

Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Ejecutora de Programas y Proyectos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en
Centroamérica – Componente Honduras

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

**Nombre del Proyecto: “Obras para el Control Integrado de
Escorrentías Superficiales e Infiltración en Colonia Nueva
Providencia, Comayagüela M.D.C”**

Código: KfW-010

Ubicación: Colonia Nueva Providencia, Comayagüela, M.D.C.

Formulador: ETF - AMDC

Fuente de Financiamiento: KfW



KFW



KFW

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

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

Proyecto:
Altos del Paraíso

Realizado por:
SGH

Fecha: febrero 2022



1. Área de actuación



Ilustración 1 Área de actuación Col. Altos del Paraíso

La geología para las áreas de intervención en lo que respecta a la conformación de taludes dentro del cauce de la quebrada para las colonias Altos del Paraíso corresponde a la formación "D/Mpmi" de acuerdo al mapa geológico "Lotti 1996". El cual se conforma de derrumbes de tobas ignimbríticas.

Se realizó la visita de campo con el fin de hacer una inspección de los taludes contiguos al cauce de la quebrada que cruza la colonia Altos del Paraíso. Se inició el recorrido por una estructura que recoge las aguas lluvias provenientes del anillo periférico dentro de la colonia Altos del Paraíso, el cual descarga directamente en la quebrada. Se hizo el recorrido en un tramo el cual tiene una longitud de 500m aproximadamente. En estos tramos se pretende realizar cortes para el mejoramiento de la sección de la quebrada, y la realización de unos bordos con el fin de evitar inundaciones en las viviendas contiguas al cauce de la quebrada.



2. Características Geotécnicas

Se identificaron de acuerdo a la geomorfología 3 tramos principales dentro la quebrada que transcurre por la colonia Altos del Paraíso. Ver imagen a continuación:



Ilustración 2 Tramos identificados Col. Altos del Paraíso

En el área identificada como "Tramo 1" el cual corresponde a las estaciones 0+000 al 0+170 según levantamiento topográfico (secciones XS-1 a XS-7) se observa taludes de alturas mayores a 10 metros y con pendientes de 45° aproximadamente. A nivel de corona se encuentra la calle principal que conecta el anillo periférico con la colonia Altos del Paraíso. En el recorrido se identificó un segundo tramo "Tramo 2" (Secciones XS-8 a XS-17), el cual se identifica zona con taludes más tendidos y con menor altura. Ahora bien, tal y como se observa en la ilustración 2 se identificó el siguiente segmento de la quebrada como "Tramo 3", este segmento presenta similitudes al "Tramo 1", taludes de gran altura con pendientes elevadas.



Ilustración 4 Segmento identificado como "Tramo 1", nótese viviendas cercanas.



Ilustración 3 Segmento de "Tramo 2" col. Altos del Paraíso, nótese calle próxima al cauce en el margen izquierdo y construcciones en el margen derecho.



Utilizando la herramienta en línea (amdc.giscloud.com) en sus mapas de amenazas y deslizamientos se identificó la zona del cauce de la quebrada que atraviesa la colonia Altos del Paraíso se encuentra ubicada en zonas con susceptibilidades altas a deslizamientos (color rojo oscuro) alternando con algunas zonas con susceptibilidad media a deslizamientos (color rojo). Se observa también que por la zona cruza una falla geológica corta.



Ilustración 5 Mapa "Susceptibilidad por amenazas en DC"

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



Ilustración 6 Imagen Google earth colonia Altos de Paraíso escala X3

Nótese de la imagen anterior la formación de un cañón por donde transcurre la quebrada, el cual cuenta con taludes de gran altura y secciones reducidas de la quebrada generando problemas de inundación en la colonia Altos del Paraíso.

3. Conclusiones y recomendaciones

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

1. Se identifica que la zona por su geomorfología se encuentra en susceptibilidades altas a deslizamientos. Por lo cual realizar cualquier movimiento de tierras en estas zonas, aun y cuando estas fueran mínimas podrían desestabilizar taludes hasta el momento estables o reactivar antiguos deslizamientos que aparentemente estarían inactivos. Por lo cual, una vez identificado el contexto geológico y las observaciones en campo, habiendo realizado el análisis correspondiente a las obras propuestas **no se recomienda realizar estos cortes para el mejoramiento de la sección de la quebrada.**
2. De acuerdo a las mejores prácticas geotécnicas no se recomienda en ningún caso realizar cortes al pie de taludes expuestos. En el caso de los tramos identificados como "Tramo 1" y "Tramo 3"



tal y como se mencionó antes se observan taludes de gran altura con pendientes elevadas, los cuales se encuentran próximos a viviendas y calles vehiculares dentro de la colonia Altos del Paraíso. Se observa algunos cortes los cuales no reducen estas pendientes si no en todo caso aumentan, lo cual podría desestabilizar estos taludes poniendo en peligro las viviendas cercanas. En el "Tramo 2" en todo caso que encontramos taludes de alturas menores la problemática pasa más por un tema de cercanía de calle vehicular y construcciones aledañas al cauce que imposibilitarían estos cortes.

3. En caso donde no se encuentre otra medida de mitigación viable para la colonia Altos del Paraíso, se debe considerar la instalación de instrumentación tales como inclinómetros, piezómetros, puntos de control topográfico etc., para monitorear posibles movimientos de estos taludes para brindar a un Proyecto de seguimiento la información necesaria para proponer las obras requeridas para realizar este tipo de obras. Obras como ser: anclajes, pilotes, o cualquier obra de estabilización necesaria previa al corte.

INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

COLONIA NUEVA
PROVIDENCIA

Responsables:
Ing. Fredy Flores
Ing. Dago Brizuela
DICIEMBRE / 2023

1. Contenido

1. Contenido.....	2
2. Introducción	4
3. Ubicación del Proyecto	4
4. Caracterización Climática de la Zona.....	5
5. Metodología	7
5.1. Análisis hidrológico.....	7
5.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas	7
5.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas.....	8
5.1.3. Tiempo de concentración.....	9
5.1.4. Capacidad hidrológica de los suelos	9
5.1.5. Usos y Coberturas de Suelos	11
5.1.6. Aspectos hidrológicos.....	12
5.1.7. Tormenta de Diseño	13
5.1.8. Estimación Caudales de Diseño.....	15
5.2. Análisis y dimensionamiento hidráulico	16
5.2.1. Fundamentos Generales	16
5.2.1.1. Flujo en canales abiertos	16
5.2.1.2. Ecuación de continuidad	16
5.2.1.3. Crecientes e inundaciones.....	16
5.2.1.4. Crecientes de diseño	16
5.2.2. Simulación hidráulica.....	16
5.2.2.1. Planicie de inundación.....	16
5.2.2.2. Generalidades del Modelo HEC RAS	17
5.2.3. Clasificación de inundaciones según su duración	18
5.2.3.1. Inundaciones rápidas o dinámicas	18
5.2.3.2. Inundaciones lentas o estáticas	18
5.2.4. Dimensionamiento de obras de drenaje menor y mayor.....	18
5.2.4.1. Drenaje Menor	18
5.2.4.2. Drenaje Mayor.....	19
6. Resultados del Estudio Hidrológico – Hidráulico.....	19
6.1. Cálculos hidrológicos	19
6.2. Cálculos hidráulicos	22



7.	Análisis de riesgo de desastre por inundación	28
7.1.	Cálculos de llanuras y velocidades de inundación	28
7.2.	Cálculo de nivel de intensidad de amenaza de inundación.....	30
7.3.	Identificación de amenaza en sitio.....	31
7.4.	Propuestas de diseño hidráulico para la solución del caso de inundación.....	32
7.4.1.	Puente para Caja Vehicular.....	32
7.4.2.	Perfiles de flujo y secciones	33
7.4.3.	Limpieza y conformación del cauce.....	34
7.5.	Control Integrado de Escorrentía Superficial	35
7.6.	Análisis hidráulico.....	38
7.6.1.	Fundamentos Generales	38
7.7.	Resultados del dimensionamiento hidráulico.....	39
7.8.	Obras complementarias	42
8.	Conclusiones	43
9.	Referencias.....	44



INFORME

2. Introducción

El presente informe describe de forma resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de mitigación a ser construidas en las colonias Nueva Providencia, ubicadas en el Municipio del Distrito Central 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 Urbana al cambio climático en 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 morfométricas y comportamiento hidrológico de las cuencas de aporte, además de la valoración de las condiciones climáticas del sitio a fin de determinar los caudales de diseño. Finalmente, haciendo uso de dichos valores de caudal, se procedió a revisar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje existente y se dimensionaron las cunetas nuevas.

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

3. Ubicación del Proyecto

La Colonia Nueva Providencia se ubica al noroeste de la ciudad de Comayagüela, colinda al norte con la colonia José Arturo Duarte, y la Colonia José Ángel Ulloa, al sur con la colonia San Bosco y al sureste con la Colonia El Carrizal numero 2, de la ciudad de Comayagüela, sector 25 del Distrito Central.

La zona de visita del proyecto se ubica en las coordenadas UTM: 473221.00 m E; 1558737.00 m N, a continuación, mapa temático del sitio del proyecto.



KFW

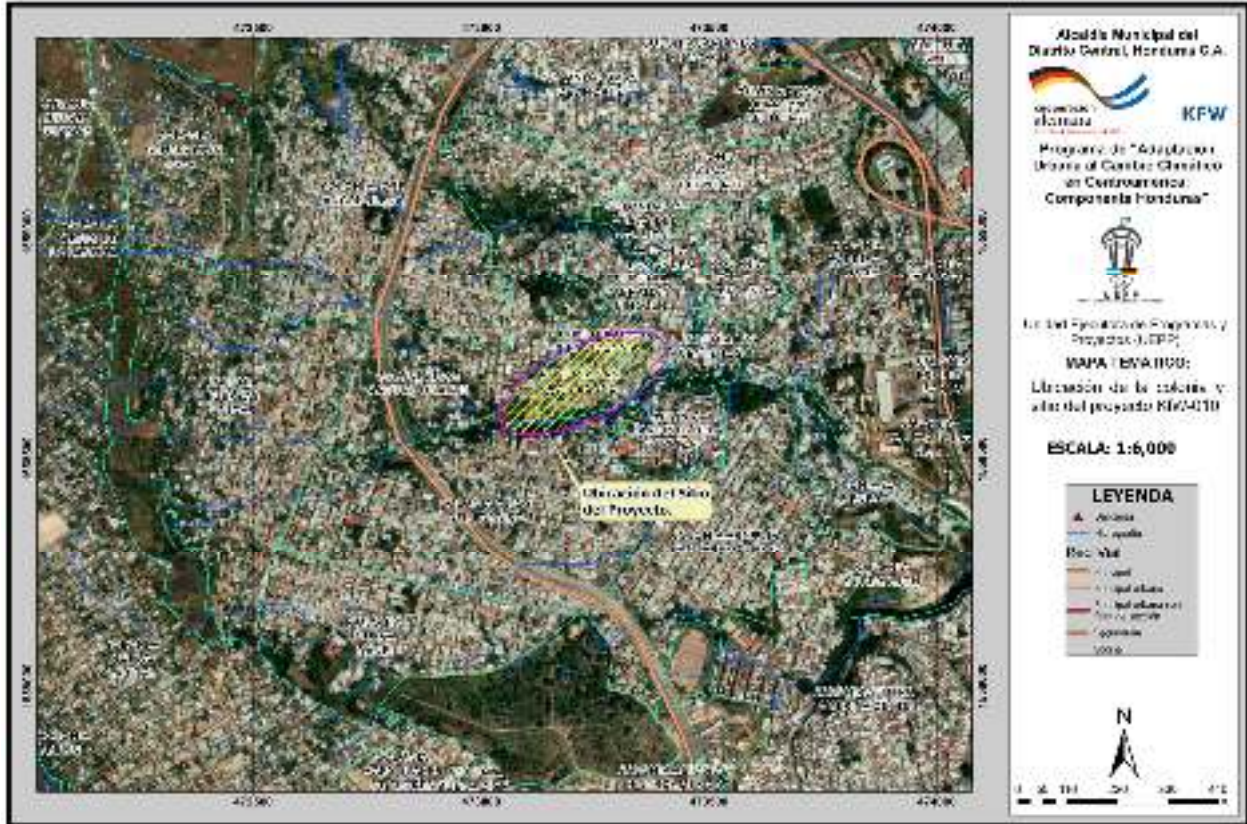


Ilustración 1. Mapa de Ubicación del sitio del Proyecto

4. 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 9,100 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.

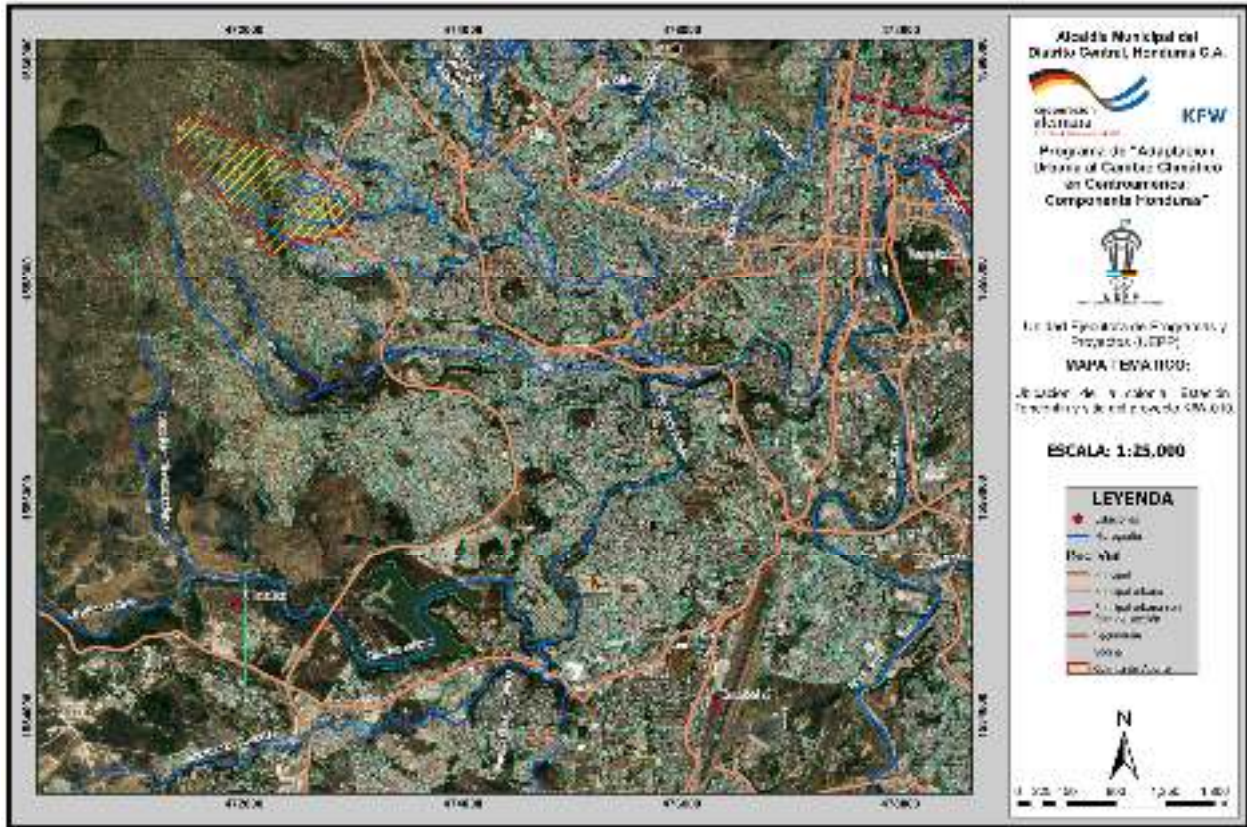


Ilustración 2. Ubicación de la estación meteorológica de la UNAH, cercana al sitio de estudio

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 verano, 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.

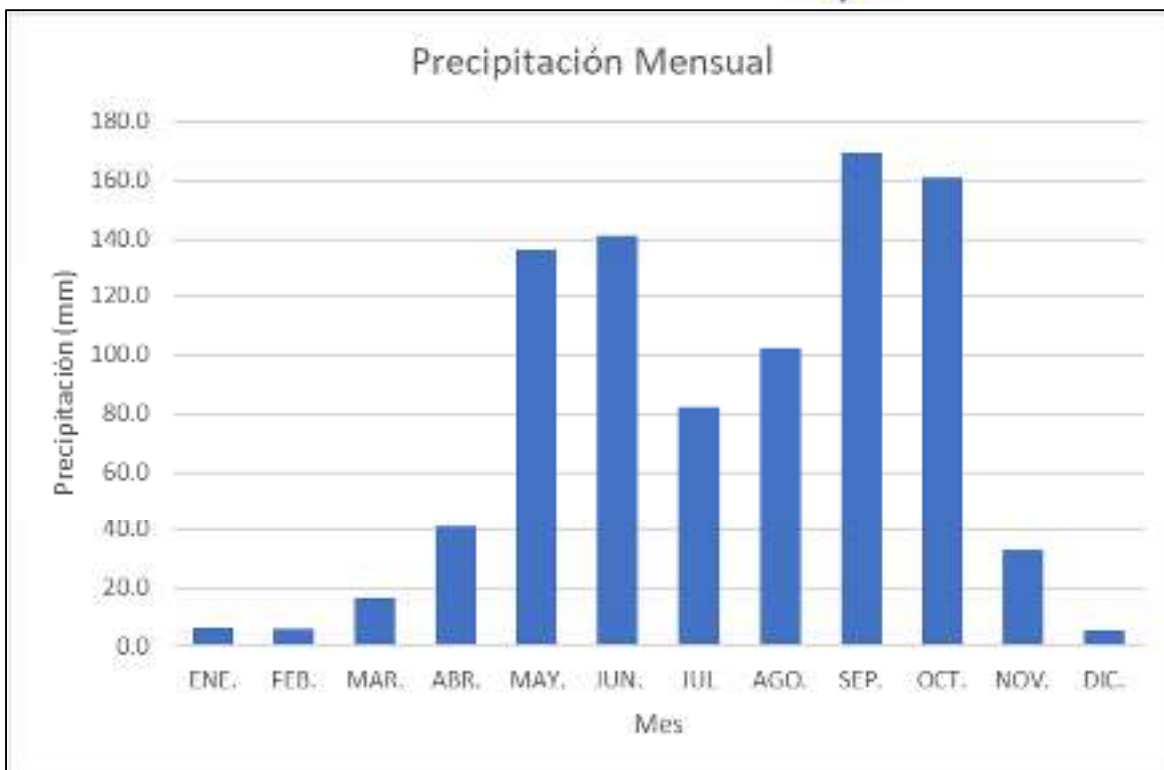


Ilustración 3. Precipitación promedio mensual, estación de UNAH

5. Metodología

5.1. Análisis hidrológico

5.1.1. 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 y una hoja de cálculo en Excel.

Las cuencas aportantes para el diseño del proyecto se reflejan en la ilustración 2 para el drenaje mayor en la zona de estudio.



KFW

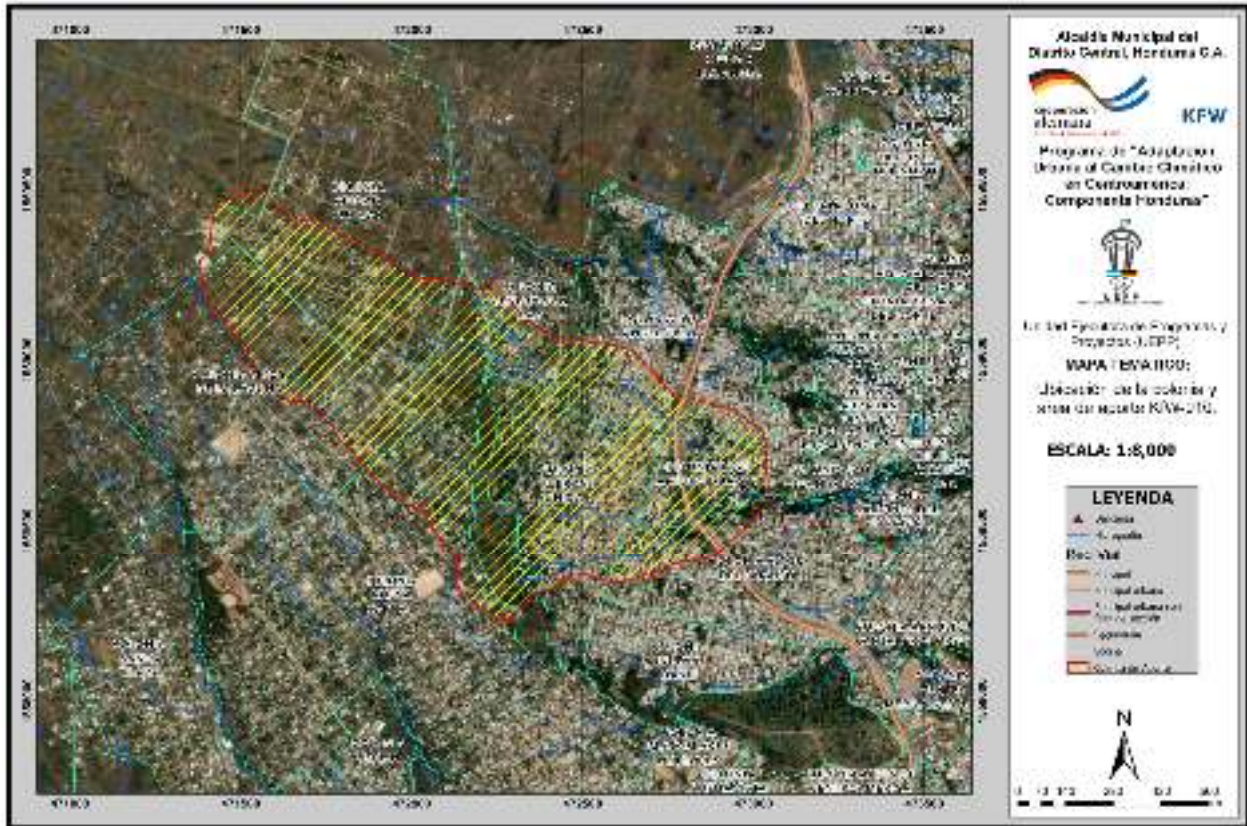


Ilustración 4. Mapa de áreas de aporte para el drenaje mayor.

5.1.2. 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 1.

Tabla 1: Parámetros morfométricos de la cuenca en estudio

Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Pendiente (%)	Cauce más largo (km)
Nueva Providencia	1.02	4.60	26.02	1.92

Se observa que la cuenca en estudio posee una pendiente media de 26.02 % 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.

se muestra en la ilustración 7. Se destaca que para este apartado la información de referencia está a una escala de 1:50000.

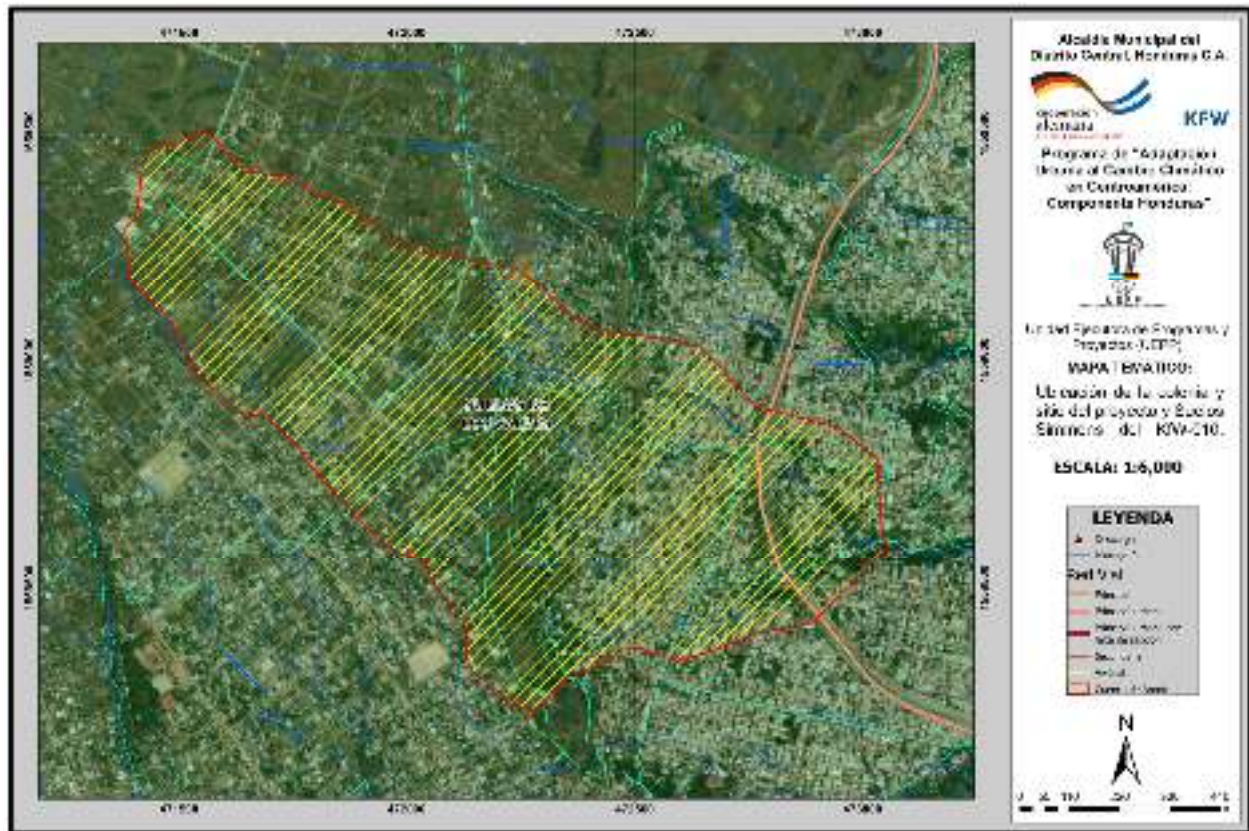


Ilustración 6. Mapa temático de Suelos Simmons en el sitio de estudio, escala 1:50,000.



ICF

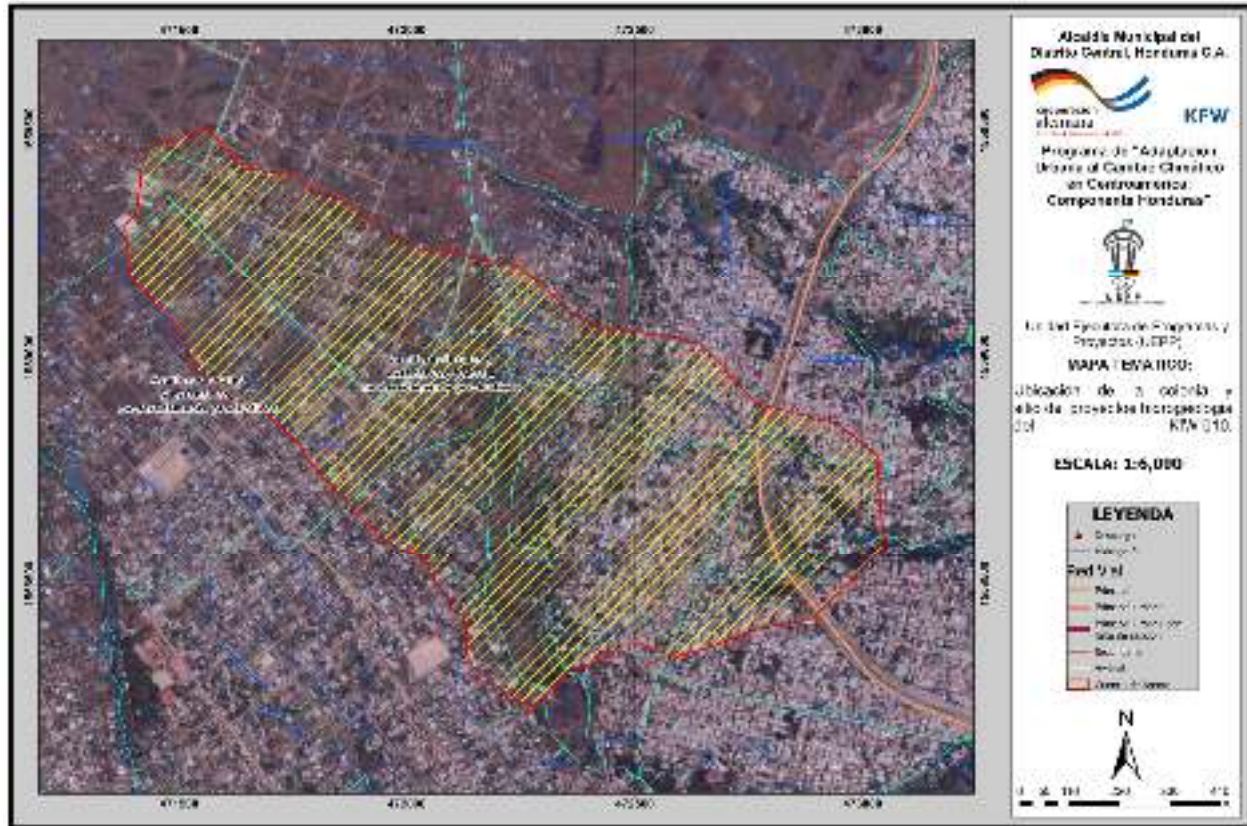


Ilustración 7. Mapa de hidrogeología en la zona de estudio, escala 1:50,000.

5.1.5. Usos y Coberturas de Suelos

Para la determinación del mapa de usos y coberturas de suelo en las cuencas de estudio se ha empleado la información proporcionada en el mapa de usos y cobertura de Suelo desarrollado por el ICF en el año 2018. El empleo de herramientas SIG también ha sido fundamental en esta parte del análisis. Este fue importante para la determinación del coeficiente de escorrentía de la cuenca, para luego ser utilizado en el método del hidrograma unitario del SCS. El cálculo del CN o escorrentía, fue realizado de forma ponderada, porque existen diferentes coberturas que van desde: pasto con cultivos y Zona Urbana Continua, esta última en mayor proporción.



5.1.7. 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.

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

Ilustración 9. Valores típicos para decisión de períodos de retorno

En el 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

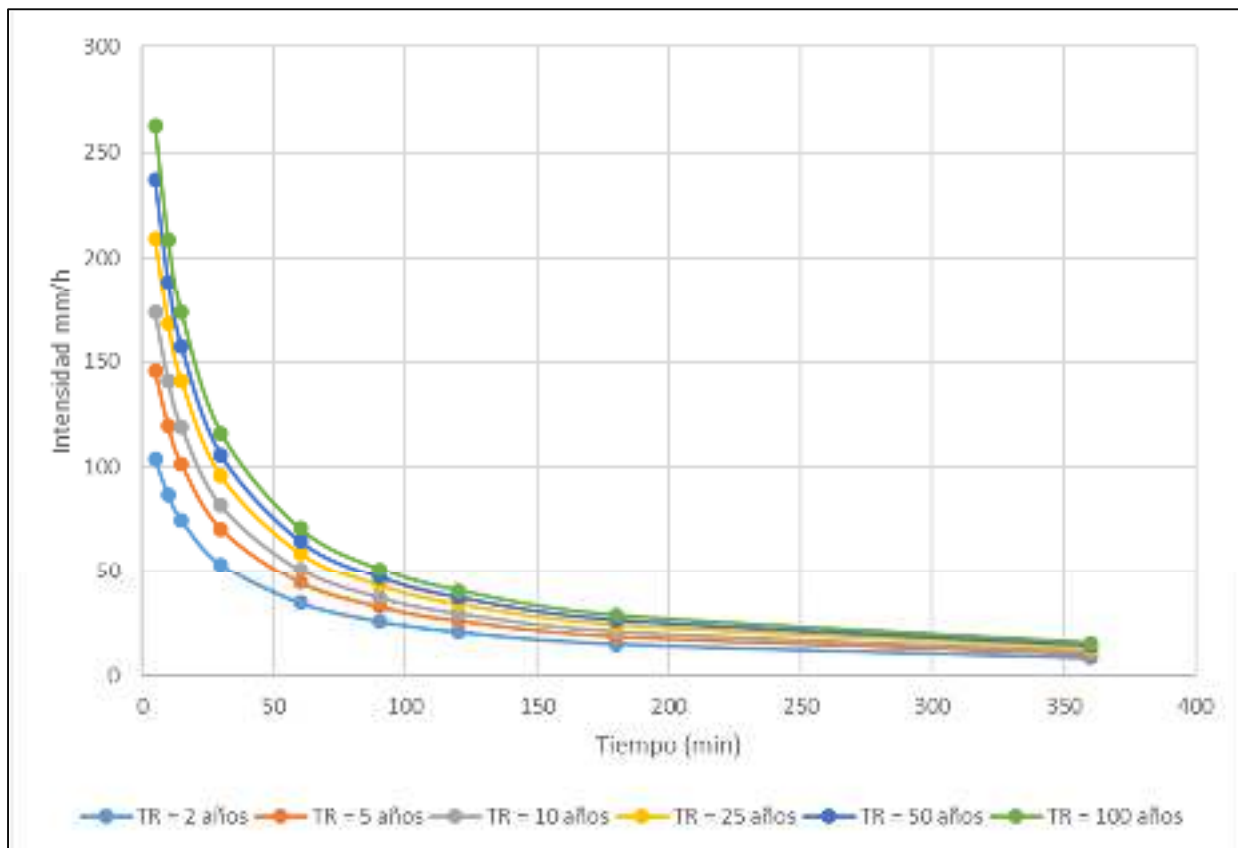
En este caso, para las cuencas con tamaño superior a 150 Has, y donde el método de análisis hidrológico es el del Número de Curva del SCS, sí ha sido necesario distribuir de manera temporal la tormenta y así generar un hietograma de diseño. Para ello, se empleó el método del bloque alterno.

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

5.1.8. Estimación Caudales de Diseño

Método del Número de Curva del SCS e Hidrograma Unitario

Modelo de abstracciones de precipitación (número de curva)

Las abstracciones de la precipitación fueron calculadas en el presente estudio empleando la metodología del número de curva (CN) del Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, y adoptada para Honduras en el manual de Referencias hidrológicas del FHIS (2002). Se estimó un número de curva CN representativo para la cuenca, tomando en cuenta el tipo de suelo (obtenidos del Mapa Nacional de Suelos (Simmons, 2002)) y el uso o cobertura vegetal del mismo (obtenidos a partir del Mapa de Cobertura Nacional de Suelos, ICF (2018)) dentro de la región de análisis, para el caso en estudio, se muestran en la tabla III.

Tabla 3: Coeficiente de escorrentía de la cuenca

Nombre	Curva Número	Abstracción Inicial (mm)
Nueva Providencia	89.92	5.696

Modelo de transformación precipitación – escorrentía (hidrograma unitario)

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

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

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.

5.2. Análisis y dimensionamiento hidráulico

5.2.1. Fundamentos Generales

5.2.1.1. Flujo en canales abiertos

El flujo en canales abiertos se representa comúnmente mediante la ecuación de Manning. Dicha ecuación permite calcular la velocidad del flujo en un canal abierto en función de sus dimensiones, el tipo de material y la pendiente de este.

5.2.1.2. Ecuación de continuidad

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

$$Q = VA$$

5.2.1.3. 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.

5.2.1.4. 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.

5.2.2. Simulación hidráulica

5.2.2.1. Planicie de inundación

Una planicie o llanura de inundación es un área usualmente seca adyacente a ríos, corrientes, lagos, bahías, océanos, la cual se inunda durante eventos de crecientes. La planicie de inundación puede incluir el ancho total de valles angostos o áreas amplias localizadas a lo largo de ríos. Tal como se muestra en la figura 1, el canal y la planicie de

inundación son partes integrales de la conducción natural de una corriente y a medida que el cauce crece, aumenta el flujo sobre la planicie de inundación (Chow, Maidment y Mays 1994).

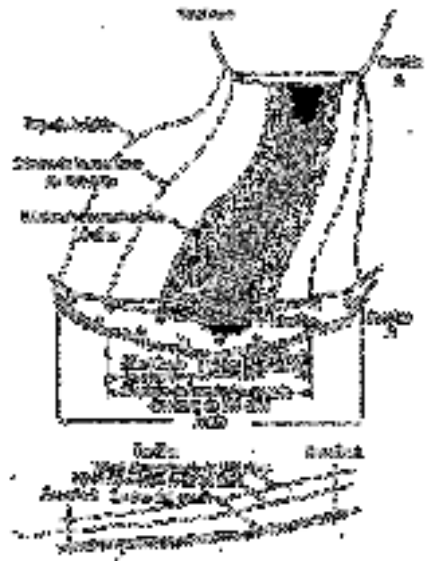


Figura 1. Sección y tramo de un río. Fuente (Chow, Maidment y Mays 1994)

El primer paso en cualquier análisis de una planicie de inundación es recolectar información, que incluye mapas topográficos, flujos de creciente, si existe alguna estación de aforo en las cercanías, información de lluvia, secciones transversales levantadas topográficamente y estimaciones de la rugosidad del canal en un cierto número de puntos a lo largo del río (Chow, Maidment y Mays 1994).

5.2.2.2. Generalidades del Modelo HEC RAS

HEC-RAS es el nombre compuesto de las siglas en inglés HEC, Hydrologic Engineering Center, y RAS, River Analysis System, es la aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente, transporte de sedimentos y análisis de calidad del agua en cauces abiertos, ríos y canales artificiales. Fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de América (US Army Corps of Engineers) (Villón 2011).

Este modelo unidimensional se basa en el cálculo de Flujo Gradualmente Variado (FGV) mediante la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Considera las pérdidas de energía producto de la fricción a lo largo del cauce y de procesos de expansión y contracción del flujo. Para casos de Flujo Rápidamente Variado (FRV), como saltos hidráulicos, confluencias y flujo en puentes el modelo incorpora la solución de la ecuación de momentum del flujo.

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

El proceso básico computacional está basado en la solución de la ecuación de la energía en una dimensión. Las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (Ecuación de Manning) y los coeficientes de contracción/expansión. La ecuación de momentum es utilizada en situaciones donde el perfil de la superficie del agua varía rápidamente. Estas situaciones incluyen cálculos de régimen de flujo mixto, cálculos hidráulicos de puentes y evaluación de perfiles en confluencias de ríos (US Army Corps of Engineers 2010).

5.2.3. Clasificación de inundaciones según su duración

5.2.3.1. Inundaciones rápidas o dinámicas

Suelen producirse en ríos de montaña o en aquellos cuyas cuencas vertientes presentan fuertes pendientes por efecto de lluvias intensas. Las crecidas son repentinas y de corta duración. Son estas las que suelen producir los mayores estragos en la población, sobre todo porque el tiempo de reacción es prácticamente nulo (INETER/COSUDE 2005).

5.2.3.2. Inundaciones lentas o estáticas

Se produce cuando lluvias persistentes y generalizadas producen un aumento paulatino del caudal del río hasta superar su capacidad máxima de transporte. Entonces el río se sale de su cauce e inunda las áreas planas cercanas. Las zonas que periódicamente suelen quedar inundadas se denominan planicies de inundación (INETER/COSUDE 2005).

5.2.4. Dimensionamiento de obras de drenaje menor y mayor

5.2.4.1. 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.



5.2.4.2. Drenaje Mayor

En el caso de las estructuras mayores (caja/caja puente), el análisis hidráulico se lleva a cabo mediante el software HEC-RAS, pero también se realiza un pre-dimensionamiento de este mediante el software HY-8, elaborado por Federal Highway Administration (FHWA) de Estados Unidos de Norte América.

6. Resultados del Estudio Hidrológico – Hidráulico

6.1. 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.

A continuación, en la ilustración 10 se muestra el modelo de cuenca y esquema disponible en el modelo HEC-HMS para el análisis hidrológico.

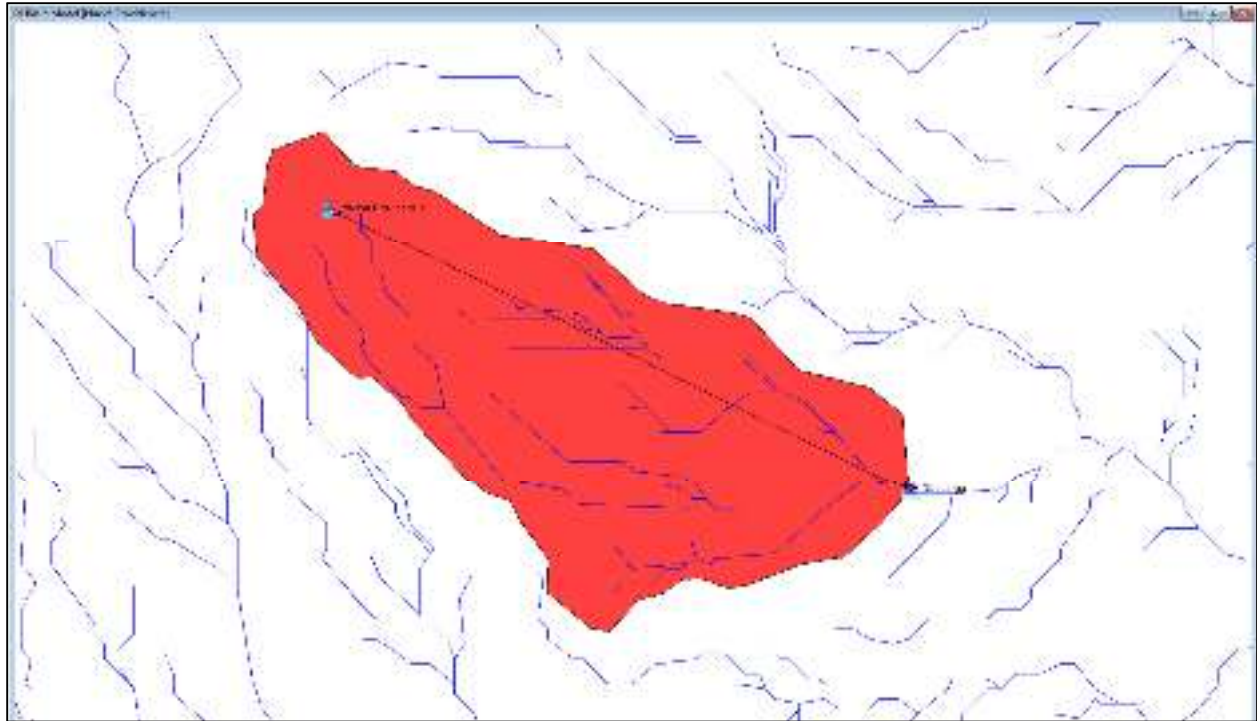


Ilustración 10. Esquema de ejemplo del modelo en HEC-HMS

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

- a) Mapa de suelos de Simmons, obteniéndose una representación del 100% de la cuenca bajo la clasificación de suelo de los valles, con estimación de capacidad hidrológica C.
- b) Usos y coberturas de Suelo ICF 2018, encontrándose dentro de las cuencas las siguientes clasificaciones:

- Pastos/Cultivos
- Zona Urbana Continua

Los principales datos de entrada para el modelo hidrológico de la cuenca son como se resume en la tabla IV.

Tabla 4: Datos de entrada para el modelo en HEC-HMS

Nombre	Área de cuenca (km ²)	Numero de Curva (CN II)	Tc (min)	Tlag (min)
Cuenca Don Pedro	1.02	89.92	20.00	12.00

El hietograma de diseño, desarrollado por el método del bloque alternativo, concentrando el pico de precipitación en el centro del evento, se ilustra a continuación, a manera de ejemplo, mediante el hietograma desarrollado para un periodo de retorno de 25 años y para la cuenca, ilustración 11.

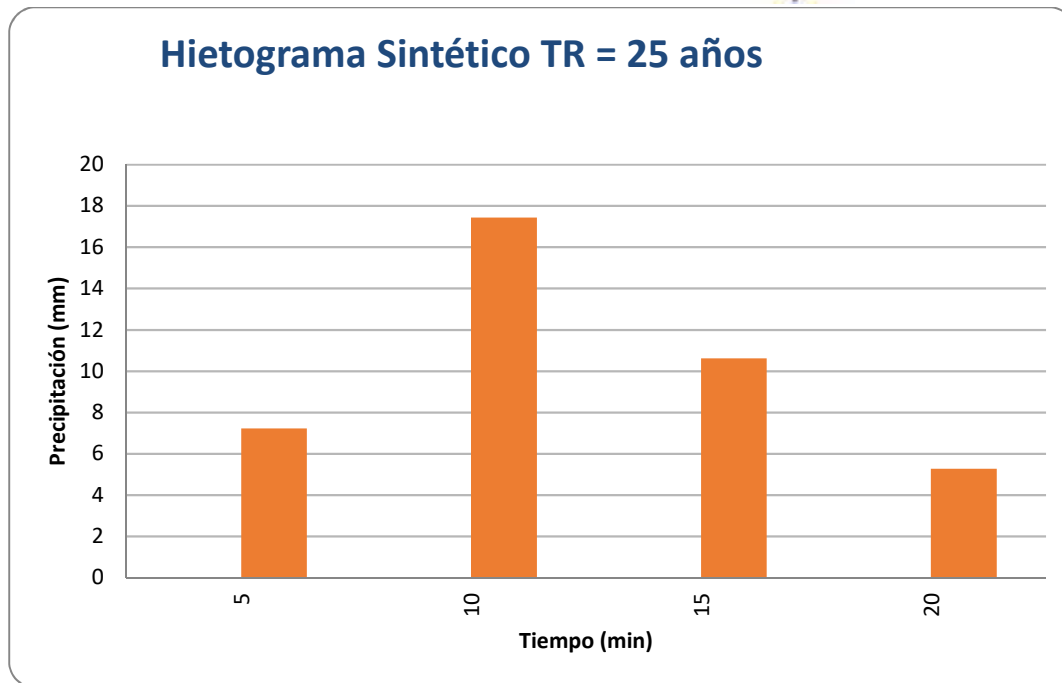


Ilustración 11. Ejemplo de hietograma mediante bloques alternos, TR de 25 años

Los resultados del modelo precipitación-escorrentía se representan gráficamente mediante los hidrogramas de diseño, con su respectivo caudal pico. A continuación, se ilustra, a manera de ejemplo, el hidrograma de crecida para la quebrada en estudio con un periodo de retorno de 25 años. Vemos que el valor pico que alcanza el hidrograma es $14.80 \text{ m}^3/\text{s}$, como se observa en la ilustración 12.



Ilustración 12. Hidrograma de salida un TR de 25 años

En la tabla V se resume los resultados que se obtuvieron del análisis hidrológico para las la cuenca en estudio.

Tabla 5: Resumen de valores pico de caudal para la descarga de la cuenca en estudio.

Nombre	Tr (años)					
	5	10	25	50	100	
Nueva Providencia (m ³ /s)	8.40	11.10	14.80	17.50	20.40	

6.2. Cálculos hidráulicos

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

El levantamiento topográfico base se ha realizado mediante una estación total, de la cual se obtuvo una nube de puntos con su respectiva elevación y ubicación geográfica. Con esta nube de puntos se desarrolló un modelo digital del terreno (MDT) con tamaño de celda de 0.25x0.25 m. Este modelo fue ingresado en el editor geométrico de HEC-RAS en el que se preparó el área de estudio, considerando celdas de 1x1 para facilitar el



proceso de modelamiento. La preparación de esta geometría incluye ubicar las condiciones aguas arriba y aguas abajo y otras condiciones de frontera que sean necesarias, también incluye la construcción de las obras transversales al cauce que puedan ocasionar un comportamiento significativo en el flujo de cada crecida. En la ilustración 13 y 14 se muestra la configuración utilizada en el modelo geométrico.

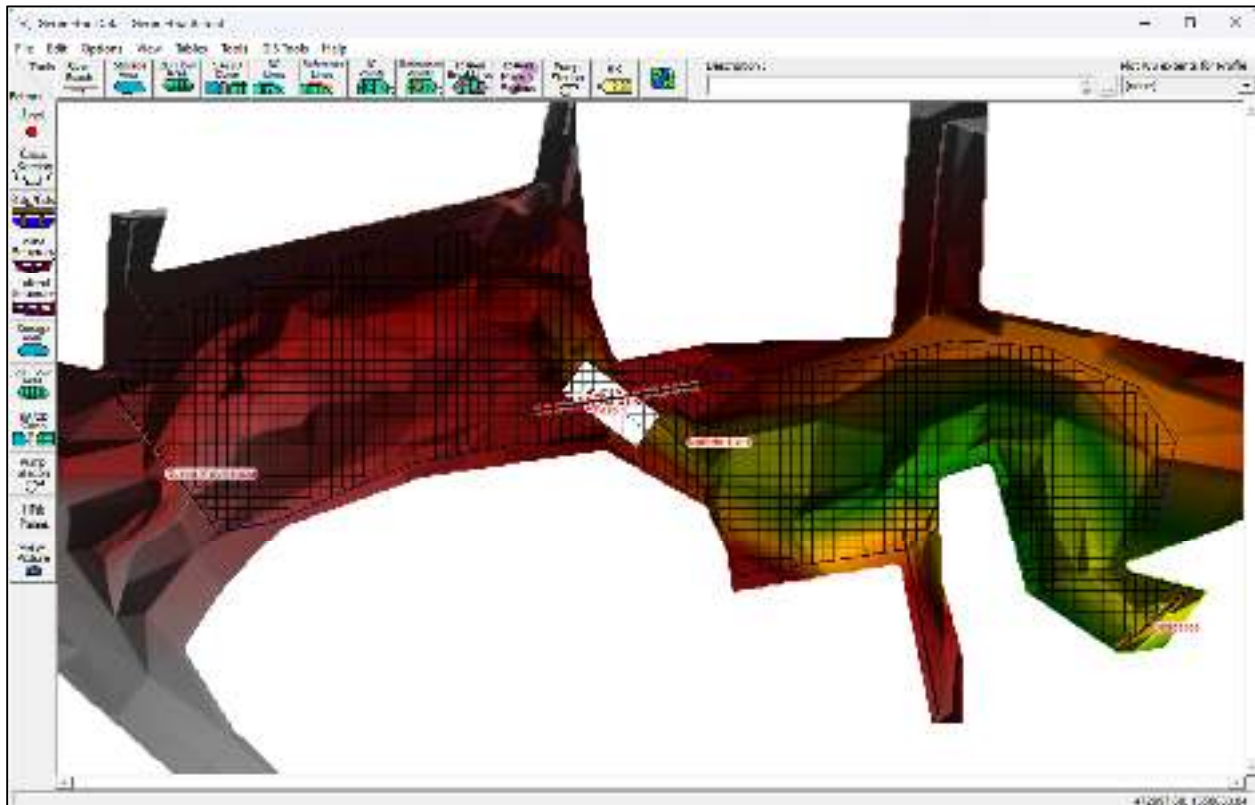


Ilustración 13. Esquema en planta del modelo geométrico en HEC-RAS y el MDT empleado

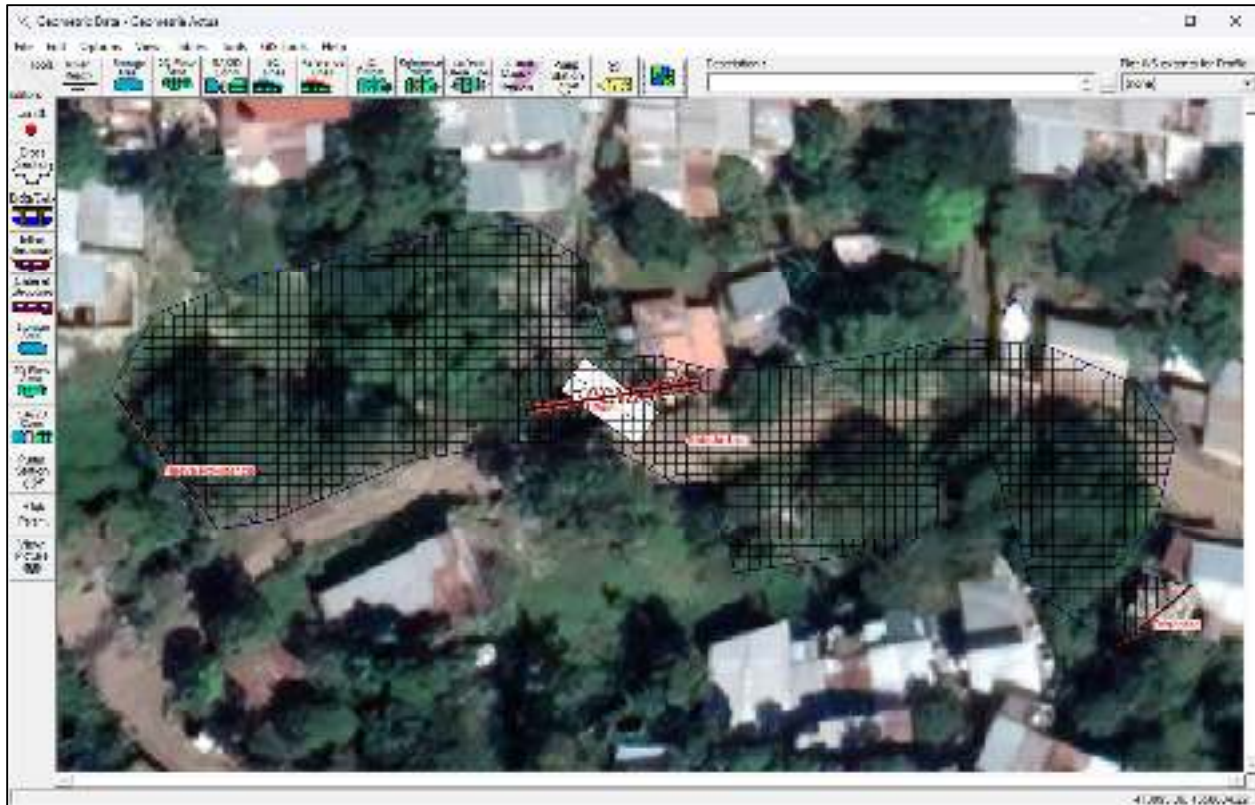


Ilustración 14. Esquema en planta del modelo geométrico en HEC-RAS y la ortofoto JICA (2011) utilizada

Una vez preparado el modelo geométrico del área de estudio, se procedió a ingresar los hidrogramas de crecida para los tiempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años en las condiciones de frontera establecidas aguas arriba. En la condición de frontera aguas abajo se ha considerado utilizar la pendiente normal, calculada con la topografía levantada en un tramo de 25 metros cerca de esta frontera, la pendiente resulta en 0.1208m/m. En las figuras 2 y 3 se muestra la configuración establecida para un tiempo de retorno de 25 años.



Unsteady Flow Data - Tr-025

File Options Help

Description:

Boundary Conditions | Initial Conditions | Meteorological Data | Observed Data

Boundary Condition Types

Stage Hydrograph	Flow Hydrograph	Stage/Flow Hydr.	Rating Curve
Normal Depth	Lateral Inflow Hydr.	Uniform Lateral Inflow	Groundwater Interflow
T.S. Gate Openings	Elev. Controlled Gates	Navigation Dams	IB Stage/Flow
Rules	Precipitation	 	

Add Boundary Condition Location

Select Location in table then select Boundary Condition Type

River	Reach	RS	Boundary Condition
Storage/2D Flow Areas			Boundary Condition
1	Mallado 1 x 1 BCLine: Nueva Providencia		Flow Hydrograph
2	Mallado 1 x 1 BCLine: Descarga		Normal Depth

Figura 2. Configuración de flujo no permanente para un TR de 25 años

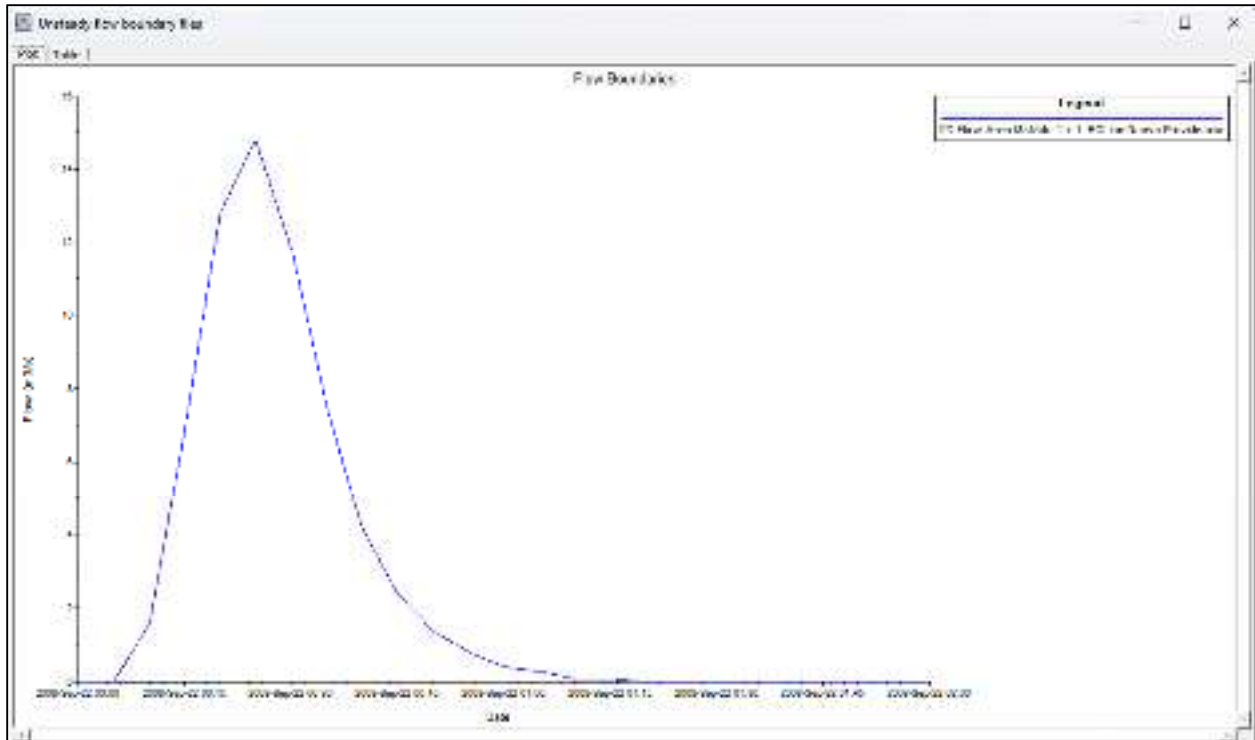


Figura 3. Hidrograma de crecida utilizado para condición de frontera aguas arriba para un TR de 25 años

Seguidamente se preparó el plan para la modelación en flujo no permanente, considerando la geometría, condiciones de frontera y de flujo establecidos para el modelo completo para los diferentes tiempos de retorno empleados para el análisis. Un parámetro importante en esta preparación es calcular el intervalo de cómputo el cual nos permitirá analizar de forma correcta el comportamiento de la crecida. Un intervalo de cómputo elevado no resultará en un modelo fuera de la realidad, entre menor sea este intervalo más ajustado al modelo será el resultado. Para determinar este intervalo se ha utilizado el número de Courant, el cual relaciona la distancia que recorre una partícula en un determinado tiempo, dicho en otras palabras, esto es la velocidad con la que transita por una determinada celda. Para el estudio como bien se ha mencionado anteriormente, se ha utilizado un tamaño de celda de 1m x 1m, y se consideró de acuerdo con la literatura que la velocidad promedio que podría presentarse en el tramo de estudio es de 4 m/s, por lo tanto, el intervalo de cómputo resultaría en 0.25 segundos. En el programa se configuró a 0.10 segundos, como se muestra en la figura 4. El tiempo de modelación para cada tiempo de retorno para la configuración empleada es alrededor de 10 minutos.

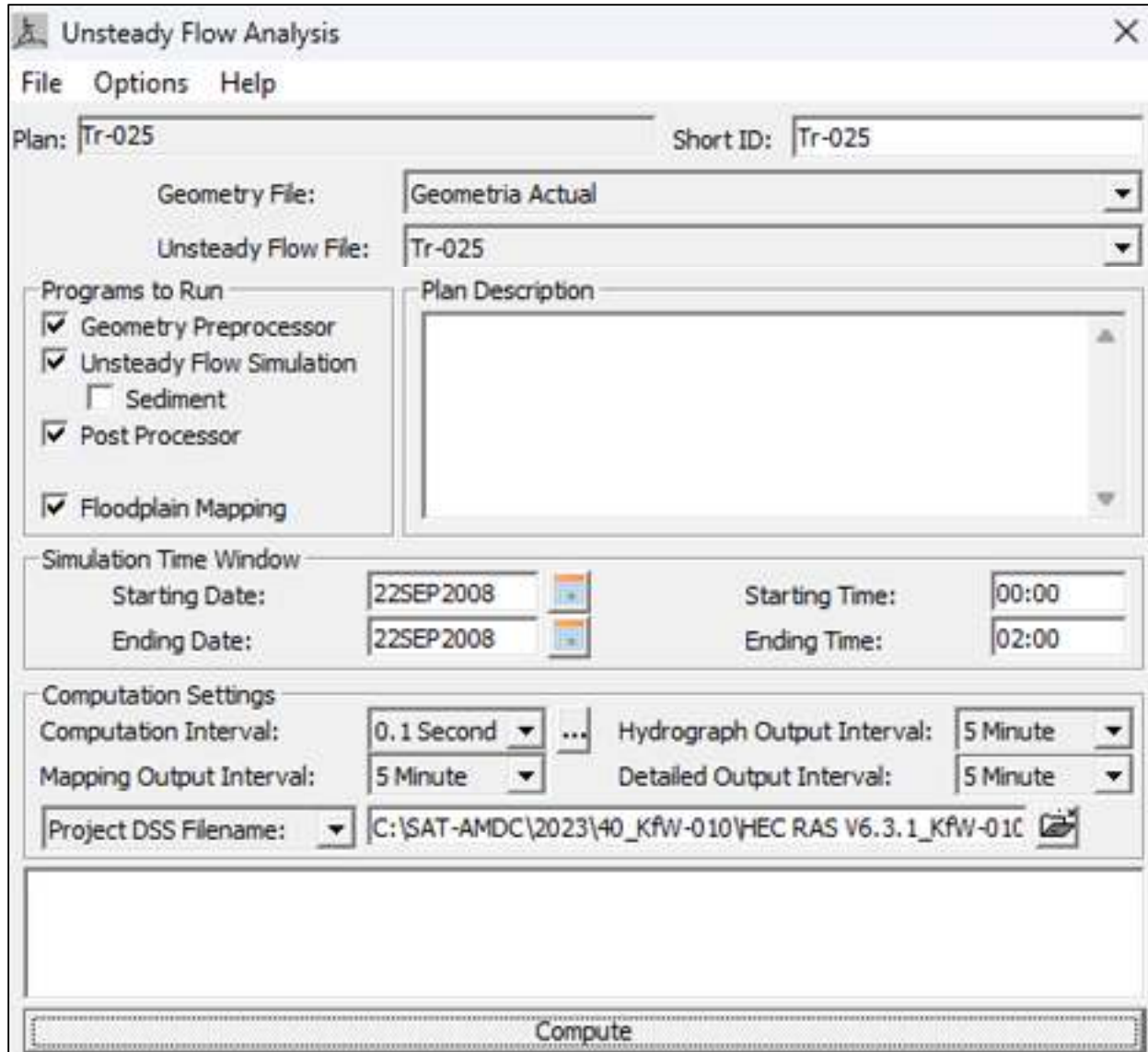


Figura 4. Plan para un tiempo de retorno de 25 años

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



Figura 5. Resultados en RAS Mapper para la crecida máxima de un tiempo de retorno de 25 años

7. Análisis de riesgo de desastre por inundación

7.1. 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.

Las velocidades en el tramo en estudio para el hidrograma correspondiente a un tiempo de retorno de 25 años están entre el rango de 0.00 a 12.88 m/s, para la elevación máxima de superficie de agua en cada sección, que no necesariamente corresponde a la del caudal pico. Esta elevación máxima se encuentra entre 0.00 y 3.12 m desde el fondo mínimo del tramo en estudio, con un ancho máximo aproximado de espejo de agua de 9.00 m.



KFW



Ilustración 15. Mapa temático de profundidad y extensión de crecida máxima para un tiempo de retorno de 25 años

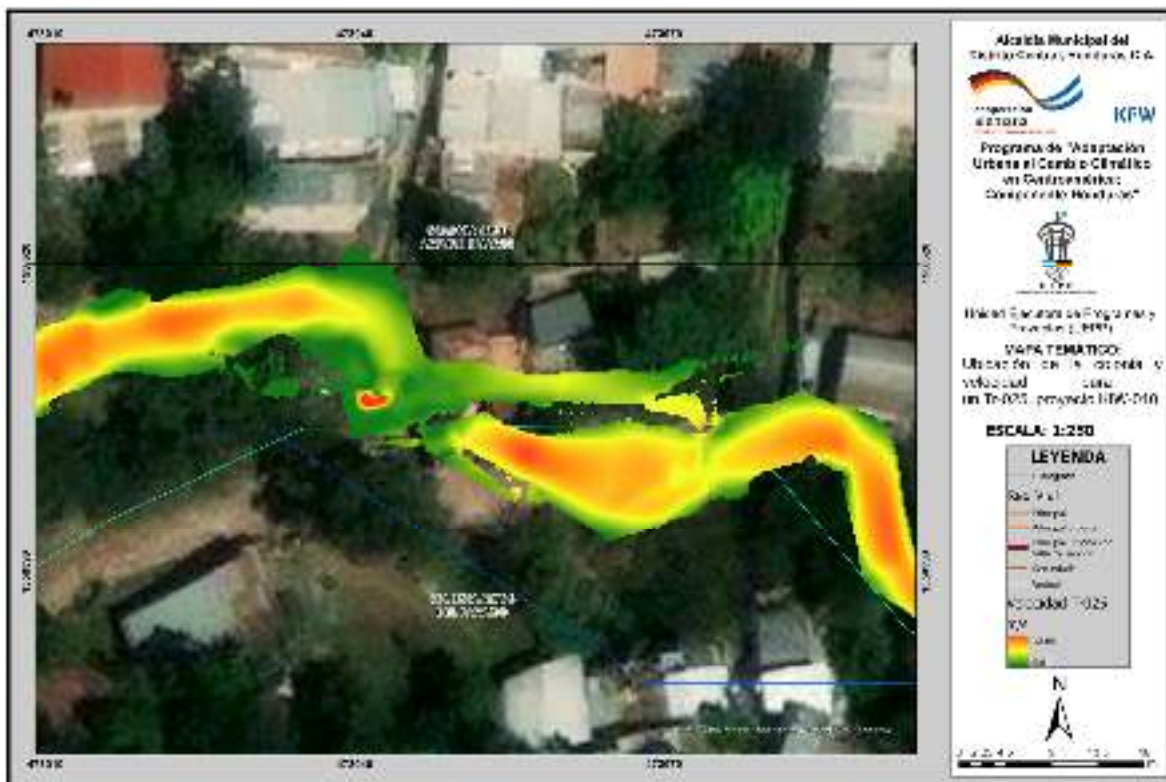


Ilustración 16. Mapa temático de velocidad y extensión de crecida máxima para un tiempo de retorno de 25 años

7.2. Cálculo de nivel de intensidad de amenaza de inundación

A través de los resultados obtenidos en el modelo HEC-RAS 2D, los cuales son el ráster de velocidades y el ráster de profundidad de la inundación para el TR de 25 años, se procedió a calcular mediante un programa de sistemas de información geográfica, la intensidad de inundación (ilustración 18). Mediante herramientas digitales para realizar álgebra de mapas, se aplicaron metodologías para la operación aritmética de multiplicación de ambos ráster. Seguidamente se procedió a reclasificar el ráster resultante, de acuerdo con los parámetros hidráulicos definidos por la consultoría de “Sistemas de Información Geográfica” del BID en el marco de la ICES, cuyos parámetros fueron tomados del manual de referencia para inundaciones de COPECO.

A través de los resultados obtenidos en el modelo HEC-RAS 2D, con los datos de velocidad y profundidad se ha calculado la intensidad de inundación en el canal y fuera de él, para un periodo de retorno de 25 años. La clasificación de la intensidad es tomada en acuerdo con los parámetros hidráulicos definidos por la consultoría de “Sistemas de Información Geográfica” del BID en el marco de la ICES, cuyos parámetros fueron tomados del manual de referencia para inundaciones de COPECO. En la ilustración 18 se muestran las matrices para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación.

Inundaciones dinámicas				
Profundidad	1.5m	0.75	1.50	2.25
	1.00 m	0.50	1.00	1.50
	0.50m	0.25	0.5	0.75
		0.5	1.00	1.50
		Velocidad (m/s)		

Niveles de intensidad	Profundidad x vol. del flujo (m ³ /s) (Inundaciones dinámicas)
Alto	$H \cdot V \geq 1.5$
Medio	$0.5 \leq H \cdot V < 1.5$
Bajo	$H \cdot V < 0.5$ y $H \geq 0.25$ m

	Intensidad baja
	Intensidad Media
	Intensidad Alta

Ilustración 17: Clasificación de la Intensidad de la Amenaza (COPECO)

En la ilustración 19 se observa la intensidad de inundación para el tramo de estudio, en el cual también se puede apreciar que las viviendas que se encuentran en la cercanía son las más afectadas por la amenaza de inundación en la zona, que de acuerdo a la ilustración 18 se catalogan con una intensidad media a alta.



ICFw

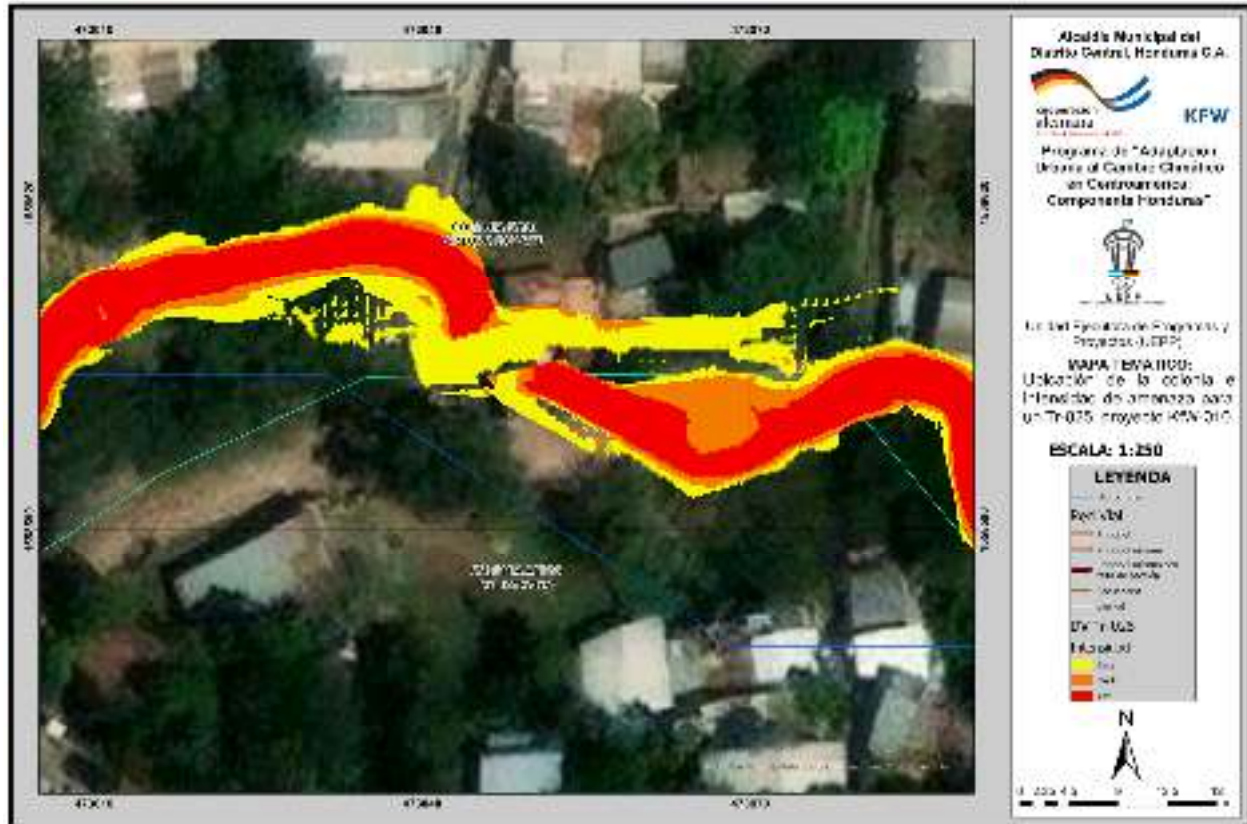


Ilustración 18: Mapa temático de amenaza por inundaciones (TR-25) y viviendas expuestas

7.3. Identificación de amenaza en sitio

Se logró identificar al menos 1 punto crítico a lo largo del tramo de 200 m de la quebrada de la colonia Nueva Providencia, donde existe mayor probabilidad de que los niveles de agua y las velocidades alcanzadas durante un evento de 25 años representen una amenaza para los pobladores de esta colonia a lo largo de este curso de agua.

Durante las visitas de campo se logró constatar que existen propiedades que, durante el evento quedan incomunicadas por el desbordamiento de la quebrada. Cabe mencionar que este camino, sirve de acceso a los servicios básicos a los pobladores de al menos 3 colonias; entre ellas Nueva Providencia, San Juan Bosco y un sector de la colonia José Arturo Duarte, ya que, el ingreso de mercadería y abastecimientos de productos, servicios y accesos a centros educativos y de salud se llegan por estas vías, de aquí se deriva la importancia de mejorar y garantizar estos accesos a los niños, adultos mayores y población en general.



7.4. 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 18 (arriba) para el caso de inundaciones fluviales y para el caso de drenaje menor, se muestra en la ilustración 19. 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.

7.4.1. Puente para Caja Vehicular

Con el propósito de mejorar las rutas de evacuación y el mejoramiento de la circulación de los habitantes del sector, hemos priorizado una caja vehicular sobre el cauce natural de la quebrada, mismo que ha sido incorporado en la simulación hidráulica con una longitud $L=4.00$ m para salvar el paso, que consta de una sección doble de 3.00×2.50 m, con una elevación de la parte inferior de 1125.33 msnm para un periodo de retorno de 25 años. A continuación, se muestra el esquema del puente dentro del modelo hidráulico.

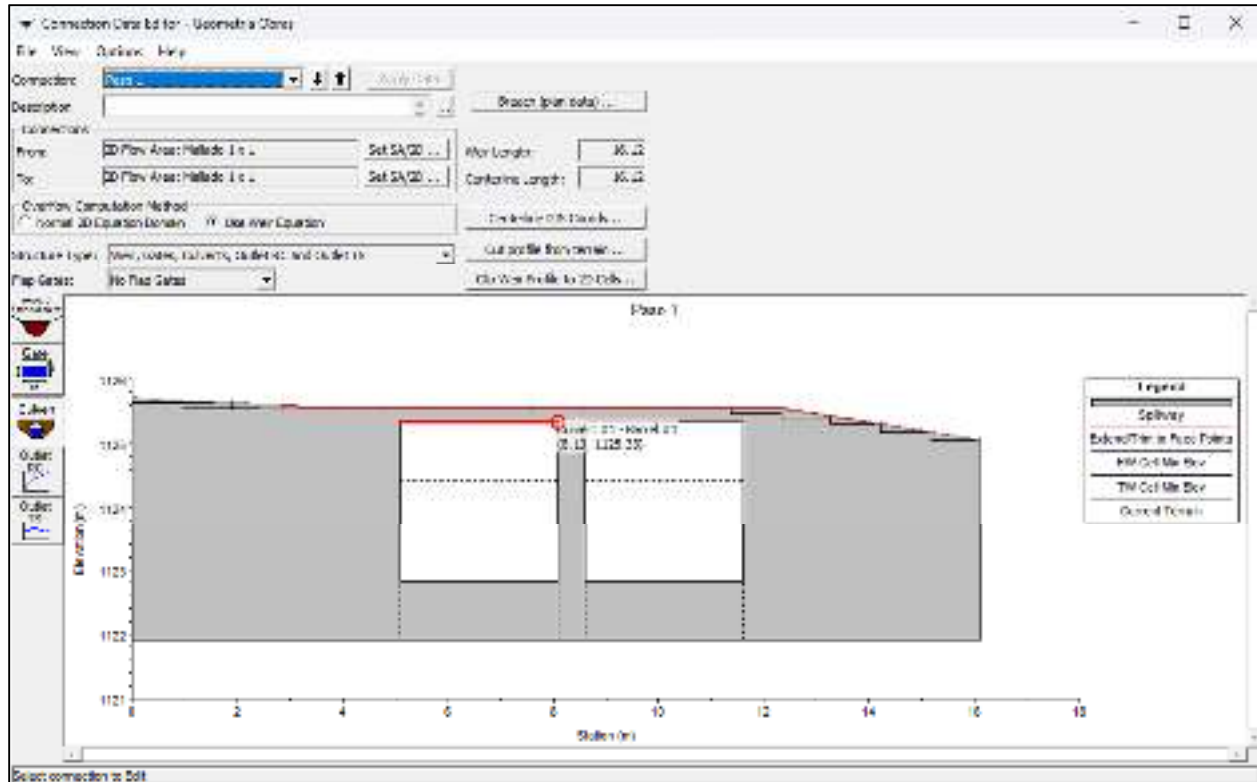


Ilustración 19: Modelo de puente peatonal en HEC RAS para un Tr-025 años.

Asimismo, se muestra el comportamiento hidráulico de la estructura propuesta, donde podemos observar el buen funcionamiento, ya que, la sección hidráulica es capaz de evacuar las solicitaciones de caudal ($14.88 \text{ m}^3/\text{s}$) para un periodo de retorno de 25 años, asegurando que el flujo no sobrepasa la losa de la estructura.

7.4.2. Perfiles de flujo y secciones

En las siguientes ilustraciones se observan los perfiles de flujo relacionado al tramo de estudio. En azul oscuro se muestra el perfil de flujo para la condición actual y en azul celeste se muestra el perfil de flujo con la obra propuesta para un escenario antes y después de las modificaciones correspondientes para un periodo de retorno de 25 años.

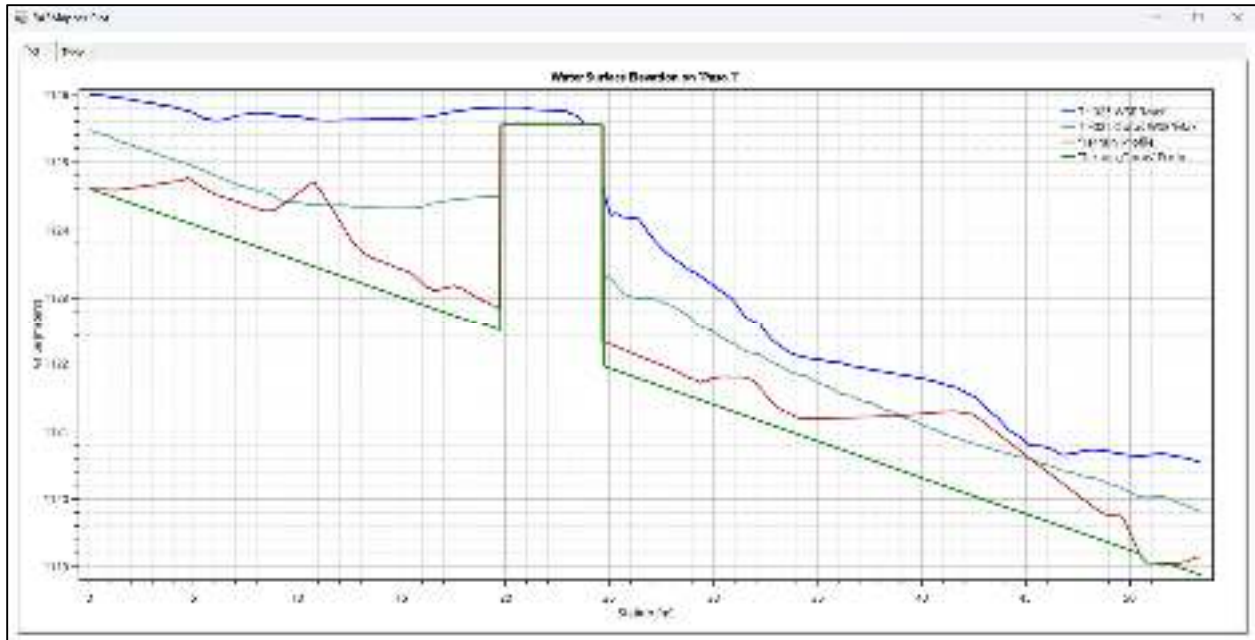


Ilustración 20: Comparativa de escenarios.

7.4.3. Limpieza y conformación del cauce.

Con el propósito de mejorar la sección hidráulica de los pasos vehiculares ubicado en las coordenadas UTM: 473013.10 m E 1558611.73 m N y 473092.22 m E 1558590.18 m N, se plantea la limpieza y conformación del cauce de al menos 40 m aguas abajo y 35 m aguas arriba de la sección del puente que sirve para comunicar las colonias Altos del Paraíso, José Arturo Duarte y colonias aledañas con la principal ruta de evacuación; por dicha estructura circulan niños que asisten a los centros educativos entre dichas colonias, así como acceso a centros sociales y carreteras principales.

A continuación, en la ilustración 21, se muestra un esquema comparativo de la amenaza actual contra la amenaza mitigada mediante estas medidas estructurales expuestas anteriormente.



ICFWR

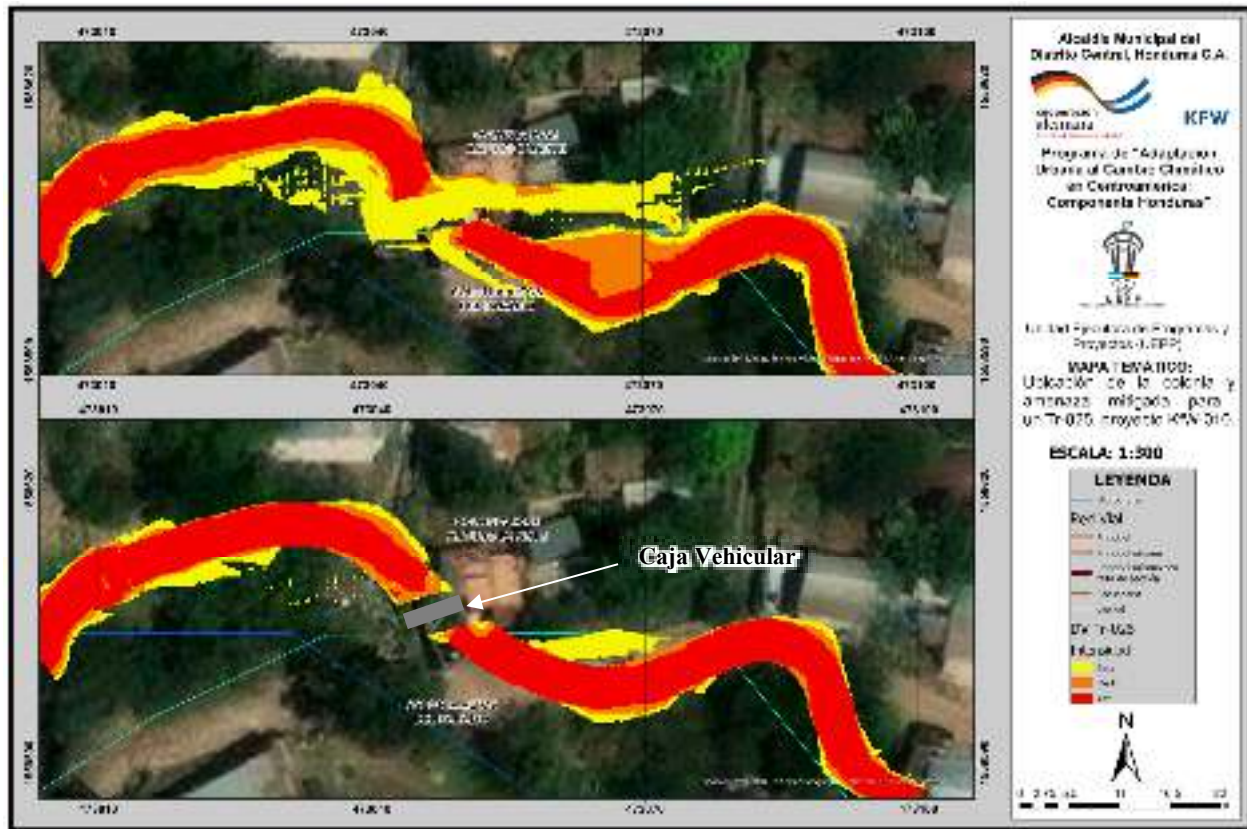


Ilustración 21: Mapa temático con la amenaza por inundaciones (TR-25) mitigada.

7.5. Control Integrado de Escorrentía Superficial

Sistema existente.

En la colonia Nueva Providencia 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.



Parámetros morfométricos de las cuencas

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

Nombre	Perimetro (m)	Area (m ²)	Area (km ²)	Area (ha)
Cuenca1	371.00	6811	0.006811	0.681
Cuenca2	456.00	10831	0.010831	1.083
Cuenca3	326.00	4209	0.004209	0.421
Cuenca4	427.00	5759	0.005759	0.576

Tiempo de concentración

Los tiempos de concentración de cada una de las cuencas se calcularon mediante un promedio aritmético de fórmulas empíricas de diversos autores, como las expuestas anteriormente, donde se consideró eliminar los valores extremos dando como resultado los siguientes tiempos de concentración.

Nombre	Area (ha)	Tc (min)
Cuenca1	0.549	5.67
Cuenca2	1.309	7.50
Cuenca3	0.320	4.67
Cuenca4	0.647	8.50

Coefficiente de Escorrentía de los suelos

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 OPERACIONES TÉCNICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN CENTROAMÉRICA

Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para las cuencas en el sector vial del ICFw, México, a Área, 1992.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)					
	2	5	10	25	50	100
Áreas de conservación:						
Árbolado	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95
Cosecha/tercio	0.75	0.80	0.82	0.88	0.92	0.97
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)						
Condición pobre (cobertura de pasto menor del 50% del área)						
Área, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47
Pavimento, 2-7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
Pavimento superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.56
Condición promedio (cobertura de pasto del 50 al 75% del área)						
Área, 0-2%	0.29	0.30	0.33	0.36	0.39	0.41
Pavimento, 2-7%	0.32	0.34	0.36	0.40	0.43	0.46
Pavimento superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.52
Condición buena (cobertura de pasto mayor al 75% del área)						
Área, 0-2%	0.24	0.25	0.26	0.29	0.32	0.34
Pavimento, 2-7%	0.29	0.32	0.32	0.36	0.40	0.44
Pavimento superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51
Áreas no de conservación:						
Áreas de Cultivos						
Área, 0-2%	0.21	0.24	0.26	0.40	0.43	0.47
Pavimento, 2-7%	0.26	0.28	0.31	0.44	0.48	0.51
Pavimento superior a 7%	0.29	0.32	0.34	0.48	0.51	0.54
Pantanos						
Área, 0-2%	0.25	0.26	0.28	0.34	0.37	0.41
Pavimento, 2-7%	0.32	0.34	0.36	0.42	0.45	0.49
Pavimento superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.52
Espejos						
Área, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39
Pavimento, 2-7%	0.24	0.26	0.28	0.40	0.43	0.46
Pavimento superior a 7%	0.25	0.29	0.31	0.45	0.48	0.52

Nota: Los valores de la tabla 4-7 son los mínimos recomendados en la ciudad de Guat., Texas.

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

Nombre	Perimetro (m)	Area (ha)	Coefficiente Escorrentía
Cuenca1	371.00	0.681	0.802
Cuenca2	456.00	1.083	0.724
Cuenca3	326.00	0.421	0.802
Cuenca4	427.00	0.576	0.802

Curvas IDF

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

Nombre	Intensidad mm/h, TR=25
Cuenca1	210.8165153
Cuenca2	189.0768948
Cuenca3	202.4805621
Cuenca4	191.8942964

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.

El resultado de la aplicación la fórmula racional para cada una de las cuencas se muestra en la tabla siguiente.

Nombre	Caudal TR=25 (m ³ /s)
Cuenca1	0.319880214
Cuenca2	0.411853805
Cuenca3	0.189860286
Cuenca4	0.246196011

7.6. Análisis hidráulico

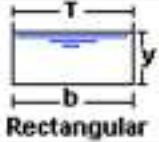
7.6.1. Fundamentos Generales

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

Ecuación de continuidad

A su vez, la fórmula de continuidad nos permitirá relacionar dicha velocidad con el caudal entrante y el área hidráulica llenada para el dimensionamiento de las secciones de cada uno de los drenajes. La ecuación de la continuidad queda expresada de la siguiente forma:

$$Q = VA$$

Donde Q es el caudal, V es la velocidad de flujo y A es el área hidráulica contenida en los canales.

7.7. Resultados del dimensionamiento hidráulico

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

- Las direcciones del flujo han sido determinadas en base al perfil longitudinal que se ha proporcionado en los planos, mediante la nube de puntos.
- La ubicación se ha tomado en base a los requerimientos del sitio.
- Las longitudes de cada uno de los tramos de cuneta quedan expresadas como sigue:

Nombre	Longitudes de Cuneta (m)	Elevación Inicial (m)	Elevación Final (m)
Tramo A-B	112.00	1141.50	1130.00
Tramo B-C	190.00	1141.50	1108.00
Tramo D-E	106.00	1128.00	1121.00
Tramo E-F	206.00	1124.00	1100.00



KFW

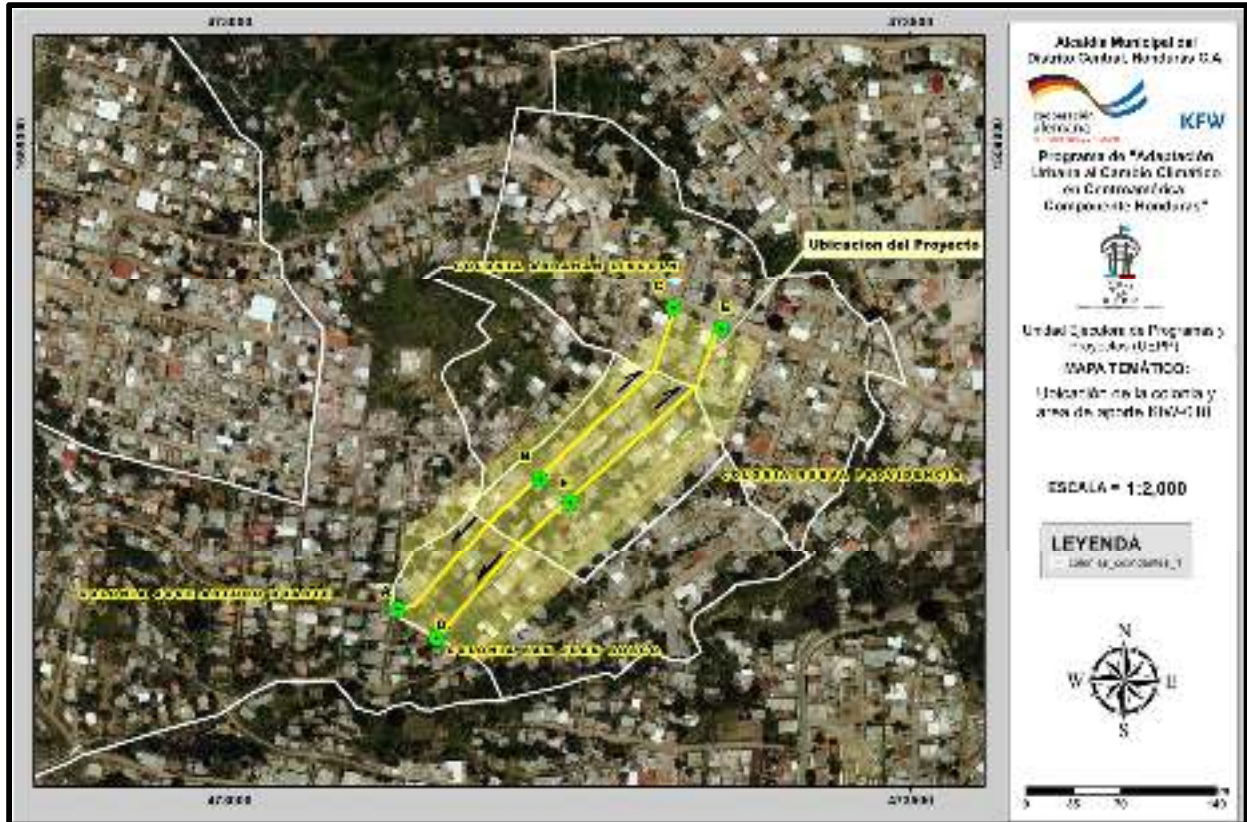


Ilustración 22. Áreas de aporte para el drenaje menor.

Los resultados para cada uno de las cuencas se expresan en las siguientes tablas, como resumen de los cálculos hidrológicos e hidráulicos

TRAMO A-B

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	0.320	m ³ /s
Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	10.268	%
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	5.75	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

TRAMO B-C

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal Total, Qt	0.412	m ³ /s
Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.5	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	17.63	%
Lámina de agua y	0.4	m
Velocidad	7.99	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

TRAMO D-E

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	0.190	m ³ /s
Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	6.60	%
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	4.61	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

TRAMO E-F

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	0.246	m ³ /s
Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	6.60	%
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	4.61	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

7.8. 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:

- Limpiezas periódicas del cauce y remoción de obstáculos.
- Plan de gestión de residuos sólidos.
- Agregar barandales de concreto a la caja para que no sean vandalizados.



8. Conclusiones

1. El caudal de diseño para periodo de retorno de 25 años para el drenaje mayor de la cuenca es de 14.80 m³/s.
2. En el modelo HEC-RAS se observa que los tirantes máximos de profundidad de crecida son de 3.12 m.
3. Las velocidades calculadas en el modelo HEC-RAS resultan hasta de 12.88 m/s, lo que cual representa velocidades erosivas.
4. Conformación de cauce 30 m aguas arriba y 40 m aguas debajo de la caja vehicular
5. El paso tipo caja vehicular de 4.0 m de longitud con sección doble de 3.00 x 2.50 m, como ruta de evacuación y una invertida agua arriba de 1125.33 msnm.
6. Realizar la construcción de un sistema de drenaje pluvial capaz de coleccionar, canalizar y/o transportar las escorrentías superficiales que bañan el sitio de interés, conduciéndolas a lugares seguros de descarga sobre cuerpos receptores como quebradas o riachuelos, teniendo como premisa fundamental que, con ello, no se generen nuevos riesgos o se trasladen los mismos a terceros pobladores aguas abajo del sitio de la descarga.
7. Se deberán utilizar las secciones propuestas para cada tramo pudiendo aumentar su dimensión si se desea, pero nunca disminuirlas para garantizar la correcta evacuación de las aguas lluvias.
8. Incluir mecanismos de disipación de energía y de control de velocidades a lo largo de todos los tramos de cuneta, esto debido a la identificación de velocidades erosivas y tiempos de concentración cortos obtenidos como resultados de los análisis hidrológicos e hidráulicos de las áreas tributarias. Adicionalmente, también se considera la necesidad de incluir este tipo de mecanismos, por observarse en el sitio, pendientes entre 9% y 10%.
9. El agua superficial debe ser canalizada fuera del deslizamiento observado en la zona, el cual es el objetivo principal en este proyecto, tal y como se considera en el diseño, ya que actualmente las obras existentes están afectando dicho deslizamiento.

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.

CONTENIDO

1. MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PROYECTO KFW-010 NUEVA PROVIDENCIA.....	4
1.1 INTRODUCCIÓN.....	4
1.2 OBJETIVO.....	4
1.3 CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES.....	5
1.3.1 Carga Muerta (DC).....	5
1.3.2 Carga viva Peatonal (PL).....	5
1.3.3 Carga Horizontal de Suelo (EH).....	5
1.3.4 Carga Vertical de Suelo (EV).....	6
1.3.5 Carga Hidráulicas (WA).....	6
1.3.6 Carga Sísmica (EQ).....	6
1.3.7 Carga viento (WS).....	7
1.3.8 Carga viva (LL).....	11
1.3.9 Sobre carga viva (LS).....	12
1.3.10 Combinaciones de carga.....	13
1.4 MEMORIA DE CÁLCULO PUENTE METÁLICO L=13.0 M.	15
1.4.1 Propiedades de los materiales.....	15
1.4.2 Cargas aplicadas.....	16
1.4.3 Resultados del Análisis.....	17
1.5 MEMORIA DE CÁLCULO ESTRIBOS PARA PUENTE PEATONAL H=4.90 M.....	22
1.5.1 Propiedades de los materiales.....	22
1.5.2 Cargas aplicadas y combinaciones.....	22
1.5.3 Resultados del Análisis.....	42
1.6 MEMORIA DE CÁLCULO MURO DE CONTENCIÓN H=6.60 M.....	43
1.6.1 Propiedades de los materiales.....	43
1.6.2 Cargas aplicadas.....	43
1.6.3 resultados de análisis.....	66
1.7 CONCLUSIONES.....	67

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.3-1. Camión de diseño HL-93.....	11
Ilustración 1.3-2. Tándem de diseño	11
Ilustración 1.3-3. Distribución de sobrecarga viva.....	12
Ilustración 1.4-1 Diagrama de cargas vivas kg/m.	16
Ilustración 1.4-2 Diagrama de cargas muertas de losa aligerada kg/m.....	16
Ilustración 1.4-3 Ratio de estrés máximo.....	17
Ilustración 1.4-4 Cortante.	17
Ilustración 1.9-1. Carga Horizontal de Suelo (EH) 3,330.00 kg/m iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-2. Sobrecarga Viva (LS) 764.28 kg/m iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-3. Empuje de agua (WA) 3,000.00 kg/m y reacción 2,739.13 kg/m iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-4. Carga Sísmica (EQ) 2,527.79 y 505.56 kg/m iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-5. Carga viva (LL) camión 5,637.42 kg/m, tándem 4,342.34 kg/m. iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-6. Presión máxima de suelo..... iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-7. Diagrama de momento y cortante, losa superior Caja de drenaje iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-8. Diagrama de momento y cortante, losa inferior Caja de drenaje iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-9. Diagrama de momento y cortante, paredes externas Caja de drenaje iError! Marcador no definido.	
Ilustración 1.9-10. Diagrama de momento y cortante, paredes internas Caja de drenaje iError! Marcador no definido.	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.3-1 Tabla de alturas Equivalentes.....	12
Tabla 1.3-1 Tabla de combinaciones de factores de carga <i>Error! Marcador no definido.</i>	
Tabla 1.3-2 Factores de carga permanente	iError! Marcador no definido.
Tabla 1.4-1 Especificación de materiales	15
Tabla 1.5-1 Especificación de materiales	22
Tabla 1.6-1 Especificación de materiales	iError! Marcador no definido.
Tabla 1.7-1 Especificación de materiales	iError! Marcador no definido.
Tabla 1.8-1 Especificación de materiales	43
Tabla 1.9-1 Especificación de materiales	iError! Marcador no definido.

1. MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PROYECTO KFW-010 NUEVA PROVIDENCIA.

1.1 INTRODUCCIÓN

El siguiente informe se describen los cálculos realizados para las obras de infraestructura de puente peatonal elevado, gradas de acceso, muros de contención, dissipador y caja de drenaje en la Colonia Nueva Providencia correspondiente al proyecto KFW-010.

El presente trabajo se ha desarrollado basado en la normativa de diseño nacionales e internacionales: ACI-318S-14, CHOC-08 y AASHTO-LRFD.

A continuación, se presenta un informe detallado sobre los cálculos realizados para las obras de infraestructura en la Colonia Nueva Providencia, con la que se busca mejorar la circulación de las personas y mejorar los accesos a las diferentes zonas de la colonia.

1.2 OBJETIVO

El objetivo de este estudio, es mostrar los resultados del diseño estructural para cada una de las estructuras anteriormente descritas para demostrar los criterios de diseño y así garantizar un grado de seguridad razonable una vez puestas en servicio.

1.3 CARGAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES

A continuación, se describirán las cargas utilizadas en el diseño de las obras de infraestructura.

1.3.1 CARGA MUERTA (DC)

La Carga Muerta (DC) se refiere al peso constante y permanente de la estructura principal del muro, así como los demás elementos apoyados sobre el mismo de carácter constante, como la gradería de acceso en esa zona.

1.3.2 CARGA VIVA PEATONAL (PL)

La carga viva peatonal es una carga temporal y variable que actúa sobre una estructura y representa las fuerzas y cargas que resultan del tráfico de peatones y otros elementos móviles. En el caso de las cargas peatonales, se refiere al peso o carga que ejercen las personas al caminar o transitar sobre una superficie.

Para el diseño de infraestructuras, como puentes peatonales o pasillos, se consideran tanto las ca como las cargas peatonales en la categoría de carga viva, ya que ambas son temporales y pueden variar dependiendo del flujo de tráfico o personas en el área.

1.3.3 CARGA HORIZONTAL DE SUELO (EH)

La Carga Horizontal de Suelo (EH) según AASHTO hace referencia a las fuerzas laterales que actúan sobre las estructuras, como muros de contención, pilotes o sistemas de retención de suelos, debido a la presión ejercida por el suelo en movimiento o en reposo.

Esta carga horizontal se genera principalmente por la presión del suelo contra la estructura, que puede variar según diferentes factores, como el tipo de suelo, la inclinación del terreno y la altura de la estructura.

AASHTO proporciona criterios y métodos específicos para determinar la EH en sus normas, lo que nos ayuda a establecer los parámetros necesarios para diseñar estructuras resistentes y confiables. Al tener en cuenta estas cargas y seguir las recomendaciones de AASHTO, se garantiza la construcción de infraestructuras seguras y capaces de enfrentar los desafíos geotécnicos de manera efectiva.

1.3.4 CARGA VERTICAL DE SUELO (EV)

La Carga Vertical de Suelo (EV) según AASHTO se refiere a la carga que ejerce el peso del suelo sobre una estructura o elemento de cimentación. Esta carga vertical depende del tipo de suelo presente en el sitio y puede variar en magnitud según las características geotécnicas específicas de cada caso.

1.3.5 CARGA HIDRÁULICAS (WA)

En el contexto de AASHTO, las Cargas Hidráulicas se refieren a las fuerzas y presiones generadas por el agua en el diseño de infraestructuras, como puentes y obras de drenaje. Estas cargas incluyen la presión hidrostática y la flotabilidad, que actúan sobre estructuras sumergidas o en contacto con el agua.

La presión hidrostática es la fuerza ejercida por el peso del agua sobre una estructura sumergida y se calcula en función de la altura de la columna de agua y la densidad del agua.

La flotabilidad, por otro lado, es la fuerza de levantamiento que actúa sobre un objeto sumergido debido a la presión hidrostática, y se calcula considerando las componentes verticales de las presiones hidrostáticas que actúan debajo del nivel del agua.

1.3.6 CARGA SÍSMICA (EQ)

El cálculo de la carga sísmica en muros de retención, según AASHTO, se basa en el análisis de fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura durante un evento sísmico. AASHTO utiliza el método de diseño basado en el espectro de respuesta, que considera la aceleración del suelo, el periodo del muro y la demanda sísmica esperada.

Para llevar a cabo el cálculo de carga sísmica en muros de retención, se siguen los siguientes pasos:

1. Determinación del sitio sísmico: Se identifica la ubicación del proyecto y se obtienen los parámetros sísmicos del lugar, como el coeficiente de aceleración sísmica y el periodo del suelo.
2. Clasificación del muro: Se clasifica el muro de retención según su tipo, geometría, materiales y altura. Esto ayuda a seleccionar el espectro de respuesta adecuado para el diseño.

3. Diseño del muro: Utilizando las fuerzas sísmicas calculadas, se dimensiona y refuerza adecuadamente el muro de retención para resistir las cargas sísmicas esperadas.

1.3.7 CARGA VIENTO (WS)

Las cargas de viento son las fuerzas ejercidas por la energía cinética de una masa de aire en movimiento, suponiendo que provenga de cualquier dirección horizontal. Por este motivo, la estructura, los componentes y el revestimiento de las bodegas deben diseñarse para soportar el deslizamiento, el levantamiento o el vuelco inducidos por el viento.

Velocidad Básica del Viento, (V (m/s) o (mi/h) La velocidad básica del viento corresponde a una velocidad de ráfaga de 3 s a 33 pies (10 m) sobre el suelo y se determina en el lugar de emplazamiento de la estructura.

Factor de direccionalidad del viento, (K_d). El efecto de la direccionalidad del viento se basa en un análisis de las velocidades del viento conforme a los requisitos de la Sección 26.5.3, obteniéndose en la Tabla 26.6-1 de ASCE7-16, según tipo de estructura o sistema a analizar.

Structure Type	Directionality Factor K_d
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Circular Domes	1.0 ^a
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0 ^a
Round	1.0 ^a
Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Single-Plane Open Frames	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

^aDirectionality factor $K_d=0.95$ shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

Ilustración 1.3-1. Factor direccional del viento, K_d .

Factor de Exposición de Terreno, (B, C o D). El factor de exposición del terreno (B, C, D) se determina en consecuencia a la dirección del viento y la rugosidad de la superficie del suelo dependiendo de la topografía natural, vegetación e instalaciones construidas y el tipo de sistema a calcular, como se define en los apartados 26.7.2 y 26.7.3 de ASCE7-16.

Table 26.10-1 Velocity Pressure Exposure Coefficients, K_B and K_D

Height above Ground Level, z	Exposure			
	m	B	C	D
0-15	0-4.6	0.57 (0.70) ^a	0.85	1.03
20	6.1	0.62 (0.70) ^a	0.90	1.08
25	7.6	0.66 (0.70) ^a	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	1.09	1.27
60	18.0	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	1.17	1.34
80	24.4	0.93	1.21	1.38
90	27.4	0.96	1.24	1.40
100	30.5	0.99	1.26	1.43
120	36.6	1.04	1.31	1.46
140	42.7	1.09	1.36	1.52
160	48.8	1.13	1.39	1.55
180	54.9	1.17	1.43	1.58
200	61.0	1.20	1.46	1.61
250	76.2	1.28	1.53	1.68
300	91.4	1.35	1.59	1.73
350	106.7	1.41	1.64	1.78
400	121.9	1.47	1.69	1.82
450	137.2	1.52	1.73	1.86
500	152.4	1.56	1.77	1.89

^aThe 0.70 in Chapter 26, Exposure B, when $z < 30$ ft (9.1 m).

Notes

- The velocity pressure exposure coefficient K_z may be determined from the following formula:
For 15 ft (4.6 m) $\leq z \leq z_g$, $K_z = 2.01(z/z_g)^{2.6}$
For $z < 15$ ft (4.6 m), $K_z = 2.01(15/z_g)^{2.6}$
- w and z_g are tabulated in Table 26.11-1.
- Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
- Exposure categories are defined in Section 26.7.

Ilustración 1.3-2. Coeficiente de exposición por presión de velocidad, K_h y K_z .

Factor topográfico, (K_{zt}). Debido a la topografía del terreno (existencia de colinas o crestas), se presentan aceleraciones en la velocidad del viento, las cuales se representan por medio de un factor topográfico (K_{zt}) como se refleja en la Fig.26-8.1 de ASCE7-16, determinándose por la expresión:

$$K_{zt} = (1 + K_1K_2K_3) 2$$

Donde:

K_1 : Factor que tiene cuenta la característica topográfica y el efecto de aceleración máxima.

K_2 : Factor que tiene en cuenta la reducción de la aceleración con la distancia a barlovento o sotavento de la cresta.

K_3 : Factor para tener en cuenta la reducción de la aceleración con la altura sobre el terreno local.

En caso de las condiciones del sitio y la ubicación de las estructuras no sean como las establecidas en la figura referenciada, se asume que $K_{zt} = 1$

Factor de elevación del terreno, (K_e). Factor El factor de elevación del terreno para ajustar la densidad del aire, y se obtiene por la interpolación de valores de la Tabla 26.9-1 de ASCE7-16, o por la expresión:

$$K_e = e^{-0.0000362z_g}$$

$$K_e = e^{-0.000119z_g} [SI]$$

Donde:

z_g : Elevación del suelo sobre nivel del mar en ft o m según corresponda. También, se puede asumir $K_e = 1$ para todas las elevaciones.

Ground Elevation above Sea Level		Ground Elevation Factor K_e
ft	m	
<0	<0	See note 2
0	0	1.00
1,000	305	0.96
2,000	610	0.93
3,000	914	0.90
4,000	1,219	0.86
5,000	1,524	0.83
6,000	1,829	0.80
>6,000	>1,829	See note 2

Notes

- The conservative approximation $K_e = 1.00$ is permitted in all cases.
- The factor K_e shall be determined from the above table using interpolation or from the following formula for all elevations:
 $K_e = e^{-0.0000362z_g}$ (z_g = ground elevation above sea level in ft).
 $K_e = e^{-0.000119z_g}$ (z_g = ground elevation above sea level in m).
- K_e is permitted to be taken as 1.00 in all cases.

Ilustración 1.3-3. Factor de elevación del terreno, K_e .

Factor de Efecto de Ráfaga, (G). El factor de efecto de ráfaga depende de las características estructurales de la edificación, conociendo el valor de su frecuencia natural

n_1 para determinar si presenta un comportamiento rígido o flexible. 11 Para estructuras rígidas con $n_1 \geq 1$ la normativa indica que se puede asumir el valor de $G = 0.85$.

Presión de velocidad q_z ($lb\ ft^2$) o ($N\ m^2$) se calcula de la siguiente manera:

26.10.2 Velocity Pressure. Velocity pressure, q_z , evaluated at height z above ground shall be calculated by the following equation:

$$q_z = 0.00256K_zK_{zt}K_dK_eV^2 \text{ (lb/ft}^2\text{); } V \text{ in mi/h} \quad (26.10-1)$$

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dK_eV^2 \text{ (N/m}^2\text{); } V \text{ in m/s} \quad (26.10-1.si)$$

where

K_z = velocity pressure exposure coefficient, see Section 26.10.1.
 K_{zt} = topographic factor, see Section 26.8.2.
 K_d = wind directionality factor, see Section 26.6.
 K_e = ground elevation factor, see Section 26.9.
 V = basic wind speed, see Section 26.5.
 q_z = velocity pressure at height z .

The velocity pressure at mean roof height is computed as $q_h = q_z$ evaluated from Eq. (26.10-1) using K_z at mean roof height h .

The basic wind speed, V , used in determination of design wind loads on rooftop structures, rooftop equipment, and other

Ilustración 1.3-4. Presión de velocidad, q_z .

1.3.5 CARGA VIVA (LL)

A continuación, se detallan las cargas con las cuales fueron diseñadas las estructuras.

Para la determinación de las cargas móviles, se diseñó utilizando el camión de diseño HL-93 especificado por el AASHTO.

Carga HL-93:

1.-Camión de diseño:

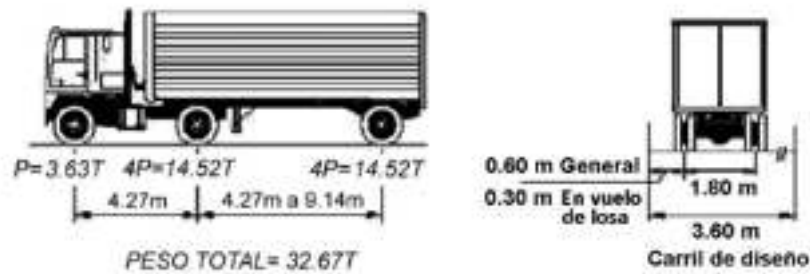


Ilustración 1.3-5. Camión de diseño HL-93

2.-Tándem de diseño:



3.-Carga de carril de diseño:

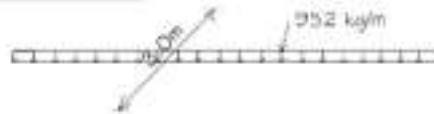


Ilustración 1.3-6. Tándem de diseño

Se realizó un modelo completo de la caja siendo la carga viva de diseño aplicada en la parte superior de la losa de la caja.

1.3.5 SOBRECARGA VIVA (LS)

La norma AASHTO LRFD 2012 en su sección 3.11.6.4 especifica qué sobrecarga deberá ser aplicada cuando la vehicular actúe sobre la superficie de relleno dentro de una distancia igual a la mitad de la distancia desde la parte superior de la losa hasta el fondo de los estribos. Según la tabla 3.11.6.4-1 se utilizarán las siguientes alturas de suelo para la carga vehicular.

La altura que se utilizará se tomará como la distancia desde el fondo hasta la superficie de la carretera.

Tabla 1.3-1 Tabla de alturas Equivalentes

ALTURA (FT)	H _{EQ} (FT)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥20.0	2.0

Las cargas de sobrecarga se calculan sobre la base de un coeficiente de presión de tierra lateral multiplicado por el peso unitario del suelo por la altura del recargo. Se utiliza un coeficiente de presión de tierra lateral de 0.5 para la presión lateral desde el suelo. La carga distribuida uniforme se aplica a ambas paredes exteriores con la carga dirigida hacia el centro de la alcantarilla de la caja. La carga se designa como LS, sobrecarga de carga viva, para la aplicación de factores de carga y combinaciones de estados límite.

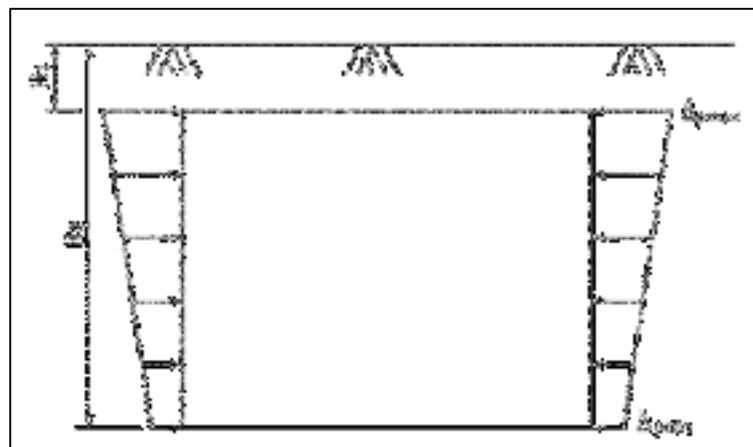


Ilustración 1.3-7. Distribución de sobrecarga viva

1.3.1.1 COMBINACIONES DE CARGA

Tabla 1.3-2 Combinaciones de carga según ACI-318-14

1.4D	(ACI 5.3.1a)
1.2D + 1.6L + 0.5L _r	(ACI 5.3.1b)
1.2D + 1.0L + 1.6L _r	(ACI 5.3.1c)
1.2D + 1.6(0.75 PL) + 0.5L _r	(ACI 5.3.1b, 6.4.3.3)
1.2D + 1.6L + 0.5S	(ACI 5.3.1b)
1.2D + 1.0L + 1.6S	(ACI 5.3.1c)
0.9D ± 1.0W	(ACI 5.3.1f)
1.2D + 1.0L + 0.5L _r ± 1.0W	(ACI 5.3.1d)
1.2D + 1.6L _r ± 0.5W	(ACI 5.3.1e)
1.2D + 1.6S + 0.5W	(ACI 5.3.1e)
1.2D + 1.0L + 0.5S ± 1.0W	(ACI 5.3.1d)
0.9D ± 1.0E	(ACI 5.3.1g)
1.2D + 1.0L + 0.2S ± 1.0E	(ACI 5.3.1e)

Tabla 1.3-3 Combinaciones de carga según AISC 360-16

For design in accordance with LRFD provisions:

1.4 DL	(ASCE 2.3.1-1)
1.2 DL + 1.6 LL + 0.5RL	(ASCE 2.3.1-2)
1.2 DL + 1.0 LL + 1.6RL	(ASCE 2.3.1-3)
1.2 DL + 1.6 LL + 0.5 SL	(ASCE 2.3.1-2)
1.2 DL + 1.0 LL + 1.6 SL	(ASCE 2.3.1-3)
0.9 DL ± 1.0WL	(ASCE 2.3.1-5)
1.2 DL + 1.6 RL ± 0.5WL	(ASCE 2.3.1-3)
1.2 DL + 1.0LL + 0.5RL ± 1.0WL	(ASCE 2.3.1-4)
1.2 DL + 1.6 SL ± 0.5 WL	(ASCE 2.3.1-3)
1.2 DL + 1.0LL + 0.5SL ± 1.0 WL	(ASCE 2.3.1-4)
0.9 DL ± 1.0 EL	(ASCE 2.3.6-7)
1.2 DL + 1.0 LL + 0.2SL ± 1.0EL	(ASCE 2.3.6-6)

Tabla 1.3-4 Combinaciones de carga según IBC 2012

IBC 2012 (Strength)

1.4D + 1.4F
1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
1.2D + 1.2F + 1.6H
1.2D + 1.2F + 0.9H + 1.0E
1.2D + 1.2F + 0.9H
0.9D + 1.6H
0.9D + 0.9H
0.9D + 0.9F + 1.6H + 1.0E
0.9D + 0.9F + 1.6H
0.9D + 0.9F + 0.9H + 1.0E
0.9D + 0.9F + 0.9H

1.4 MEMORIA DE CÁLCULO PUENTE METÁLICO L=13.0 M.

Se ha considerado una longitud del claro de L=13.0 m y un ancho de 1.40 m, con un armado de perfiles metálicos. A continuación, presentaremos los cálculos y los resultados del diseño para los elementos.

1.4.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Se han utilizado las siguientes especificaciones de materiales para el diseño:

Tabla 1.4-1 Especificación de materiales

MATERIAL	Esfuerzos de Diseño	
Concreto	$f'c = 4,000 \text{ psi}$	$f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
Acero	$f_y = 60,000 \text{ psi}$	$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$
Acero ASTM A36	$f_y = 36,000 \text{ psi}$	$f_y = 2,520 \text{ kgf/cm}^2$

Tabla 1.4-2 Especificación de Cargas

Tipo de carga	Cargas de Diseño
Carga Muerta	360 kg/m ²
Carga Viva	500 kg/m ²

Tabla 1.4-3. Secciones de diseño

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3	t2	SngAngWid	tf	tw	Area
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m ²
[-]2L-2X2X3/16	A36	Box/Tube	0.0508	0.0508		0.004763	0.004763	0.000877
2L2X2X1/4	A992Fy50	Double Angle	0.0508	0.1016	0.0508	0.00635	0.00635	0.001219

1.4.2 CARGAS APLICADAS

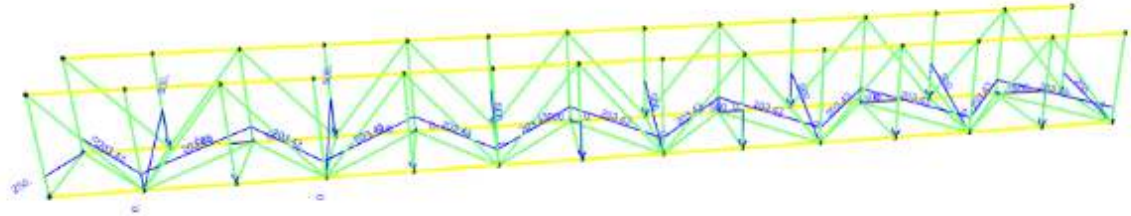


Ilustración 1.4-1 Diagrama de cargas vivas kg/m.

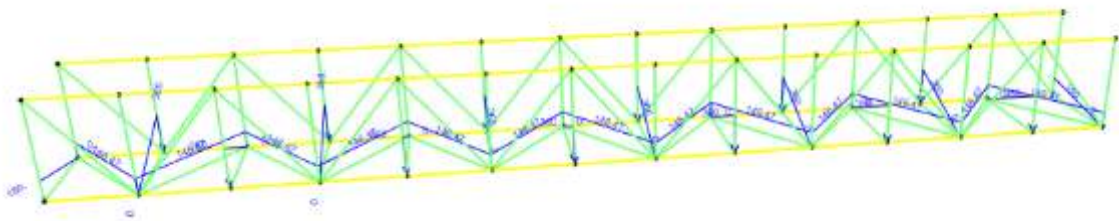


Ilustración 1.4-2 Diagrama de cargas muertas de losa aligerada kg/m

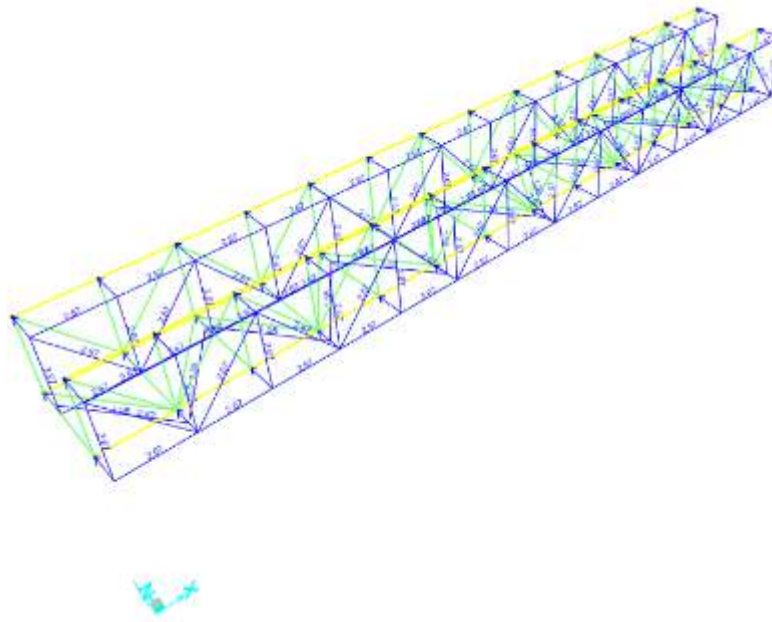


Ilustración 1.4-3 Carga de viento aplicada en elementos

1.4.7 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

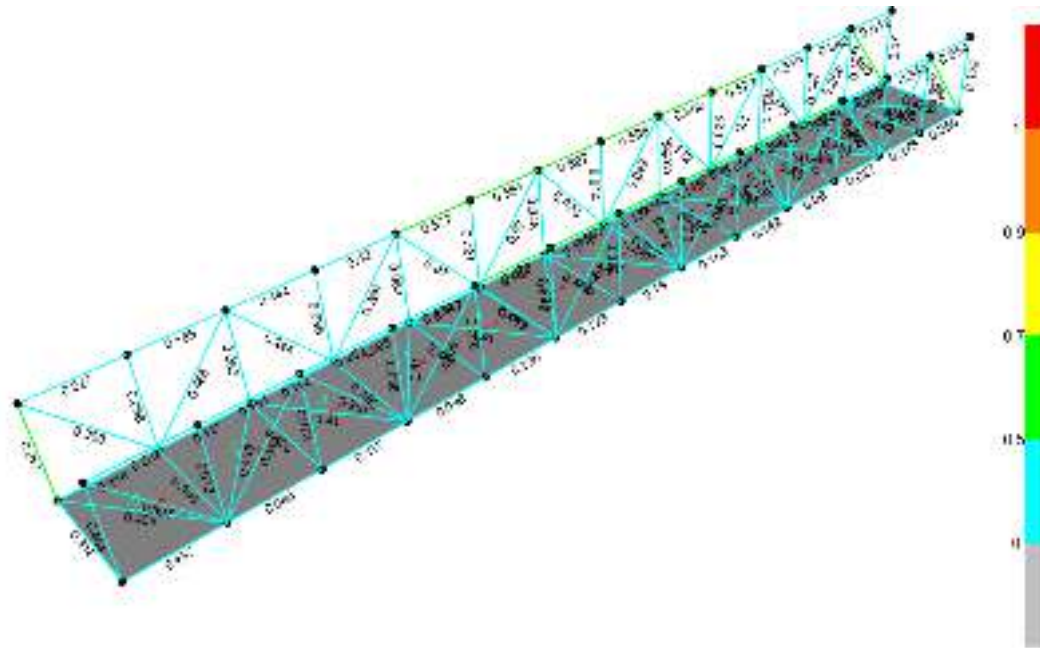


Ilustración 1.4-4 Ratio de estrés máximo.

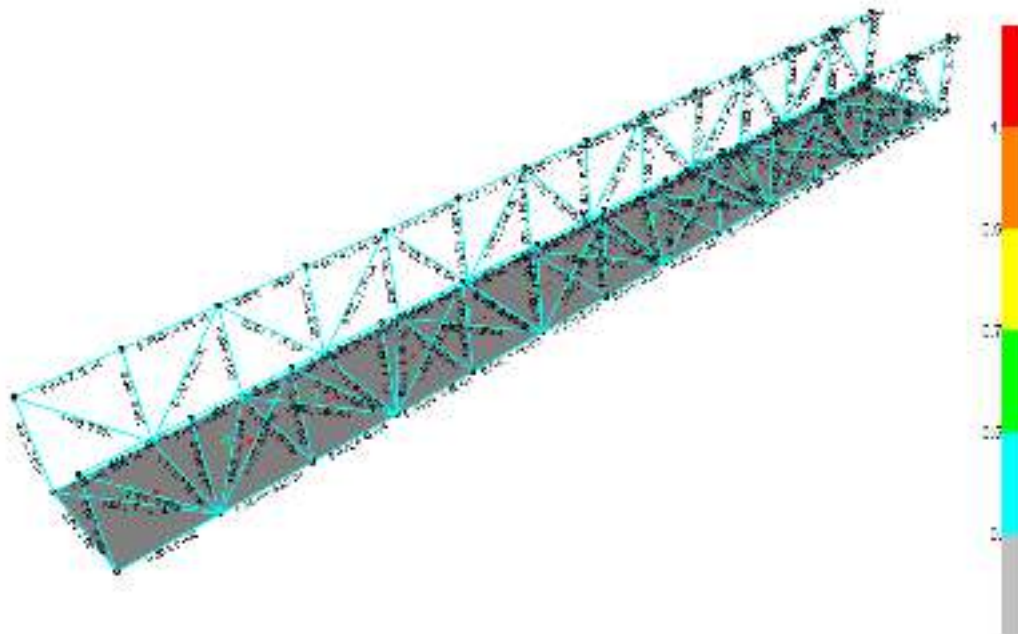


Ilustración 1.4-5 Cortante.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-16

Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType	Combo
Text	Text	Text	Unitless	Text	Text
3C1_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.073291	PMM	DSTL2
3C6_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.124114	PMM	DSTL2
3C7_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.090933	PMM	DSTL2
3C8_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.050076	PMM	DSTL4
3C9_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.031085	PMM	DSTL3
3CA_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.03955	PMM	DSTL4
3CB_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.018253	PMM	DSTL3
3CC_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.031751	PMM	DSTL4
3CD_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.024949	PMM	DSTL3
3CE_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.047731	PMM	DSTL4
3CF_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.037775	PMM	DSTL4
3D0_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.071944	PMM	DSTL2
3EE_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.083233	PMM	DSTL3
3F3_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.070236	PMM	DSTL2
3F4_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.119579	PMM	DSTL2
3F5_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.047428	PMM	DSTL2
3F6_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.028126	PMM	DSTL3
3F7_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.056	PMM	DSTL4
3F8_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.013843	PMM	DSTL3
3F9_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.048468	PMM	DSTL4
3FA_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.020663	PMM	DSTL3
3FB_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.063272	PMM	DSTL4
3FC_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.035884	PMM	DSTL3
3FD_1	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.057785	PMM	DSTL2
3D3	[-]2L-2X2X3/16	Column	0.058734	PMM	DSTL2
3D9	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.448645	PMM	DSTL2
3DA	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.261131	PMM	DSTL2
3DB	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.26918	PMM	DSTL2
3DC	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.078779	PMM	DSTL2
3DD	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.061076	PMM	DSTL2
3DE	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.027059	PMM	DSTL3
3DF	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.052692	PMM	DSTL2
3E0	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.105428	PMM	DSTL2
3E1	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.107134	PMM	DSTL2
3E2	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.356811	PMM	DSTL2
3E3	[-]2L-2X2X3/16	Brace	0.32697	PMM	DSTL2

3E4	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.585579	PMM	DSTL2
400	[]-2L-2X2X3/16	Column	0.072545	PMM	DSTL3
406	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.464975	PMM	DSTL2
407	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.243641	PMM	DSTL2
408	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.289016	PMM	DSTL2
409	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.070369	PMM	DSTL2
40A	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.0702	PMM	DSTL2
40B	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.025505	PMM	DSTL2
40C	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.041987	PMM	DSTL2
40D	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.112054	PMM	DSTL2
40E	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.099846	PMM	DSTL2
40F	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.373275	PMM	DSTL2
410	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.307767	PMM	DSTL2
411	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.568548	PMM	DSTL2
41C	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.445562	PMM	DSTL2
41D	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.456034	PMM	DSTL2
41E	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.462904	PMM	DSTL2
41F	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.464729	PMM	DSTL2
420	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.46685	PMM	DSTL2
421	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.466508	PMM	DSTL2
422	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.46708	PMM	DSTL2
423	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.46572	PMM	DSTL2
424	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.465499	PMM	DSTL2
425	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.460427	PMM	DSTL2
426	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.454301	PMM	DSTL2
427	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.442792	PMM	DSTL2
428	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.321767	PMM	DSTL2
95	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.404735	PMM	DSTL2
96	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.405845	PMM	DSTL2
97	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.409044	PMM	DSTL2
98	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.410175	PMM	DSTL2
99	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.409499	PMM	DSTL2
100	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.411828	PMM	DSTL2
101	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.410553	PMM	DSTL2
102	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.41183	PMM	DSTL2
103	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.410136	PMM	DSTL2
104	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.410147	PMM	DSTL2
105	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.410149	PMM	DSTL2
106	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.405444	PMM	DSTL2

119	[]-2L-2X2X3/16	Column	0.463829	PMM	DSTL2
120	[]-2L-2X2X3/16	Column	0.516699	PMM	DSTL2
121	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.397408	PMM	DSTL2
122	[]-2L-2X2X3/16	Brace	0.382866	PMM	DSTL2
123	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.318013	PMM	DSTL2
128	[]-2L-2X2X3/16	Beam	0.406016	PMM	DSTL2
1	2L2X2X1/4	Beam	0.227082	PMM	DSTL2
3	2L2X2X1/4	Beam	0.190746	PMM	DSTL2
4	2L2X2X1/4	Beam	0.452404	PMM	DSTL2
6	2L2X2X1/4	Beam	0.423686	PMM	DSTL2
7	2L2X2X1/4	Beam	0.579038	PMM	DSTL2
8	2L2X2X1/4	Beam	0.567067	PMM	DSTL2
9	2L2X2X1/4	Beam	0.598248	PMM	DSTL2
10	2L2X2X1/4	Beam	0.602164	PMM	DSTL2
11	2L2X2X1/4	Beam	0.508274	PMM	DSTL2
12	2L2X2X1/4	Beam	0.528626	PMM	DSTL2
13	2L2X2X1/4	Beam	0.315418	PMM	DSTL2
14	2L2X2X1/4	Beam	0.347841	PMM	DSTL2
15	2L2X2X1/4	Beam	0.053741	PMM	DSTL2
18	2L2X2X1/4	Beam	0.457475	PMM	DSTL2
19	2L2X2X1/4	Beam	0.087719	PMM	DSTL2
20	2L2X2X1/4	Beam	0.117056	PMM	DSTL2
21	2L2X2X1/4	Beam	0.09627	PMM	DSTL2
23	2L2X2X1/4	Beam	0.126178	PMM	DSTL2
24	2L2X2X1/4	Beam	0.173431	PMM	DSTL2
25	2L2X2X1/4	Beam	0.18049	PMM	DSTL2
26	2L2X2X1/4	Beam	0.16329	PMM	DSTL2
27	2L2X2X1/4	Beam	0.142406	PMM	DSTL2
29	2L2X2X1/4	Beam	0.059507	PMM	DSTL2
30	2L2X2X1/4	Beam	0.026835	PMM	DSTL2
31	2L2X2X1/4	Beam	0.278204	PMM	DSTL2
32	2L2X2X1/4	Beam	0.256394	PMM	DSTL2
36	2L2X2X1/4	Beam	0.227465	PMM	DSTL2
37	2L2X2X1/4	Beam	0.185496	PMM	DSTL2
38	2L2X2X1/4	Beam	0.444203	PMM	DSTL2
39	2L2X2X1/4	Beam	0.419816	PMM	DSTL2
40	2L2X2X1/4	Beam	0.572097	PMM	DSTL2
41	2L2X2X1/4	Beam	0.560656	PMM	DSTL2
42	2L2X2X1/4	Beam	0.592118	PMM	DSTL2

43	2L2X2X1/4	Beam	0.595992	PMM	DSTL2
44	2L2X2X1/4	Beam	0.503361	PMM	DSTL2
46	2L2X2X1/4	Beam	0.523085	PMM	DSTL2
47	2L2X2X1/4	Beam	0.319109	PMM	DSTL2
48	2L2X2X1/4	Beam	0.342008	PMM	DSTL2
49	2L2X2X1/4	Beam	0.041561	PMM	DSTL2
52	2L2X2X1/4	Beam	0.417946	PMM	DSTL2
53	2L2X2X1/4	Beam	0.126709	PMM	DSTL2
54	2L2X2X1/4	Beam	0.114286	PMM	DSTL2
55	2L2X2X1/4	Beam	0.097827	PMM	DSTL2
56	2L2X2X1/4	Beam	0.116873	PMM	DSTL2
57	2L2X2X1/4	Beam	0.164251	PMM	DSTL2
58	2L2X2X1/4	Beam	0.173012	PMM	DSTL2
59	2L2X2X1/4	Beam	0.157374	PMM	DSTL2
60	2L2X2X1/4	Beam	0.144977	PMM	DSTL2
61	2L2X2X1/4	Beam	0.057734	PMM	DSTL2
62	2L2X2X1/4	Beam	0.042952	PMM	DSTL2
63	2L2X2X1/4	Beam	0.248678	PMM	DSTL2
64	2L2X2X1/4	Beam	0.26899	PMM	DSTL2

1.5 MEMORIA DE CÁLCULO ESTRIBOS PARA PUENTE PEATONAL H=4.90 M

Se ha considerado una franja unitaria de 1 metro para el análisis del muro. A continuación, presentaremos los cálculos y los resultados del diseño para los elementos.

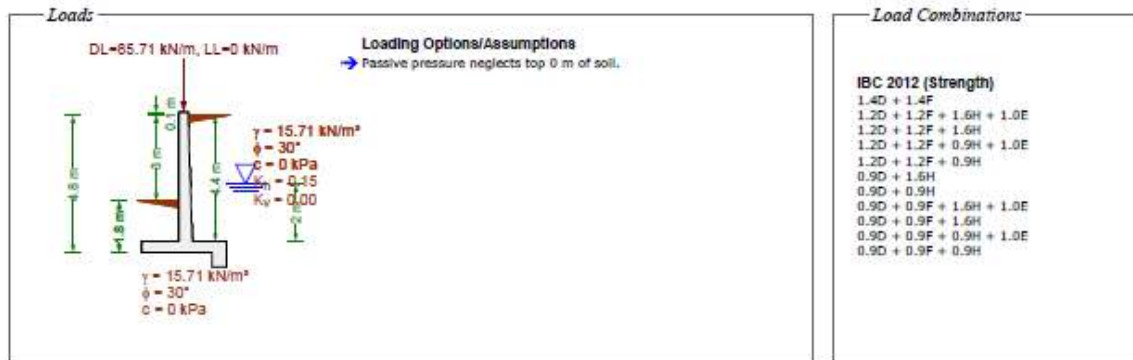
1.5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

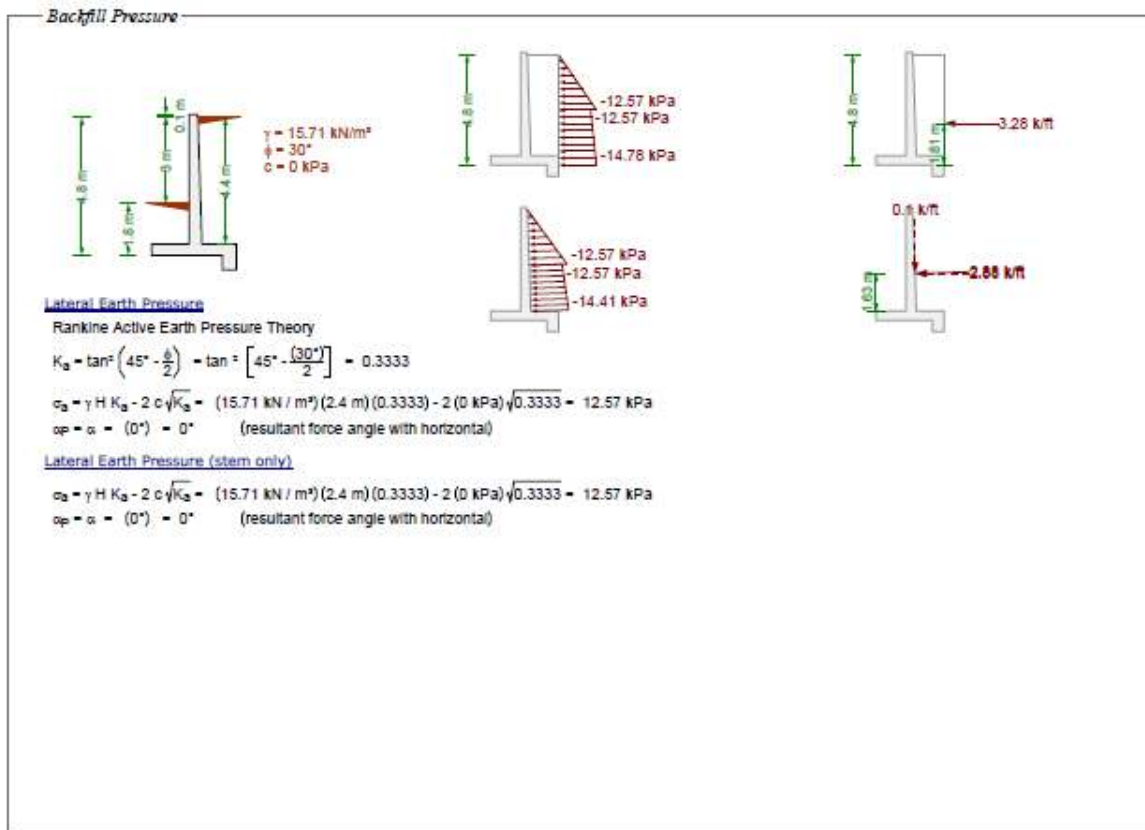
Se han utilizado las siguientes especificaciones de materiales para el diseño:

Tabla 1.5-1 Especificación de materiales

MATERIAL	Esfuerzos de Diseño	
Concreto	$f'c = 3,000 \text{ psi}$	$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Acero	$f_y = 60,000 \text{ psi}$	$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

1.5.2 CARGAS APLICADAS Y COMBINACIONES





Backfill Pressure (Water Layer)

Lateral Earth Pressure (water layer)

$$\gamma_{\text{eff}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = (12.57 \text{ kN/m}^3) - (9.8 \text{ kN/m}^3) = 2.76 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ (\phi_{\text{sat}})$$

$$\gamma = 2.76 \text{ kN/m}^3 (\gamma_{\text{eff}})$$

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(30^\circ)}{2} \right] = 0.3333$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = (2.76 \text{ kN/m}^3)(2.4 \text{ m})(0.3333) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.3333} = 2.21 \text{ kPa}$$

$$\alpha_p = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

$$Q_{\text{ob}} = H_{\text{above}} \gamma_{\text{above}} = (2.4 \text{ m})(15.71 \text{ kN/m}^3) = 37.7 \text{ kPa} \quad (\text{overburden pressure from layer above})$$

$$K Q_{\text{ob}} = (0.3333)(37.7 \text{ kPa}) = 12.57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{top}} = 12.57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{bottom}} = 14.76 \text{ kPa}$$

Lateral Earth Pressure (water layer, stem only)

$$\gamma_{\text{eff}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = (12.57 \text{ kN/m}^3) - (9.8 \text{ kN/m}^3) = 2.76 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = (2.76 \text{ kN/m}^3)(2 \text{ m})(0.3333) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.3333} = 1.84 \text{ kPa}$$

$$\alpha_p = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

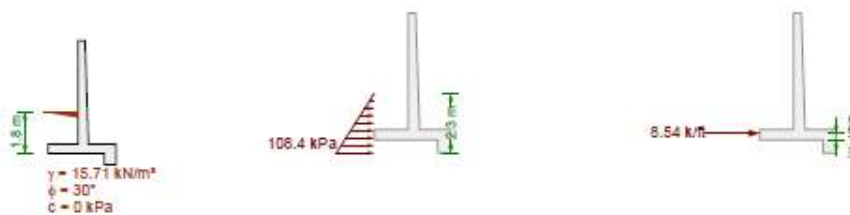
$$Q_{\text{ob}} = H_{\text{above}} \gamma_{\text{above}} = (2.4 \text{ m})(15.71 \text{ kN/m}^3) = 37.7 \text{ kPa} \quad (\text{overburden pressure from layer above})$$

$$K Q_{\text{ob}} = (0.3333)(37.7 \text{ kPa}) = 12.57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{top}} = 12.57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{bottom}} = 14.41 \text{ kPa}$$

Passive Pressure

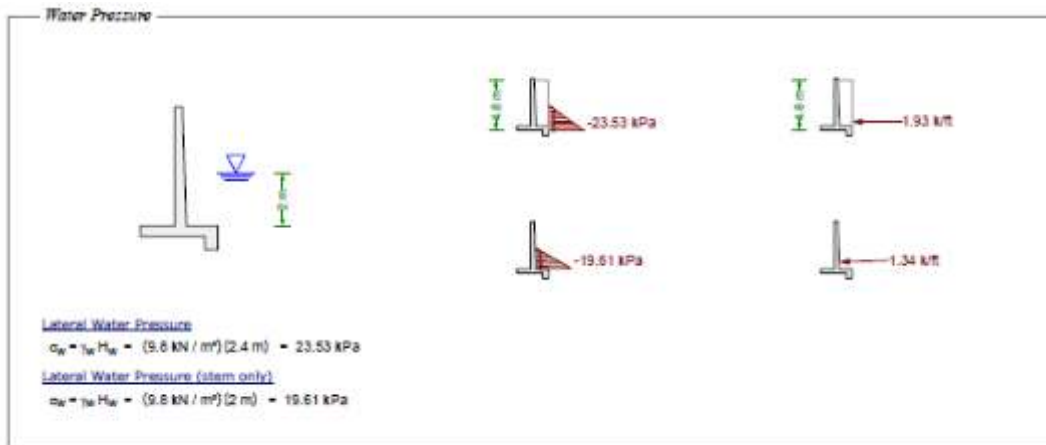


Lateral Earth Pressure

Rankine Passive Earth Pressure Theory

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{(30^\circ)}{2} \right] = 3.0$$

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(2.3 \text{ m})(3.0) + 2(0 \text{ kPa})\sqrt{3.0} = 106.4 \text{ kPa}$$



$$PGA := 0.225 \text{ g}$$

$$Risk_Category := "I" \quad Site_Class := "D" \quad F_{PGA} := 1.375$$

TABLE 11.8-1 Site Coefficient F_{PGA}

Site Class	Mapped Maximum Considered Geometric Mean (MCE _G) Peak Ground Acceleration, PGA					
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA = 0.5	PGA ≥ 0.6
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1
E	2.4	1.9	1.6	1.4	1.2	1.1
F	See Section 11.4.8					

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of PGA.

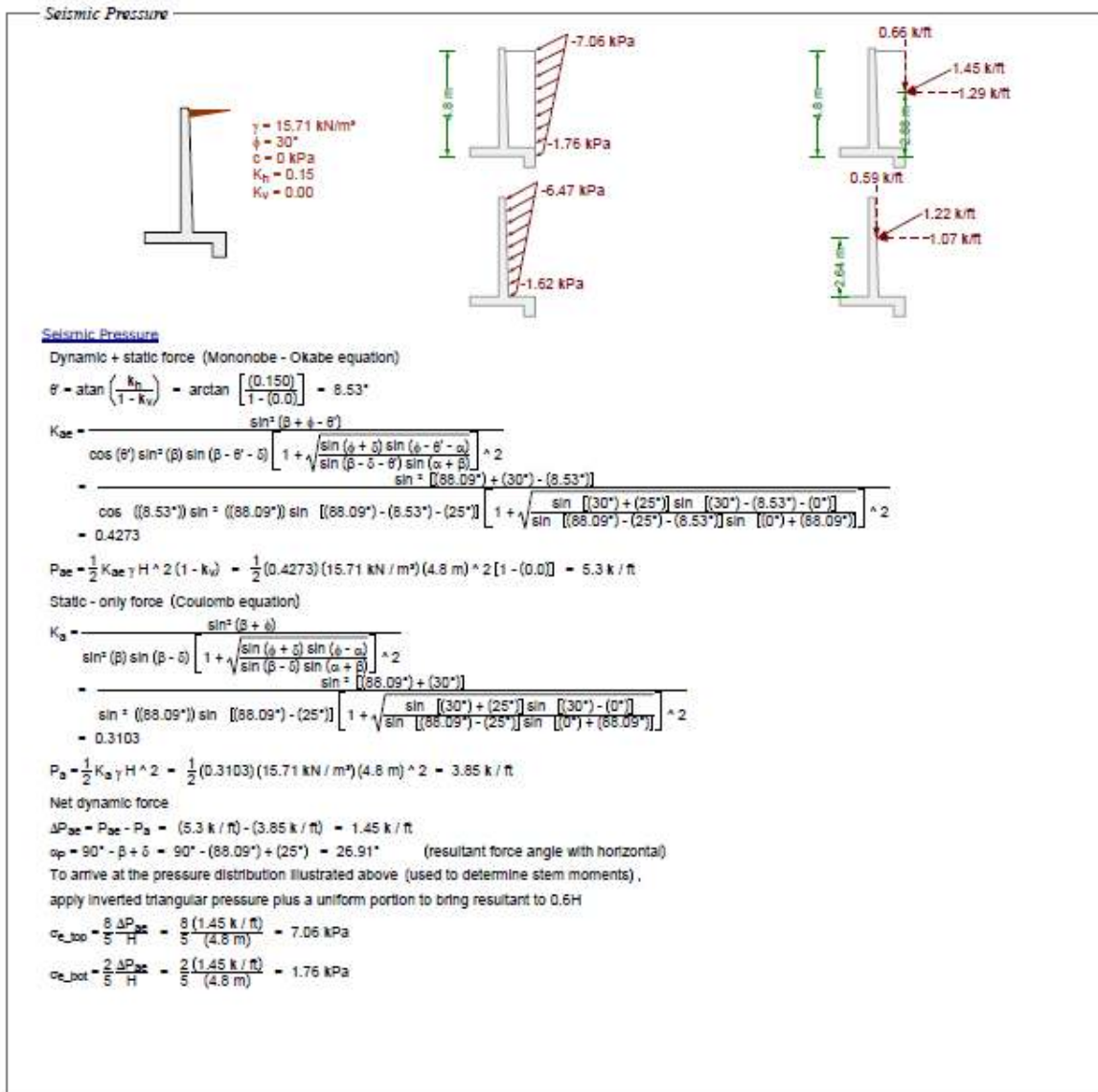
Table 20.3-1 Site Classification

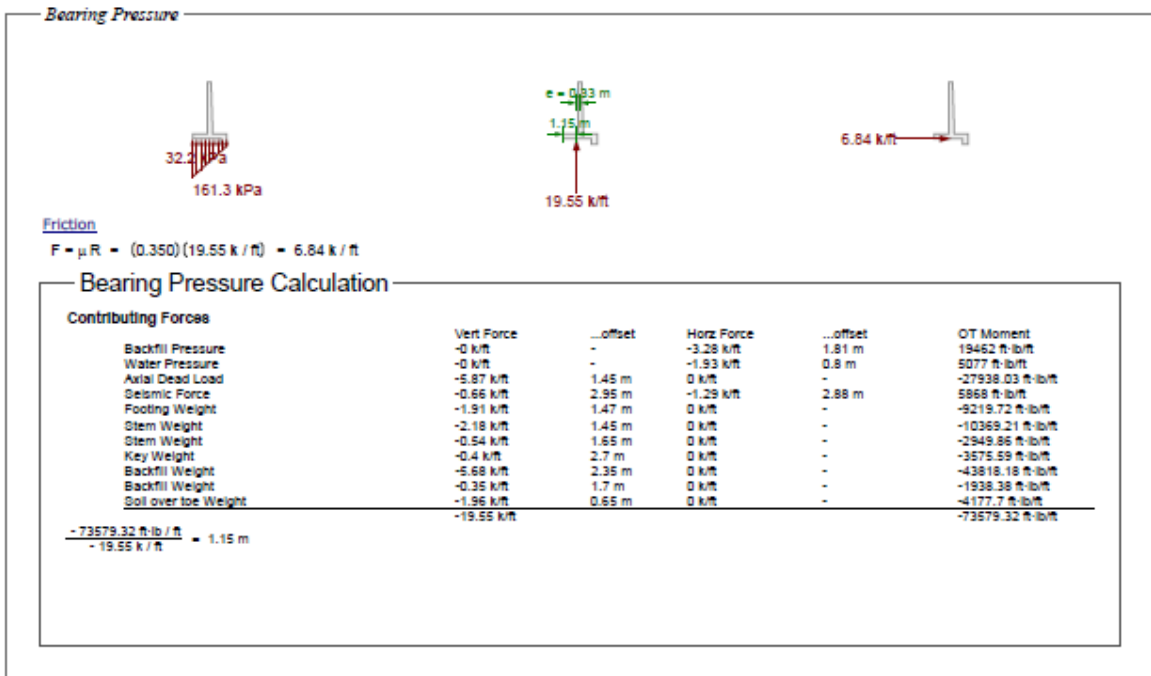
Site Class	V_s	N or N_{60}	k_v
A. Hard rock	> 5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	> 50 blows/ft	> 2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	< 600 ft/s	< 15 blows/ft	< 1,000 lb/ft ²
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: <ul style="list-style-type: none"> — Plasticity index $PI > 20$, — Moisture content $w \geq 40\%$, — Undrained shear strength $s_u < 500 \text{ lb/ft}^2$ See Section 20.3.1		

Note: For SI, 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

$$k_{ho} := F_{PGA} \cdot PGA = 0.309 \text{ g}$$

$$k_h := 0.5 \cdot k_{ho} = 0.155 \text{ g}$$





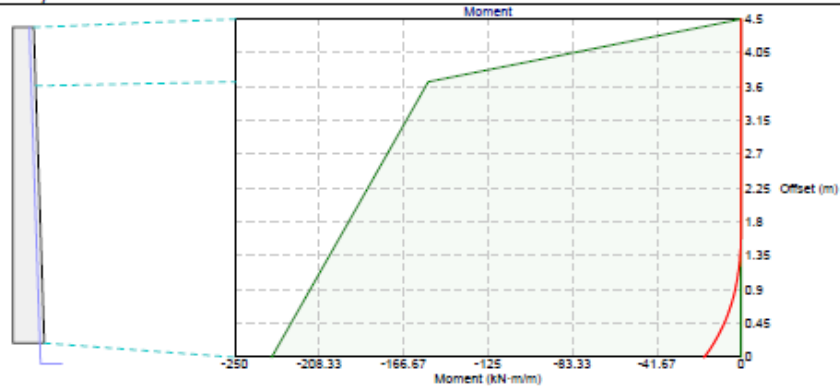
Stability Checks [1.0D + 1.0H]

Overturning Check				Sliding Check	
Overturning Moments				Sliding Force(s)	
Backfill pressure (horz)	Force	Distance	Moment	Backfill pressure	3.28 k/ft
Water pressure	0 k/ft	0.8 m	0 ft-lb/ft	Water pressure	0 k/ft
Seismic force	0 k/ft	2.88 m	0 ft-lb/ft	Seismic force	0 k/ft
				Total:	3.28 k/ft
Restating Moments				Restating Force(s)	
Passive pressure @ toe	Force	Distance	Moment	Passive pressure @ toe	8.54 k/ft
Axial dead load	-5.87 k/ft	1.45 m	27938 ft-lb/ft	Friction	6.61 k/ft
Footing Weight	-1.91 k/ft	1.47 m	9220 ft-lb/ft	Total:	15.15 k/ft
Stem Weight	-2.18 k/ft	1.45 m	10369 ft-lb/ft		
Stem Weight	-0.54 k/ft	1.65 m	2950 ft-lb/ft		
Key Weight	-0.4 k/ft	2.7 m	3576 ft-lb/ft		
Backfill Weight	-5.68 k/ft	2.35 m	43818 ft-lb/ft		
Backfill Weight	-0.35 k/ft	1.7 m	1938 ft-lb/ft		
Soil over toe Weight	-1.96 k/ft	0.65 m	4178 ft-lb/ft		
			Total:		
			111459 ft-lb/ft		
F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{111459 \text{ ft-lb/ft}}{19462 \text{ ft-lb/ft}} = 5.727 > 1.50$ (OK)				F.S. = $\frac{RF}{DF} = \frac{15.15 \text{ k/ft}}{3.28 \text{ k/ft}} = 4.618 > 1.50$ (OK)	
Bearing Capacity Check					
Bearing pressure < allowable (155.8 kPa < 269 kPa) - OK					
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.33 m < 0.49 m) - OK					
Wall Top Displacement					
(based on unfactored service loads)					
Deflection due to stem flexural displacement				0.004 m	
Deflection due to rotation from settlement				0.053 m	
Total deflection at top of wall (positive towards toe)				0.057 m	

Stability Checks [1.0D + 1.0F + 1.0H + 0.7E]

Overturning Check				Sliding Check	
Overturning Moments				Sliding Force(s)	
Backfill pressure (horz)	Force	Distance	Moment	Backfill pressure	3.28 k/ft
Water pressure	1.93 k/ft	0.8 m	5077 ft-lb/ft	Water pressure	1.93 k/ft
Seismic force	0.91 k/ft	2.88 m	8555 ft-lb/ft	Seismic force	0.91 k/ft
			Total:	Total:	6.12 k/ft
Restating Moments				Restating Force(s)	
Passive pressure @ toe	Force	Distance	Moment	Passive pressure @ toe	8.54 k/ft
Axial dead load	-5.87 k/ft	1.45 m	27938 ft-lb/ft	Friction	6.77 k/ft
Footing Weight	-1.91 k/ft	1.47 m	9220 ft-lb/ft	Total:	15.32 k/ft
Stem Weight	-2.18 k/ft	1.45 m	10369 ft-lb/ft		
Stem Weight	-0.54 k/ft	1.65 m	2950 ft-lb/ft		
Key Weight	-0.4 k/ft	2.7 m	3576 ft-lb/ft		
Backfill Weight	-5.68 k/ft	2.35 m	43818 ft-lb/ft		
Backfill Weight	-0.35 k/ft	1.7 m	1938 ft-lb/ft		
Soil over toe Weight	-1.96 k/ft	0.65 m	4178 ft-lb/ft		
			Total:		
			111459 ft-lb/ft		
F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{111459 \text{ ft-lb/ft}}{33094 \text{ ft-lb/ft}} = 3.368 > 1.50$ (OK)				F.S. = $\frac{RF}{DF} = \frac{15.32 \text{ k/ft}}{6.12 \text{ k/ft}} = 2.502 > 1.50$ (OK)	
Bearing Capacity Check					
Bearing pressure < allowable (159.6 kPa < 269 kPa) - OK					
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.33 m < 0.49 m) - OK					
Wall Top Displacement					
(based on unfactored service loads)					
Deflection due to stem flexural displacement				0.004 m	
Deflection due to rotation from settlement				0.053 m	
Total deflection at top of wall (positive towards toe)				0.057 m	

Stem Flexural Capacity



Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 0 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(16.99 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(386.5 \text{ mm}) - (39.97 \text{ mm}) / 2] = 231.8 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 3.67 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(16.99 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(264.3 \text{ mm}) - (39.97 \text{ mm}) / 2] = 154.6 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 4.5 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(236.5 \text{ mm}) - (0 \text{ mm}) / 2] = 0 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 0 m from base

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (386.5 \text{ mm}) = 291.9 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(291.9 \text{ kN} / \text{m}) = 218.9 \text{ kN} / \text{m}$$

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 4.5 m from base

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (236.5 \text{ mm}) = 178.6 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(178.6 \text{ kN} / \text{m}) = 134 \text{ kN} / \text{m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Main vertical stem bars (bottom end) - Development Length Calculation (ACI 318-11 12.2.3, 12.5)

$\psi_e = 1.0$ (uncoated hooked bars)

$\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

$$l_{db} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

Factoring l_{db} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{db} = 38.95 \text{ cm}$

$8 d_b = 8 (25.4 \text{ mm}) = 8.0$ (minimum limit, does not control)

Main vertical stem bars (top end) - Development Length Calculation (ACI 318-11 12.2.3, 12.5)

$\psi_t = 1.0$ (bars are not horizontal)

$\psi_e = 1.0$ (bar not epoxy coated)

$\psi_s = 1.0$ (bars are #7 or larger)

$\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

$$s/2 = (300 \text{ mm}) / 2 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b / 2 = (50.8 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm}) / 2 = 63.5 \text{ mm}$$

$c_{db} = 63.5 \text{ mm}$ (lesser of half spacing, ctr to surface)

$K_{tr} = 0.0$ (no transverse reinforcement)

$$\frac{c_{db} + K_{tr}}{d_b} = \frac{(63.5 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 2.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} \right] (25.4 \text{ mm}) = 83.47 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{u, toe} = 125.5 \text{ kN-m/m} \geq M_{u, stem} = 15.3 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 15.3 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$s = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(415.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$M_n = \phi A_s f_y (s - a/2) = (0.90)(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(415.7 \text{ MPa})(214.3 \text{ mm}) - (26.72 \text{ mm})/2 = 127.2 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 127.2 \text{ kN-m/m} \geq M_{u, toe} = 15.3 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1, 5.3)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 2(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}(314.3 \text{ mm}) = 237.4 \text{ kN/m}$$

$$W_u = \phi V_c = (0.750)(237.4 \text{ kN/m}) = 178 \text{ kN/m}$$

$$W_u = 178 \text{ kN/m} \geq V_u = 142.9 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

$$\beta_1 = 0.850 \quad (f'_c < 4000 \text{ psi})$$

$$s = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(415.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.001 \left(\frac{s}{d} \beta_1 - 1 \right) = 0.001 \left[\frac{(214.3 \text{ mm})}{(26.72 \text{ mm})} (0.850) - 1 \right] = 0.0270$$

$$\epsilon_t = 0.0270 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$M_{u, toe} = 127.2 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = (4/3)(15.3 \text{ kN-m/m}) = 24.4 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$s_{T, min} = \frac{A_{st}}{1.8 A_{gt}} = \frac{(1157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(203 \text{ mm})(200 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$s_{T, min} = 0.0025$$

$$s_{T, min} = 0.0025$$

$$s_{T, prov} = 0.0025 \geq s_{T, min} = 0.0025 \quad \checkmark$$

12 inch limit governs

$$A_{st, max} = 257.2 \text{ mm}^2$$

$$s_{st} = 400 \text{ mm} \leq s_{st, max} = 487.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12.1, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi A_s} = \frac{(15.3 \text{ kN-m/m})}{(127.2 \text{ kN-m/m})} = 0.1436 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$v_t = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below } - 3.00 \text{ inches})$$

$$v_b = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\epsilon_s = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

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

$$s/2 = (26.72 \text{ mm})/2 = 13.36 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + s_b/2 = (75.2 \text{ mm}) + (19.05 \text{ mm})/2 = 89.73 \text{ mm}$$

$$d_b = 89.73 \text{ mm} \quad (\text{lessor of bar spacing, cfr to barhead})$$

$$k_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

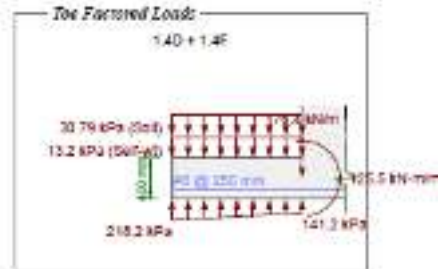
$$\frac{s_b + k_{tr}}{s_b} = \frac{(89.73 \text{ mm}) + (0.0)}{(19.05 \text{ mm})} = 4.71$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{W_u M_u}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(415.7 \text{ MPa})}{(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(127.2 \text{ kN-m})}{2.5} \right] (19.05 \text{ mm}) = 50.06 \text{ mm}$$

Factoring is by the excess reinforcement ratio (0.1436) per 12.2.5; $l_d = 7.2 \text{ on}$

12 inch minimum controls

$$l_{d, prov} = 157.4 \text{ mm} \geq l_d = 50.06 \text{ mm} \quad \checkmark$$



Heel Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = 79.17 \text{ kN m/m} \leq M_{stem} = 18.3 \text{ kN m/m}$$

$$M_u = 18.3 \text{ kN m/m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Effective Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})(339.7 \text{ mm}) - (26.72 \text{ mm})/2 = 138 \text{ kN m/m}$$

$$M_u = 138 \text{ kN m/m} \leq M_n = 18.3 \text{ kN m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1, 11.2, 11.3)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{f'_c} b = 2(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}(339.7 \text{ mm}) = 256.6 \text{ kN/m}$$

$$W_u = 4 V_c = (0.75)(256.6 \text{ kN/m}) = 192.4 \text{ kN/m}$$

$$W_u = 192.4 \text{ kN/m} \leq V_u = 132 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.5)

$$\beta_1 = 0.85 \quad [f'_c \leq 4000 \text{ psi}]$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 0.003 \left(\frac{d}{a} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(339.7 \text{ mm})}{(26.72 \text{ mm})} - 1 \right] = 0.0294$$

$$\epsilon = 0.0294 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$M_u = 138 \text{ kN m/m} \leq (4/3) M_n = (4/3)(18.3 \text{ kN m/m}) = 24.4 \text{ kN m/m}$$

CRACK IS WAIVED per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$s_{T,env} = \frac{A_{st}}{1.8 A_G} = \frac{(187.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(200 \text{ mm})(400 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$s_{T,sh} = 0.0020$$

$$s_{T,min} = 0.0020$$

$$s_{T,env} = 0.0025 \geq s_{T,sh} = 0.0020 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{d,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_d = 400 \text{ mm} \leq s_{d,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Checks (ACI 318-11 12.2, 12.3)

$$\frac{M_u}{W_u} = \frac{(18.3 \text{ kN m/m})}{(132 \text{ kN/m})} = 0.1386 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$w = 1.35 \quad (\text{more than 12 inches cast below - 13.00 inches})$$

$$w_c = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$w_s = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or similar})$$

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

$$c/d = (250 \text{ mm})/2 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + c/d = (50.8 \text{ mm}) + (125 \text{ mm})/2 = 80.33 \text{ mm}$$

$$c_b = 80.33 \text{ mm} \quad (\text{ lesser of bar spacing, or to surface})$$

$$K_w = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

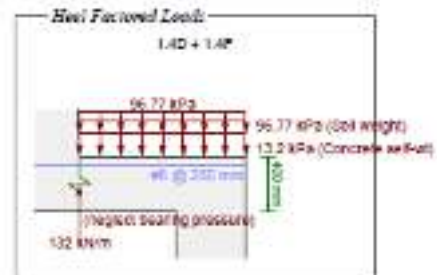
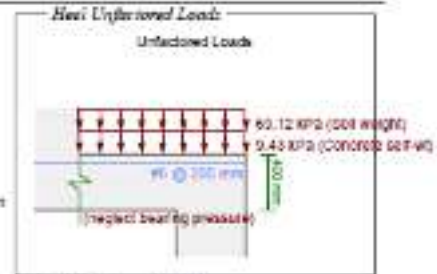
$$\frac{c_b + K_w}{d_b} = \frac{(80.33 \text{ mm}) + (0.0)}{(19.05 \text{ mm})} = 3.1667$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{w_s w_c w}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.35)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (19.05 \text{ mm}) = 68.11 \text{ mm}$$

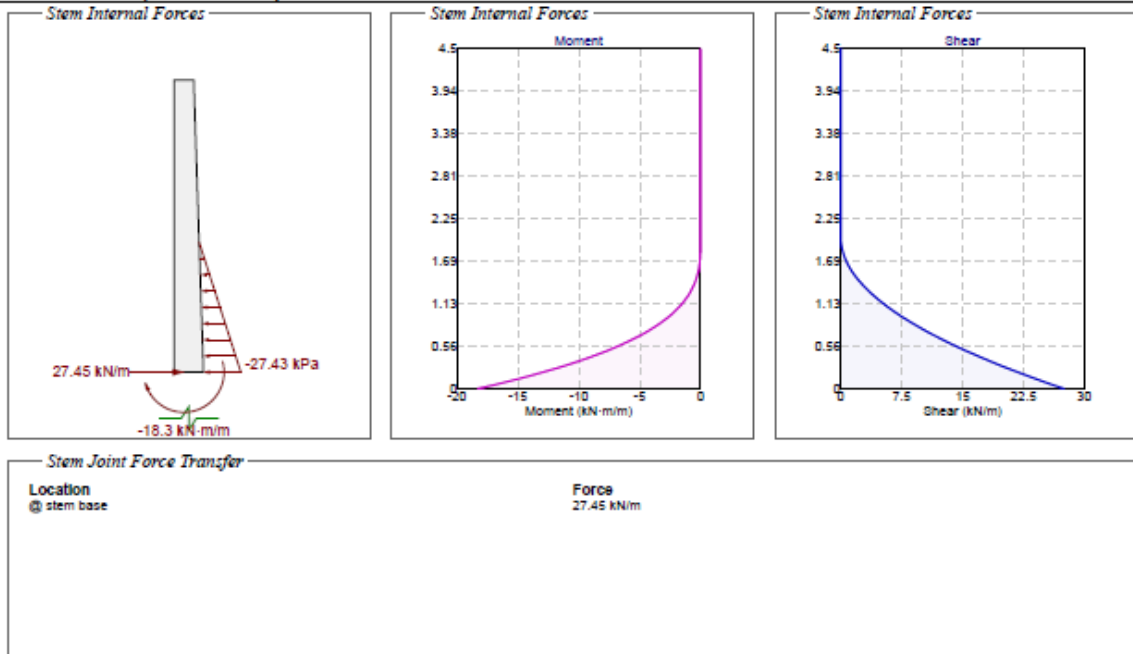
Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.1386) per 12.2.5: $l_d = 6.64 \text{ cm}$

12 inch minimum controls

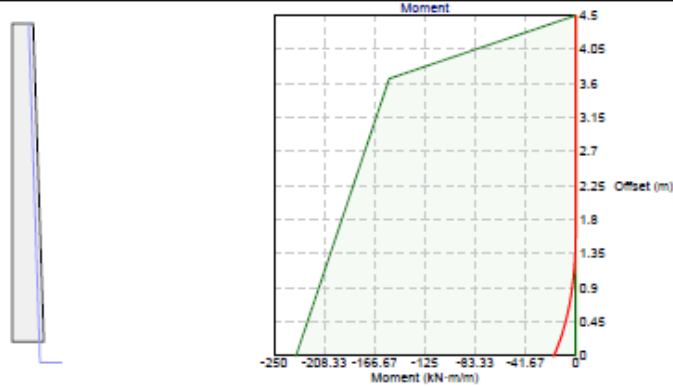
$$l_{d,req} = 159.2 \text{ mm} \geq l_d = 33.48 \text{ mm} \quad \checkmark$$



Stem Forces [1.4D + 1.4F]



Stem Moment Checks [1.4D + 1.4F]



Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 0 m from base
 $\phi M_n = 231.8 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 18.3 \text{ kN-m/m}$ ✓

Stem Shear Checks [1.4D + 1.4F]



Shear Check / ACI 318-11 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$\phi V_n = 218.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 27.45 \text{ kN/m}$ ✓

Stem Miscellaneous Checks [1.4D + 1.4F]

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 231.8 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](18.3 \text{ kN-m/m}) = 24.4 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 4.5 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 0 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0 \text{ kN-m/m}) = 0 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(386.5 \text{ mm})}{(0.850)} - 1 \right] = 0.0217$$

$$\epsilon_t = 0.0217 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 4.5 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(236.5 \text{ mm})}{(0.850)} - 1 \right] = 0.0121$$

$$\epsilon_t = 0.0121 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-11 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(283.9 \text{ mm}^2) / (250 \text{ mm})}{(450 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$\rho_{h_min} = 0.0025 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0025 \geq \rho_{h_min} = 0.0025 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3(300 \text{ mm}) = 900 \text{ mm}$$

18 Inch limit governs

$$s_{max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{horz} = 250 \text{ mm} \leq s_{horz_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(18.3 \text{ kN-m/m})}{(231.8 \text{ kN-m/m})} = 0.0789 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

$$l_{dh} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

Factoring l_{dh} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{dh} = 38.95 \text{ cm}$

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0789) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 3.07 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8(25.4 \text{ mm}) = 8.0$$

$8 d_b$ minimum controls

$$l_{dh_prov} = 32.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 20.32 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Checks [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 111.6 \text{ kN-m/m} < M_{stem} = 166.6 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 111.6 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(314.3 \text{ mm}) - (26.72 \text{ mm})/2] = 127.2 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 127.2 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 111.6 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1, 11.11, 11.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (314.3 \text{ mm}) = 237.4 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(237.4 \text{ kN/m}) = 178 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = 178 \text{ kN/m} \geq V_u = 127.1 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(314.3 \text{ mm})}{(26.72 \text{ mm})/(0.850)} - 1 \right] = 0.0270$$

$$\epsilon_t = 0.0270 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 127.2 \text{ kN-m/m} < (4/3) M_u = [(4/3)(111.6 \text{ kN-m/m})] = 148.8 \text{ kN-m/m}$$

$$A_{s,min} = \frac{3 \sqrt{F_c}}{f_y} d = \frac{3 \sqrt{20.69 \text{ MPa}}}{(413.7 \text{ MPa})} (314.3 \text{ mm}) = 8.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$200 d / f_y = 200 (314.3 \text{ mm}) / (413.7 \text{ MPa}) = 10.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 10.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 11.35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} = 10.48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{sT,prov} = \frac{A_{sT}}{16s_T} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(400 \text{ mm})(400 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,prov} = 0.0025 \geq \rho_{sT,min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

18 Inch limit governs

$$s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{sT} = 400 \text{ mm} \leq s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(111.6 \text{ kN-m/m})}{(127.2 \text{ kN-m/m})} = 0.8774 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$w_t = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below} - 3.00 \text{ inches})$$

$$w_e = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$w_s = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

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

$$s/2 = (250 \text{ mm})/2 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (76.2 \text{ mm}) + (19.05 \text{ mm})/2 = 85.73 \text{ mm}$$

$$c_b = 85.73 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(85.73 \text{ mm}) + (0.0)}{(19.05 \text{ mm})} = 4.50$$

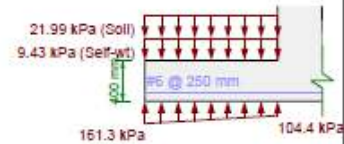
$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{w_t w_e w_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (19.05 \text{ mm}) = 50.08 \text{ cm}$$

Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.8774) per 12.2.5: $l_d = 43.94 \text{ cm}$

$$l_{d,prov} = 157.4 \text{ cm} \geq l_d = 43.94 \text{ cm} \quad \checkmark$$

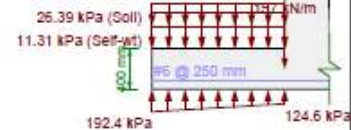
Toe Unfactored Loads

Unfactored Loads



Toe Factored Loads

1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E



Heel Checks [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = 67.86 \text{ kN m / m} < M_{stem} = 156.5 \text{ kN m / m}$$

$$M_u = 67.86 \text{ kN m / m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.3.2)

$$z = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.63 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.9)(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})(339.7 \text{ mm} - (26.72 \text{ mm})/2) = 136 \text{ kN m / m}$$

$$M_u = 136 \text{ kN m / m} \geq M_u = 67.86 \text{ kN m / m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 7.1.1, 7.11.1, 7.11.2.1)

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

$$V_u = 2.1 \sqrt{f'_c} b = 2(1.0) \sqrt{20.63 \text{ MPa}} (503.7 \text{ mm}) = 256.6 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_u = \phi V_c = (0.75)(256.6 \text{ kN / m}) = 192.4 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_u = 192.4 \text{ kN / m} \geq V_u = 113.1 \text{ kN / m} \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.3)

$$\rho_t = 0.0025 \quad (f_y = 4000 \text{ psi})$$

$$z = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(11.35 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.63 \text{ MPa})} = 26.72 \text{ mm}$$

$$\rho_t = 0.003 \left(\frac{b}{d} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(339.7 \text{ mm})}{(26.72 \text{ mm})} - 1 \right] = 0.0294$$

$$\rho_t = 0.0294 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.4)

$$M_u = 136 \text{ kN m / m} \geq [4/3] M_u = [4/3] (67.86 \text{ kN m / m}) = 90.49 \text{ kN m / m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{s,sh} = \frac{A_{sT}}{A_{sT}} = \frac{(167.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(400 \text{ mm})(400 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$\rho_{s,sh} = 0.0025$$

$$\rho_{s,sh} = 0.0025$$

$$\rho_{s,sh} = 0.0025 \geq \rho_{s,sh} = 0.0025 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{s,sh} = 487.2 \text{ mm}$$

$$s_{sT} = 400 \text{ mm} \leq s_{s,sh} = 487.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.5.2, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(67.86 \text{ kN m / m})}{(136 \text{ kN m / m})} = 0.4979 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$v_1 = 1.50 \quad (\text{more than 12 inches cast below - 13.00 inches})$$

$$v_2 = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$v_3 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

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

$$s/2 = (250 \text{ mm})/2 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (80.5 \text{ mm}) + (19.05 \text{ mm})/2 = 89.33 \text{ mm}$$

$$d_b = 80.53 \text{ mm} \quad (\text{cover or half spacing, or to surface})$$

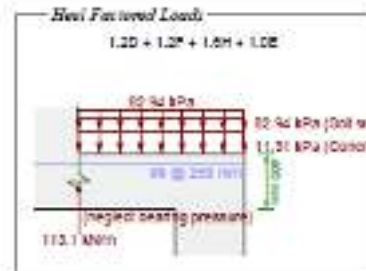
$$k_1 = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{d_b + k_1}{d_n} = \frac{(80.53 \text{ mm}) + (0.0)}{(19.05 \text{ mm})} = 4.227$$

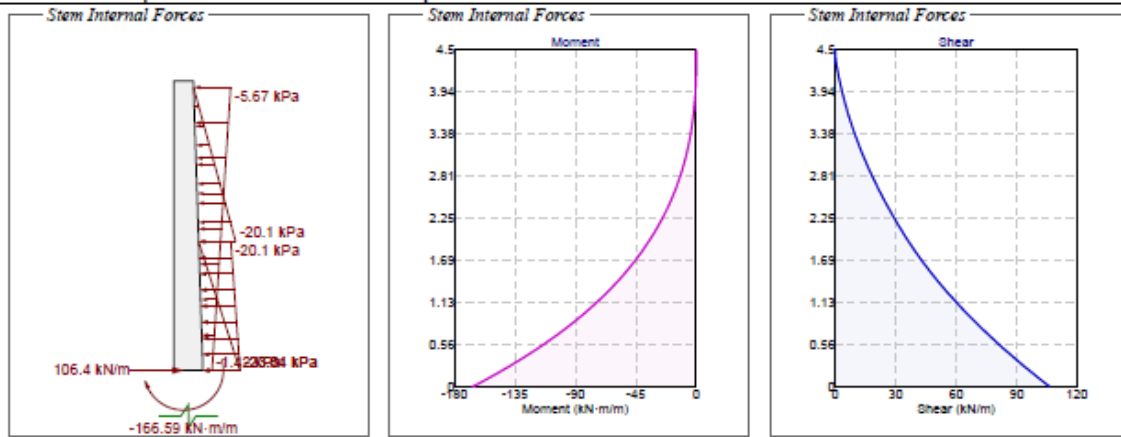
$$l_d = \left(\frac{3}{20} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{v_1 v_2 v_3}{\lambda} \right) d_b = \left[\frac{3}{20} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.63 \text{ MPa}}} \frac{(1.50)(1.0)(0.80)}{1.0} \right] (19.05 \text{ mm}) = 66.11 \text{ cm}$$

Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.4979) per 12.2.5: $l_d = 32.93 \text{ cm}$

$$l_{d,req} = 169.9 \text{ cm} \leq l_d = 32.93 \text{ cm} \quad \checkmark$$

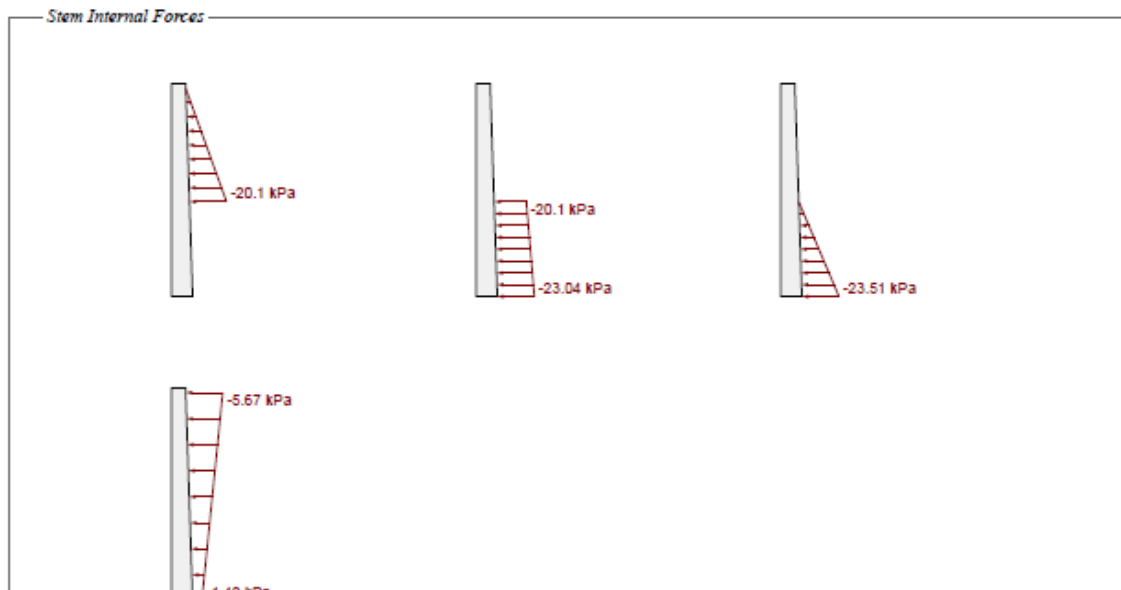


Stem Forces [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]

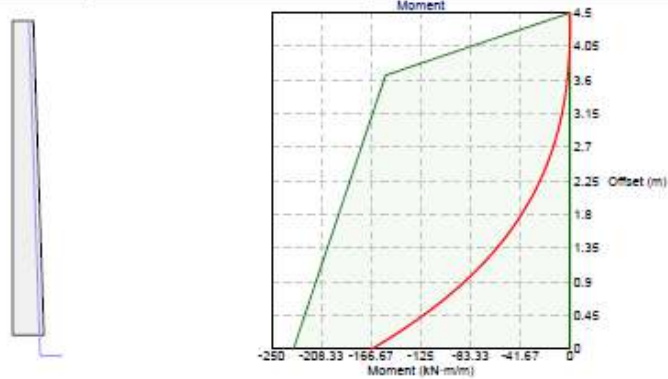


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	106.4 kN/m



Stem Moment Checks [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]



Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 231.8 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 166.6 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 3.67 m from base

$$\phi M_n = 154.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 1.92 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 3.68 m from base

$$\phi M_n = 151.5 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 1.92 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]



Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 218.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 106.4 \text{ kN/m} \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E]

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 231.8 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](166.6 \text{ kN-m/m}) = 222.1 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 4.5 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 0 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0 \text{ kN-m/m}) = 0 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(386.5 \text{ mm})}{(39.97 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0217$$

$$\epsilon_1 = 0.0217 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 4.5 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(16.99 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 39.97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(236.5 \text{ mm})}{(39.97 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0121$$

$$\epsilon_1 = 0.0121 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-11 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(283.9 \text{ mm}^2) / (250 \text{ mm})}{(450 \text{ mm})} = 0.0025$$

$$\rho_{h_min} = 0.0025 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0025 \geq \rho_{h_min} = 0.0025 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3 (300 \text{ mm}) = 900 \text{ mm}$$

18 inch limit governs

$$s_{max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{horz} = 250 \text{ mm} \leq s_{horz_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(166.6 \text{ kN-m/m})}{(231.8 \text{ kN-m/m})} = 0.7186 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

$$l_{dh} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

Factoring l_{dh} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{dh} = 38.95 \text{ cm}$

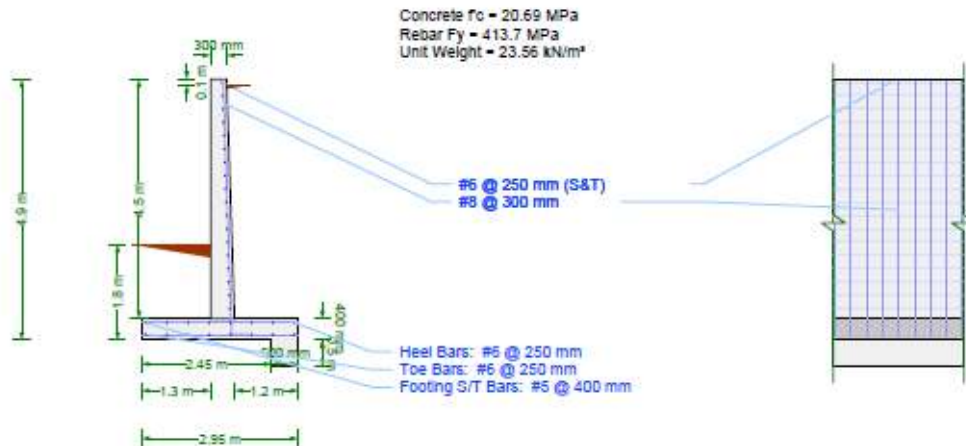
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.7186) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 27.99 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8 (25.4 \text{ mm}) = 8.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

$$l_{dh_prov} = 32.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 27.99 \text{ cm} \quad \checkmark$$

1.5.7 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Design Detail



Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
✓ 0.445	Overturning	3.37	1.50	1.0D + 1.0F + 1.0H + 0.7E
✓ 0.600	Sliding	2.50	1.50	1.0D + 1.0F + 1.0H + 0.7E
✓ 0.593	Bearing Pressure	269 kPa	159.6 kPa	1.0D + 1.0F + 1.0H + 0.7E
✓ 0.667	Bearing Eccentricity	0.33 m	0.49 m	1.0D + 1.0H
Toe Checks				
✓ 0.802	Shear	178 kN/m	142.9 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ 0.877	Moment	127.2 kN-m/m	111.6 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.148	Min Strain	0.0270	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.923	Min Steel	28.84 mm ²	26.61 mm ²	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.279	Development	157.4 cm	43.94 cm	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.875	S&T Max Spacing	400 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F
✓ 0.800	S&T Min Rho	0.0025	0.0020	1.4D + 1.4F
Heel Checks				
✓ 0.696	Shear	192.4 kN/m	132 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ 0.492	Moment	138 kN-m/m	67.86 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.136	Min Strain	0.0294	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	28.84 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
✓ 0.188	Development	169.9 cm	32.03 cm	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.875	S&T Max Spacing	400 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F
✓ 0.800	S&T Min Rho	0.0025	0.0020	1.4D + 1.4F
Stem Checks				
✓ 0.719	Moment	231.8 kN-m/m	166.6 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.486	Shear	218.9 kN/m	106.4 kN/m	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.185	Max Steel	0.0217	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	16.99 cm ² /m	0 cm ² /m	1.4D + 1.4F
✓ 0.864	Base Development	32.38 cm	27.99 cm	1.2D + 1.2F + 1.6H + 1.0E
✓ 0.991	Horz Bar Rho	0.0025	0.0025	1.4D + 1.4F
✓ 0.547	Horz Bar Spacing	250 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F

Criteria

Use basic criteria from common proje...	Yes
Building Code	IBC 2012
Concrete Load Combs	IBC 2012 (Strength)
Masonry Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Stability Load Combs	IBC Retaining Wall St...
Apply Gds Factor to Seismic Combin...	No
Restrained Against Sliding	No
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 Bott...	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 Sels...	No
Allowable Bearing Pressure	269 kPa
Rest'd Bearing Location	Middle third
Wall Friction Angle	25°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	3684 kN/m ²

1.6 MEMORIA DE CÁLCULO MURO DE CONTENCION H=6.60 M.

Se ha considerado una franja unitaria de 1 metro para el análisis del muro. A continuación, presentaremos los cálculos y los resultados del diseño para los elementos.

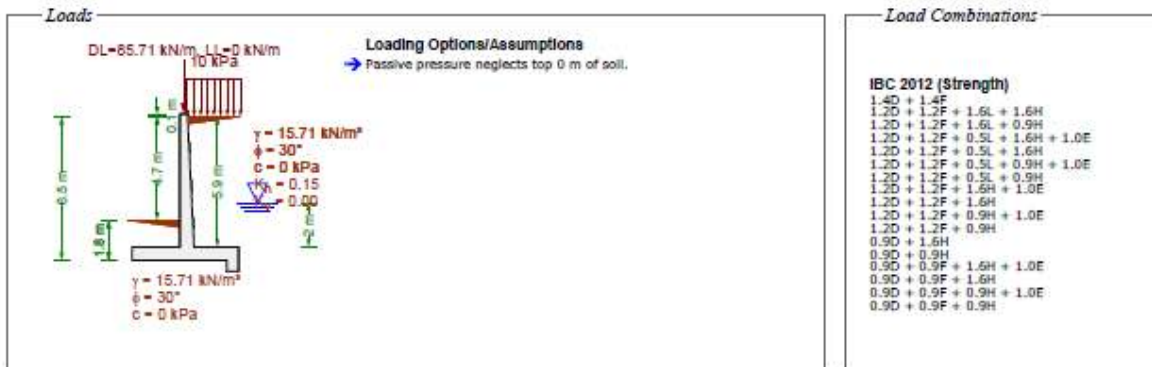
1.6.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

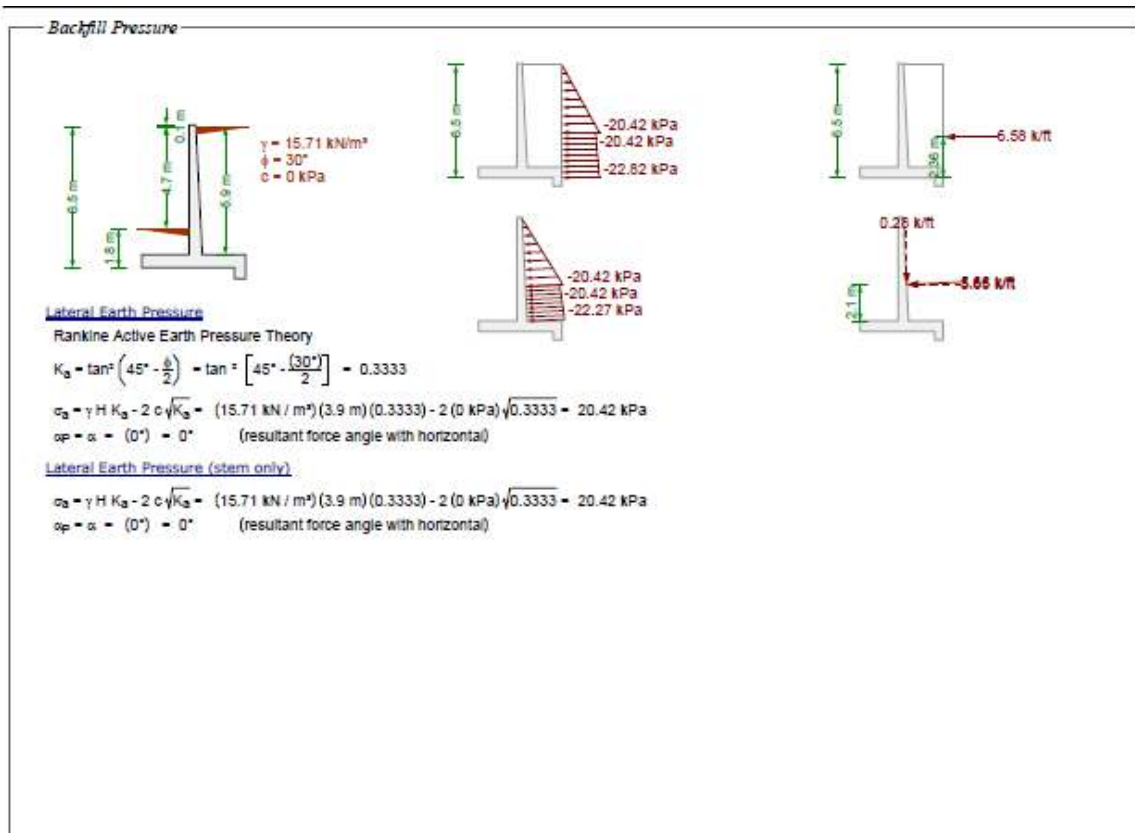
Se han utilizado las siguientes especificaciones de materiales para el diseño:

Tabla 1.6-1 Especificación de materiales

MATERIAL	Esfuerzos de Diseño	
Concreto	$f'_c = 3,000 \text{ psi}$	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Acero	$f_y = 60,000 \text{ psi}$	$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

1.6.2 CARGAS APLICADAS





Backfill Pressure (Water Layer)

Lateral Earth Pressure (water layer)

$$\gamma_{eff} = \gamma_{sat} - \gamma_w = (12.57 \text{ kN / m}^3) - (9.8 \text{ kN / m}^3) = 2.76 \text{ kN / m}^3$$

$$\phi = 30^\circ (\phi_{sat})$$

$$\gamma = 2.76 \text{ kN / m}^3 (\gamma_{eff})$$

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(30^\circ)}{2} \right] = 0.3333$$

$$c_a = \gamma H K_a - 2 c \sqrt{K_a} = (2.76 \text{ kN / m}^3)(2.6 \text{ m})(0.3333) - 2 (0 \text{ kPa}) \sqrt{0.3333} = 2.4 \text{ kPa}$$

$$\alpha_p = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

$$q_{ob} = H_{above} \gamma_{above} = (3.9 \text{ m})(15.71 \text{ kN / m}^3) = 61.27 \text{ kPa} \quad (\text{overburden pressure from layer above})$$

$$K q_{ob} = (0.3333)(61.27 \text{ kPa}) = 20.42 \text{ kPa}$$

$$q_{top} = 20.42 \text{ kPa}$$

$$q_{bottom} = 22.82 \text{ kPa}$$

Lateral Earth Pressure (water layer, stem only)

$$\gamma_{eff} = \gamma_{sat} - \gamma_w = (12.57 \text{ kN / m}^3) - (9.8 \text{ kN / m}^3) = 2.76 \text{ kN / m}^3$$

$$c_a = \gamma H K_a - 2 c \sqrt{K_a} = (2.76 \text{ kN / m}^3)(2 \text{ m})(0.3333) - 2 (0 \text{ kPa}) \sqrt{0.3333} = 1.84 \text{ kPa}$$

$$\alpha_p = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

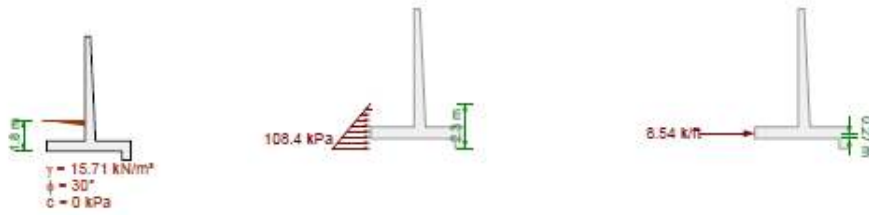
$$q_{ob} = H_{above} \gamma_{above} = (3.9 \text{ m})(15.71 \text{ kN / m}^3) = 61.27 \text{ kPa} \quad (\text{overburden pressure from layer above})$$

$$K q_{ob} = (0.3333)(61.27 \text{ kPa}) = 20.42 \text{ kPa}$$

$$q_{top} = 20.42 \text{ kPa}$$

$$q_{bottom} = 22.27 \text{ kPa}$$

Passive Pressure



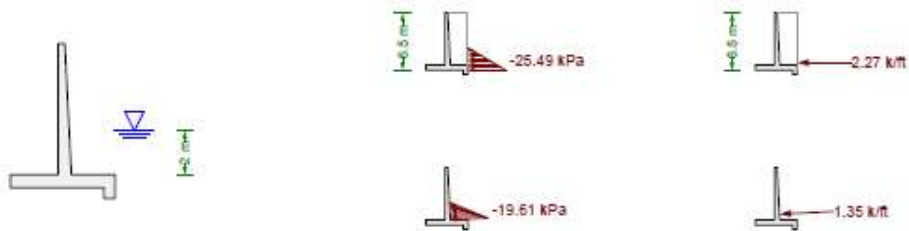
Lateral Earth Pressure

Rankine Passive Earth Pressure Theory

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{(30^\circ)}{2} \right] = 3.0$$

$$q_p = \gamma H K_p + 2 c \sqrt{K_p} = (15.71 \text{ kN / m}^3)(2.3 \text{ m})(3.0) + 2 (0 \text{ kPa}) \sqrt{3.0} = 108.4 \text{ kPa}$$

Water Pressure

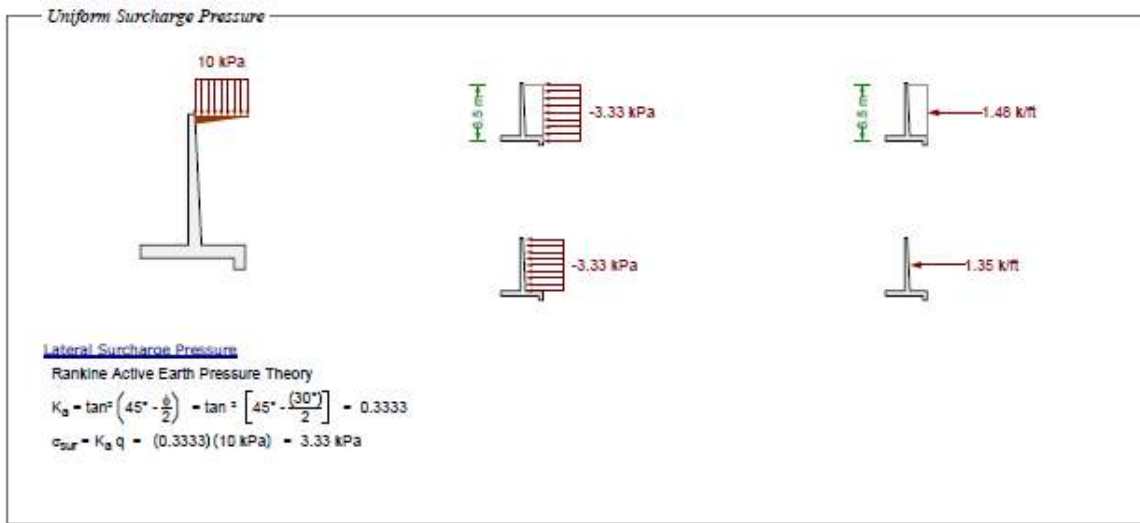


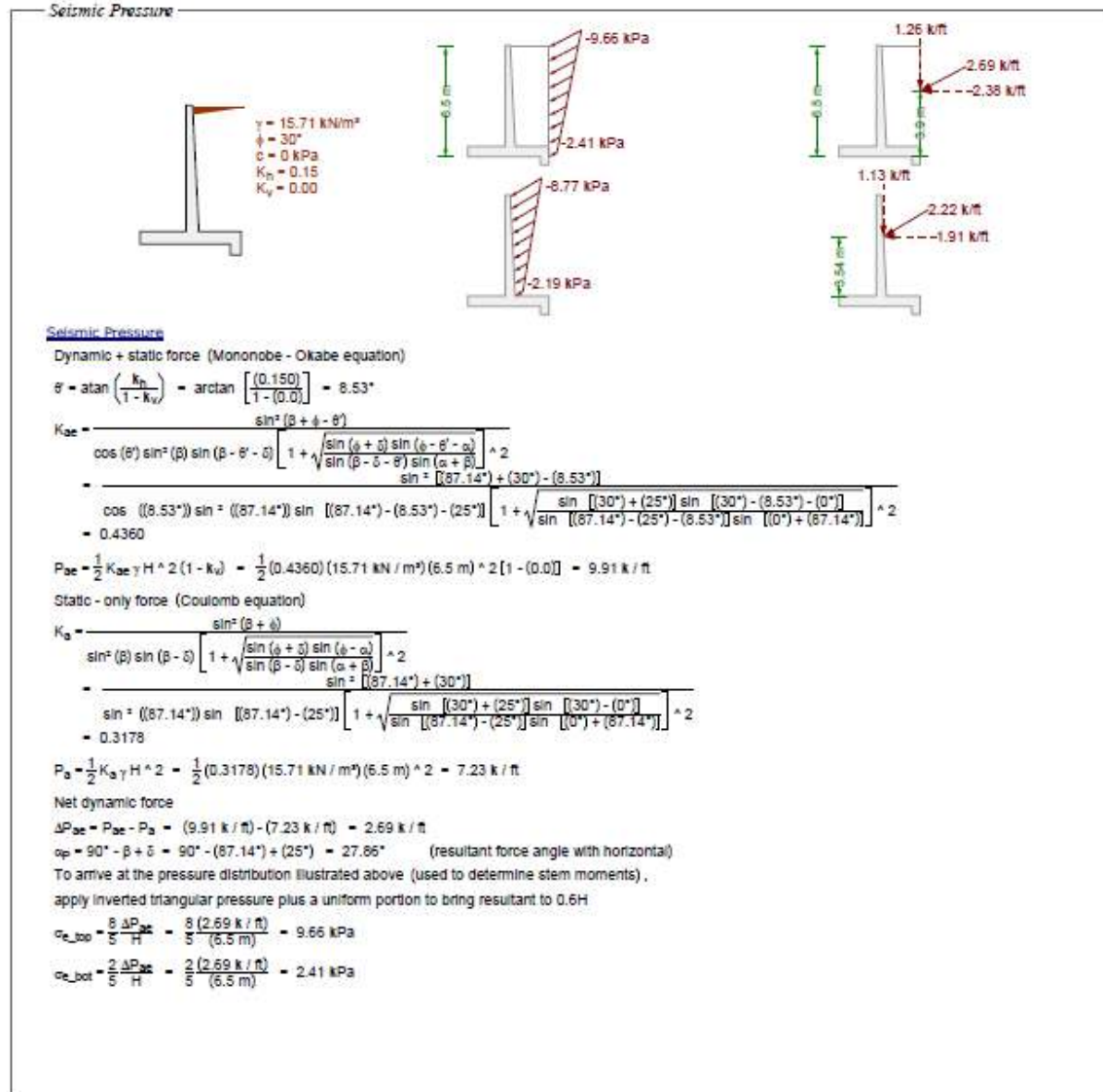
Lateral Water Pressure

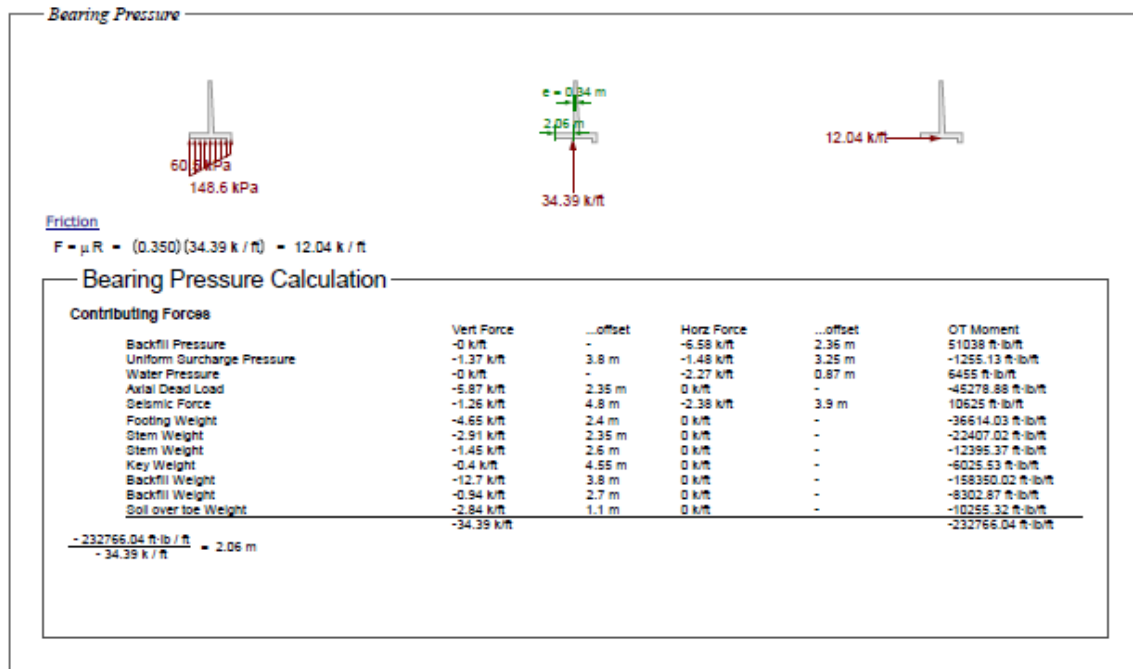
$$q_w = \gamma_w H_w = (9.8 \text{ kN / m}^3)(2.6 \text{ m}) = 25.49 \text{ kPa}$$

Lateral Water Pressure (stem only)

$$q_w = \gamma_w H_w = (9.8 \text{ kN / m}^3)(2 \text{ m}) = 19.61 \text{ kPa}$$







Stability Checks [1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 0.7E]

Overturning Check

Overturning Moments

	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	6.58 k/ft	2.36 m	51038 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.48 k/ft	3.25 m	15830 ft-lb/ft
Water pressure	2.27 k/ft	0.87 m	6455 ft-lb/ft
Seismic force	1.66 k/ft	3.9 m	21289 ft-lb/ft
		Total:	94611 ft-lb/ft

Resisting Moments

	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	1.37 k/ft	3.8 m	17085 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	8.54 k/ft	0.27 m	7473 ft-lb/ft
Axial dead load	-5.87 k/ft	2.35 m	-45279 ft-lb/ft
Footing Weight	-4.65 k/ft	2.4 m	-36514 ft-lb/ft
Stem Weight	-2.91 k/ft	2.35 m	-23407 ft-lb/ft
Stem Weight	-1.45 k/ft	2.6 m	-12395 ft-lb/ft
Key Weight	-0.4 k/ft	4.55 m	-6026 ft-lb/ft
Backfill Weight	-12.7 k/ft	3.8 m	-158350 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0.94 k/ft	2.7 m	-8303 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-2.84 k/ft	1.1 m	-10255 ft-lb/ft
		Total:	324186 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{324186 \text{ ft-lb / ft}}{94611 \text{ ft-lb / ft}} = 3.427 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Sliding Force(s)

Backfill pressure	6.58 k/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.48 k/ft
Water pressure	2.27 k/ft
Seismic force	1.66 k/ft
Total:	12 k/ft

Resisting Force(s)

Passive pressure @ toe	8.54 k/ft
Friction	11.91 k/ft
Total:	20.45 k/ft

F.S. = $\frac{RF}{SF} = \frac{20.45 \text{ k / ft}}{12 \text{ k / ft}} = 1.704 > 1.50$ (OK)

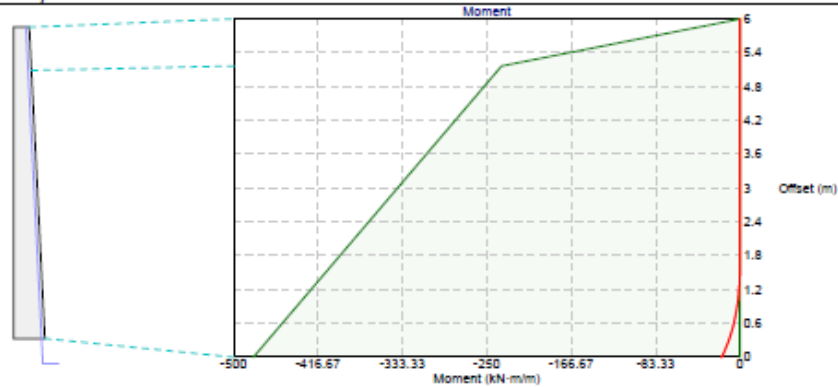
Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (147 kPa < 259 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.34 m < 0.8 m) - OK

Wall Top Displacement
 (based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0.01 m
Deflection due to rotation from settlement	0.03 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	0.04 m

Stem Flexural Capacity



Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 0 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(536.5 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm}) / 2] = 480.6 \text{ kN-m / m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 5.17 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

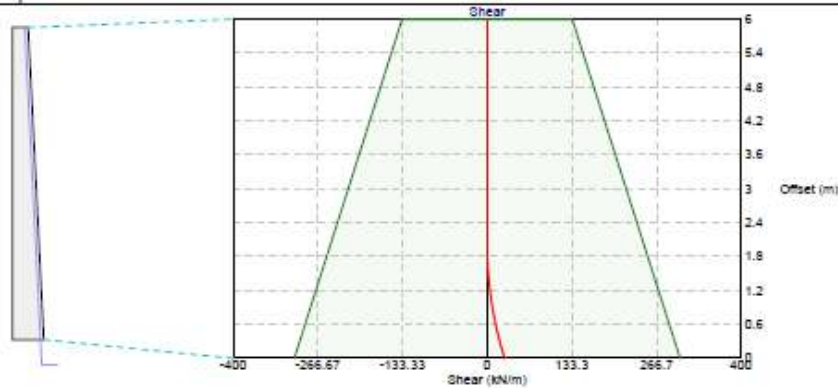
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(278.2 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm}) / 2] = 235.6 \text{ kN-m / m}$$

Capacity (ACI 318-11 10.2) @ 6 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 0 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(236.5 \text{ mm}) - (0 \text{ mm}) / 2] = 0 \text{ kN-m / m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 0 m from base

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (536.5 \text{ mm}) = 405.2 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(405.2 \text{ kN / m}) = 303.9 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1) @ 6 m from base

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (236.5 \text{ mm}) = 178.6 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(178.6 \text{ kN / m}) = 134 \text{ kN / m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Main vertical stem bars (bottom end) - Development Length Calculation (ACI 318-11 12.2.3, 12.5)

$\psi_e = 1.0$ (uncoated hooked bars)

$\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

$$l_{db} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

Factoring l_{db} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{db} = 38.95 \text{ cm}$

$8 d_b = 8 (25.4 \text{ mm}) = 8.0$ (minimum limit, does not control)

Main vertical stem bars (top end) - Development Length Calculation (ACI 318-11 12.2.3, 12.5)

$\psi_t = 1.0$ (bars are not horizontal)

$\psi_e = 1.0$ (bar not epoxy coated)

$\psi_s = 1.0$ (bars are #7 or larger)

$\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

$s / 2 = (200 \text{ mm}) / 2 = 100 \text{ mm}$

cover + $d_b / 2 = (50.8 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm}) / 2 = 63.5 \text{ mm}$

$c_b = 63.5 \text{ mm}$ (lesser of half spacing, ctr to surface)

$K_{tr} = 0.0$ (no transverse reinforcement)

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(63.5 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 2.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} \right] (25.4 \text{ mm}) = 83.47 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 311.2 \text{ kN-m/m} \geq M_{stem} = 18.3 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 18.3 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(511.1 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm})/2] = 456.5 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 18.3 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.3.1, 11.11.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}(511.1 \text{ mm}) = 386 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(386 \text{ kN/m}) = 289.5 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = 289.5 \text{ kN/m} \geq V_u = 212.7 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(511.1 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm})/(0.850)} - 1 \right] = 0.0187$$

$$\epsilon_t = 0.0187 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](18.3 \text{ kN-m/m}) = 24.4 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$p_{sT_prov} = \frac{A_{sT}}{16sT} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(600 \text{ mm})(300 \text{ mm})} = 0.0022$$

$$p_{sT_min} = 0.0020$$

$$p_{sT_min} = 0.0020$$

$$p_{sT_prov} = 0.0022 \geq p_{sT_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{sT_max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{sT} = 300 \text{ mm} \leq s_{sT_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(18.3 \text{ kN-m/m})}{(456.5 \text{ kN-m/m})} = 0.0401 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$\psi_e = 1.0 \quad (12 \text{ Inches or less cast below} - 3.00 \text{ Inches})$$

$$\psi_c = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_s = 1.0 \quad (\text{bars are \#7 or larger})$$

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

$$s/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (76.2 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm})/2 = 88.9 \text{ mm}$$

$$c_b = 88.9 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(88.9 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 3.50$$

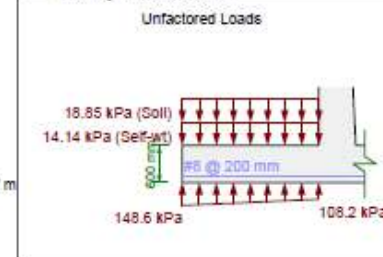
$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{\psi_e \psi_c \psi_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} \right] (25.4 \text{ mm}) = 83.47 \text{ cm}$$

Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.0401) per 12.2.5: $l_d = 3.35 \text{ cm}$

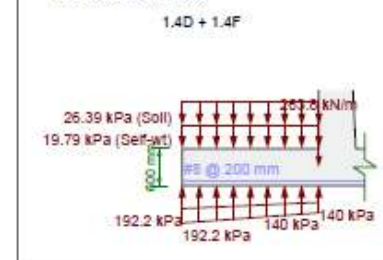
12 inch minimum controls

$$l_{d_prov} = 25.4 \text{ cm} \geq l_d = 30.48 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads



Heel Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

Design moment M_d for heel need not exceed moment at stem base

$$M_{heel} = 232.1 \text{ kN m / ft} \geq M_{stem} = 15.5 \text{ kN m / ft}$$

$$M_d = 15.5 \text{ kN m / m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-11 9.3.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.65 \text{ MPa})} = 59.95 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})(336.5 \text{ mm} - (59.95 \text{ mm})/2) = 480.5 \text{ kN-m / m}$$

$$\phi M_n = 480.5 \text{ kN-m / m} \geq M_d = 15.5 \text{ kN-m / m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 7.1.1, 7.1.1.1, 7.1.1.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} b = 2(1.0)\sqrt{20.65 \text{ MPa}}(306.5 \text{ mm}) = 405.9 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.75)(405.9 \text{ kN / m}) = 304.5 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = 304.5 \text{ kN / m} \geq V_u = 269.1 \text{ kN / m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

$$\epsilon_t = 0.002 \quad (F_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$s = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.65 \text{ MPa})} = 59.95 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 0.003 \left(\frac{s}{s_t} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(59.95 \text{ mm})}{(336.5 \text{ mm}) / (18/200)} - 1 \right] = 0.0198$$

$$\epsilon = 0.0198 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 480.5 \text{ kN-m / m} \geq (\lambda / 3) M_d = [(1/3)(15.5 \text{ kN-m / m})] = 5.2 \text{ kN-m / m}$$

CRACK is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{sh,prov} = \frac{A_{shT}}{k_{shT}} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(306 \text{ mm})(300 \text{ mm})} = 0.0022$$

$$\rho_{sh,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sh,max} = 0.0020$$

$$\rho_{sh,prov} = 0.0022 \geq \rho_{sh,min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

15 inch limit governs

$$\rho_{sh,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$k_{shT} = 300 \text{ mm} \leq k_{shT,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.2.2, 12.2.3)

$$\frac{M_d}{\phi M_n} = \frac{(15.5 \text{ kN-m / m})}{(480.5 \text{ kN-m / m})} = 0.0321 \quad (\leq 0.30 \text{ to represent excess reinforcement})$$

$$\psi_t = 1.0 \quad (\text{more than 12 inches cast below} - 20.62 \text{ inches})$$

$$\psi_s = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_e = 1.0 \quad (\text{bars are #7 of 18ga})$$

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

$$s/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + s/2 = (50.5 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm})/2 = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_b = 63.5 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, or to surface})$$

$$k_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

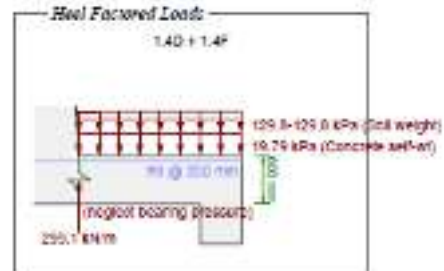
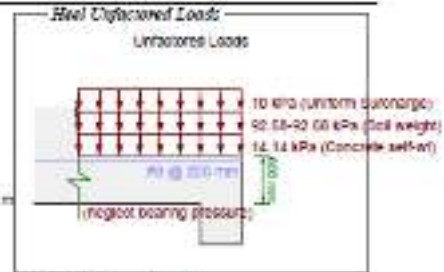
$$\frac{d_b f_{tr}}{s} = \frac{(63.5 \text{ mm})(0.0)}{(20.0 \text{ mm})} = 0.00$$

$$l_d = \left(\frac{\lambda}{40} \frac{\psi_t \psi_s \psi_e \lambda}{\sqrt{F_c}} \right) d_b = \left[\frac{\lambda}{40} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{20.65 \text{ MPa}}} \right] (25.4 \text{ mm}) = 106.5 \text{ cm}$$

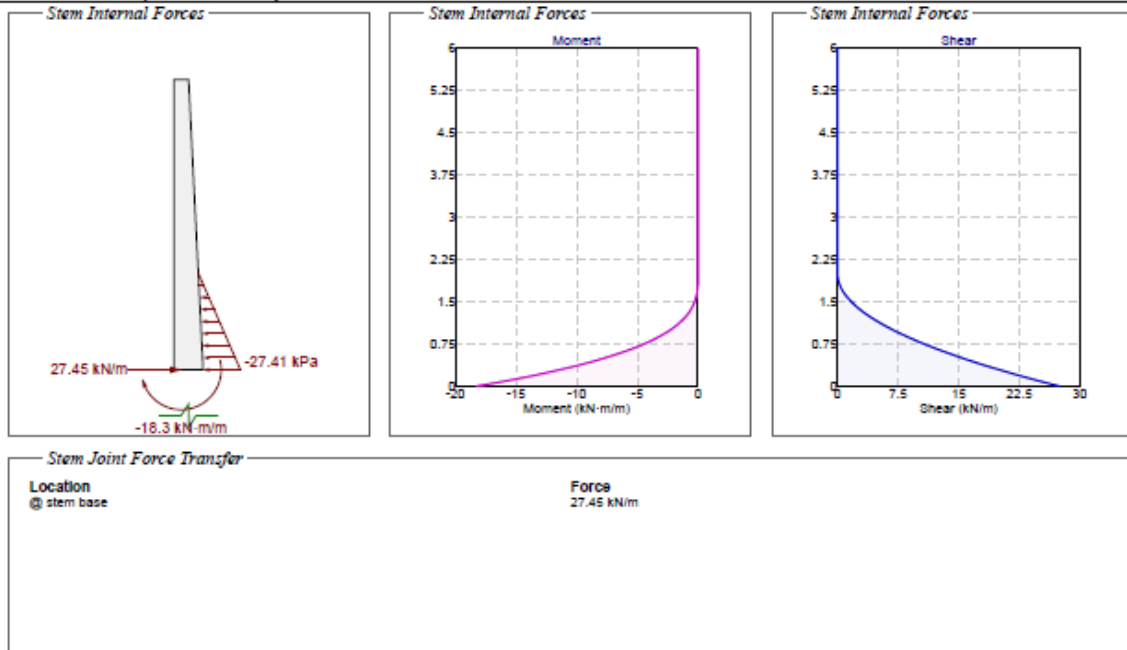
Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.0321) per 12.2.5: $l_d = 4.13 \text{ cm}$

13 inch minimum controls

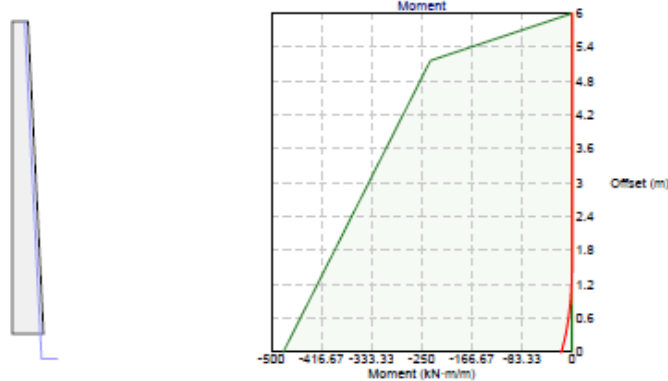
$$l_{d,prov} = 274.3 \text{ cm} \geq l_d = 30.48 \text{ cm} \quad \checkmark$$



Stem Forces [1.4D + 1.4F]

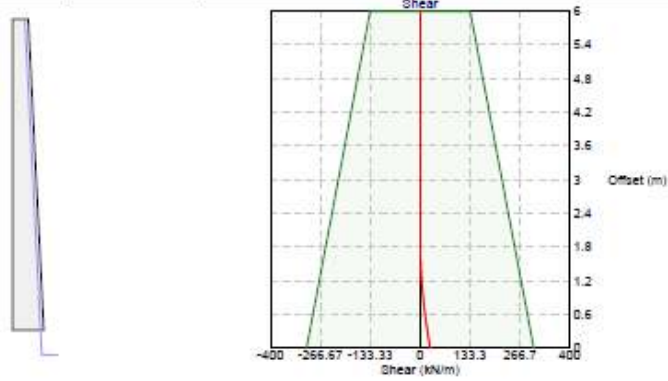


Stem Moment Checks [1.4D + 1.4F]



Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 0 m from base
 $\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 18.3 \text{ kN-m/m}$ ✓

Stem Shear Checks [1.4D + 1.4F]



Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 303.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 27.45 \text{ kN/m} \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.4D + 1.4F]

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](18.3 \text{ kN-m/m}) = 24.4 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 6 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 0 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0 \text{ kN-m/m}) = 0 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(536.5 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm})/(0.850)} - 1 \right] = 0.0198$$

$$\epsilon_t = 0.0198 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 6 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(236.5 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm})/(0.850)} - 1 \right] = 0.0071$$

$$\epsilon_t = 0.0071 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-11 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz}/S_{horz}}{t} = \frac{(509.7 \text{ mm}^2)/(300 \text{ mm})}{(600 \text{ mm})} = 0.0028$$

$$\rho_{h_min} = 0.0025 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0028 \geq \rho_{h_min} = 0.0025 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3(300 \text{ mm}) = 900 \text{ mm}$$

18 inch limit governs

$$s_{max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{horz} = 300 \text{ mm} \leq s_{horz_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(18.3 \text{ kN-m/m})}{(480.6 \text{ kN-m/m})} = 0.0381 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

$$l_{dh} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

Factoring l_{dh} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{dh} = 38.95 \text{ cm}$

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0381) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 1.48 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8(25.4 \text{ mm}) = 8.0$$

$8d_b$ minimum controls

$$l_{dh_prov} = 52.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 20.32 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Checks [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 287.6 \text{ kN-m/m} < M_{stem} = 386.1 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 287.6 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa}) [(511.1 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm})/2] = 456.5 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 287.6 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.11.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2 (1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}} (511.1 \text{ mm}) = 386 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(386 \text{ kN/m}) = 289.5 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = 289.5 \text{ kN/m} \geq V_u = 196.7 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85 (20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{\beta_1 a} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(511.1 \text{ mm})}{(0.850) a} - 1 \right] = 0.0187$$

$$\epsilon_t = 0.0187 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = (4/3)(287.6 \text{ kN-m/m}) = 383.5 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{sT,prov} = \frac{A_{sT}}{f_s s_T} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(600 \text{ mm})(300 \text{ mm})} = 0.0022$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,prov} = 0.0022 \geq \rho_{sT,min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

18 Inch limit governs

$$s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{sT} = 300 \text{ mm} \leq s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(287.6 \text{ kN-m/m})}{(456.5 \text{ kN-m/m})} = 0.630 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$v_c = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below} - 3.00 \text{ inches})$$

$$v_e = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$v_s = 1.0 \quad (\text{bars are \#7 or larger})$$

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

$$s/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (76.2 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm})/2 = 88.9 \text{ mm}$$

$$c_b = 88.9 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

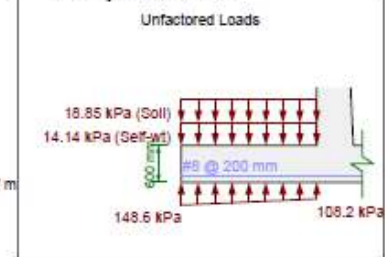
$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(88.9 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 3.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{v_c v_e v_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} \right] (25.4 \text{ mm}) = 83.47 \text{ cm}$$

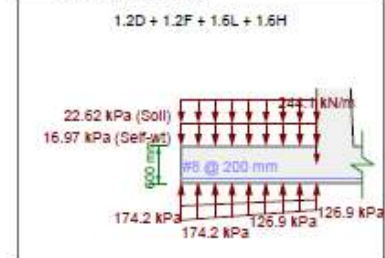
Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.6300) per 12.2.5: $l_d = 52.59 \text{ cm}$

$$l_{d,prov} = 252.4 \text{ cm} \geq l_d = 52.59 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads:



Toe Factored Loads:



Heel Checks [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]

Controling Moment

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

$$M_{top} = 286.4 \text{ kN-m/m} \leq M_{stem} = 385.1 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 286.4 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(23.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.9)(23.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})(336.5 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm})/2 = 480.6 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 286.4 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.2.1, 11.2.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{f'_c} d = 2(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}(336.5 \text{ mm}) = 405.2 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_c = \phi V_c = (0.75)(405.2 \text{ kN/m}) = 303.9 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_c = 303.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 286.4 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.3)

$$\epsilon_s = 0.550 \quad (f'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(23.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon = 0.003 \left(\frac{d}{a} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(336.5 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm})} - 1 \right] = 0.0198$$

$$\epsilon = 0.0198 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = (4/3)(286.4 \text{ kN-m/m}) = 384.5 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$P_{T,prov} = \frac{A_{st}}{A_{gt}} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(200 \text{ mm})(330 \text{ mm})} = 0.0022$$

$$P_{T,min} = 0.0020$$

$$P_{T,max} = 0.0020$$

$$P_{T,prov} = 0.0022 \geq P_{T,min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

16 inch limit governs

$$k_{T,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$k_{T,prov} = 330 \text{ mm} \leq k_{T,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.1.2, 12.2.1)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(286.4 \text{ kN-m/m})}{(480.6 \text{ kN-m/m})} = 0.60 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$w = 1.50 \quad (\text{more than 12 inches cast below - 20.62 inches})$$

$$y_c = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$y_s = 1.0 \quad (\text{bars are #7 or larger})$$

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

$$l_d/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (30.8 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm})/2 = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_b = 63.5 \text{ mm} \quad (\text{governs if not spacing, OR TO GUT200})$$

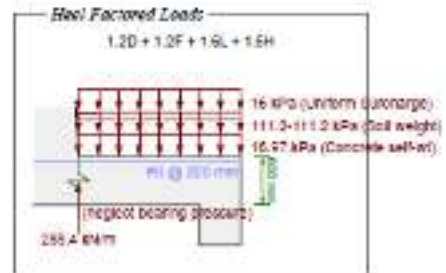
$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{d_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(63.5 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 2.50$$

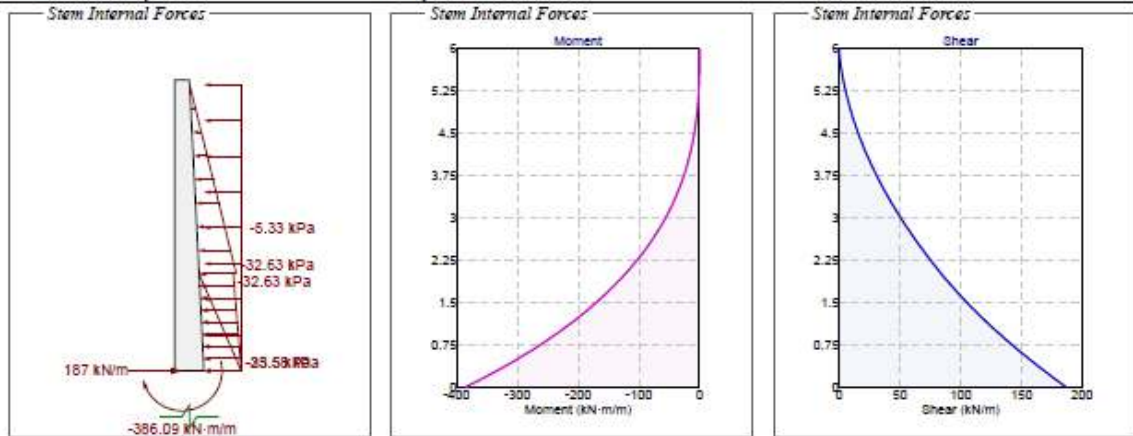
$$l_d = \left(\frac{3}{80} \frac{f_y}{f'_c} \frac{w}{y_c} \frac{y_s}{\lambda} \frac{M_u}{\phi M_n} \right) \left(\frac{d_b + K_{tr}}{d_b} \right) d_b = \left[\frac{3}{80} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(20.69 \text{ MPa})} \frac{(1.50)(1.0)(1.0)}{1.0} \right] (25.4 \text{ mm}) = 108.6 \text{ cm}$$

Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.6000) per (2.2.5): $l_d = 65.11 \text{ cm}$

$$l_{d,prov} = 274.9 \text{ cm} \geq l_d = 65.11 \text{ cm} \quad \checkmark$$

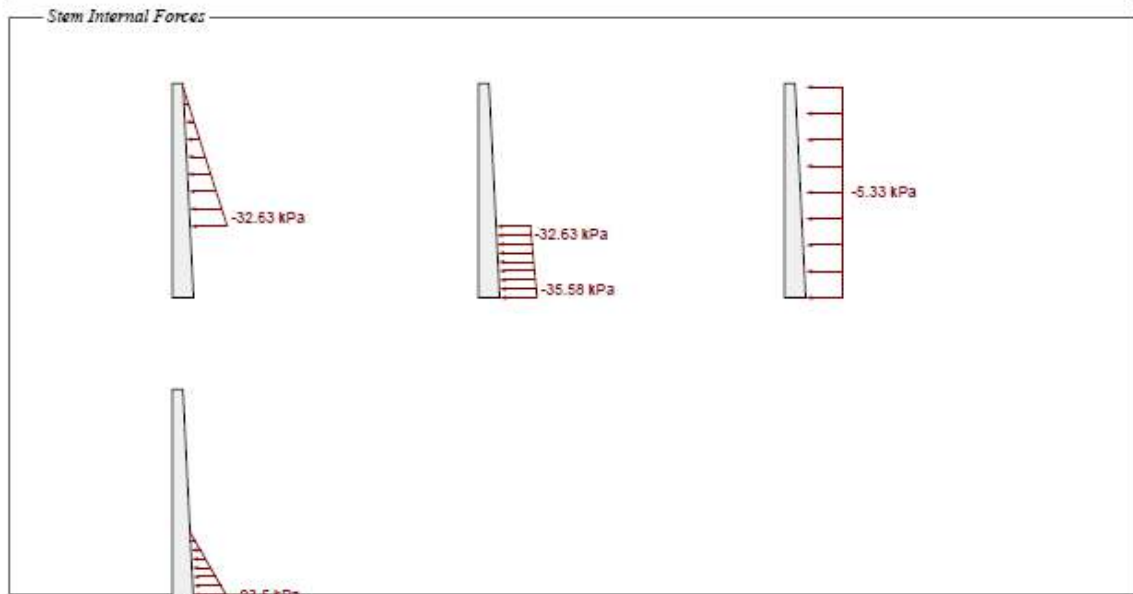


Stem Forces [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]

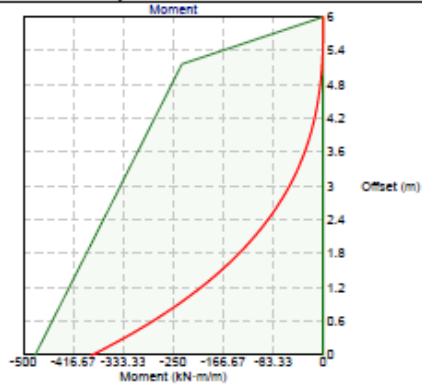


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	187 kN/m



Stem Moment Checks [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]



Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 386.1 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

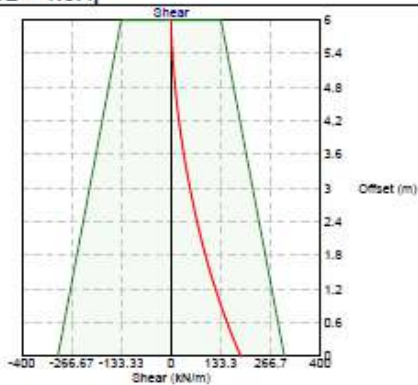
Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 5.17 m from base

$$\phi M_n = 235.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 2.08 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 5.21 m from base

$$\phi M_n = 222.3 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 1.72 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]



Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 303.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 187 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H]

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 0 m from base. [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} < (4/3) M_u = [4/3](386.1 \text{ kN-m/m}) = 514.8 \text{ kN-m/m}$$

$$A_{s_min} = \frac{3\sqrt{F'_c}d}{f_y} = \frac{3\sqrt{20.69 \text{ MPa}}}{413.7 \text{ MPa}}(536.5 \text{ mm}) = 14.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$200 d / f_y = 200(536.5 \text{ mm}) / (413.7 \text{ MPa}) = 17.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_min} = 17.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 25.48 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s_min} = 17.88 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1) @ 6 m from base. [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 0 \text{ kN-m/m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0 \text{ kN-m/m}) = 0 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 0 m from base. [Stem in negative flexure]

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(536.5 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0198$$

$$\epsilon_1 = 0.0198 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-11 10.3.5) @ 6 m from base. [Stem in negative flexure]

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(236.5 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0071$$

$$\epsilon_1 = 0.0071 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-11 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(509.7 \text{ mm}^2) / (300 \text{ mm})}{(600 \text{ mm})} = 0.0028$$

$$\rho_{h_min} = 0.0025 \quad (\text{bars larger than No. 5, or less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0028 \geq \rho_{h_min} = 0.0025 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3(300 \text{ mm}) = 900 \text{ mm}$$

18 inch limit governs

$$s_{max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{horz} = 300 \text{ mm} \leq s_{horz_max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(386.1 \text{ kN-m/m})}{(480.6 \text{ kN-m/m})} = 0.8033 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

$$l_{dh} = 0.02 v_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F'_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0) \sqrt{20.69 \text{ MPa}}} (25.4 \text{ mm}) = 55.65 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): } l_{dh} = 38.95 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.8033) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 31.29 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8(25.4 \text{ mm}) = 8.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

$$l_{dh_prov} = 52.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 31.29 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Checks [1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 285.2 \text{ kN-m/m} < M_{stem} = 420.8 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 285.2 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = (0.90)(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})[(511.1 \text{ mm}) - (59.96 \text{ mm})/2] = 456.5 \text{ kN-m/m}$$

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 285.2 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1.1, 11.11.3.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{F_c} d = 2(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}(511.1 \text{ mm}) = 386 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(386 \text{ kN/m}) = 289.5 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_n = 289.5 \text{ kN/m} \geq V_u = 195 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-11 10.3.5)

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(25.48 \text{ cm}^2/\text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(20.69 \text{ MPa})} = 59.96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(511.1 \text{ mm})}{(59.96 \text{ mm})/(0.850)} - 1 \right] = 0.0187$$

$$\epsilon_1 = 0.0187 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.1)

$$\phi M_n = 456.5 \text{ kN-m/m} \geq (4/3)M_u = [4/3](285.2 \text{ kN-m/m}) = 380.3 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$\rho_{sT,prov} = \frac{A_{sT}}{l_s b} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2/\text{m})}{(600 \text{ mm})(300 \text{ mm})} = 0.0022$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,min} = 0.0020$$

$$\rho_{sT,prov} = 0.0022 \geq \rho_{sT,min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{sT} = 300 \text{ mm} \leq s_{sT,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(285.2 \text{ kN-m/m})}{(456.5 \text{ kN-m/m})} = 0.6248 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$\psi_e = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below} - 3.00 \text{ inches})$$

$$\psi_e = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_s = 1.0 \quad (\text{bars are \#7 or larger})$$

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

$$s/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (76.2 \text{ mm}) + (25.4 \text{ mm})/2 = 88.9 \text{ mm}$$

$$c_b = 88.9 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

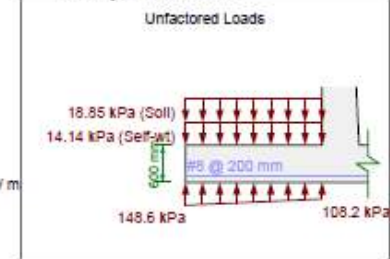
$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(88.9 \text{ mm}) + (0.0)}{(25.4 \text{ mm})} = 3.50$$

$$l_d = \left[\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{\psi_e \psi_s \psi_g}{2.5} \right] d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(1.0)\sqrt{20.69 \text{ MPa}}} \frac{(1.0)(1.0)(1.0)}{2.5} \right] (25.4 \text{ mm}) = 83.47 \text{ cm}$$

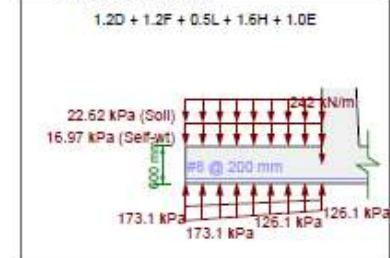
Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.6248) per 12.2.5: $l_d = 52.15 \text{ cm}$

$$l_{d,prov} = 252.4 \text{ cm} \geq l_d = 52.15 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads



Heel Checks [1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E]

Controlling Moment

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

$$M_{top} = 256.4 \text{ kN m / m} = M_{stem} = 420.8 \text{ kN m / m}$$

$$M_u = 256.4 \text{ kN m / m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Flexure Check (ACI 318-11 10.2)

$$z = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(26.46 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(28.82 \text{ MPa})} = 50.26 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - z/2) = (0.9)(26.46 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})(306.5 \text{ mm} - (50.26 \text{ mm})/2) = 480.6 \text{ kN m / m}$$

$$M_u = 480.6 \text{ kN m / m} \geq M_u = 256.4 \text{ kN m / m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-11 11.1, 11.11, 11.1)

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

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{f'_c} d = 2(1.0)\sqrt{28.82 \text{ MPa}}(306.5 \text{ mm}) = 405.2 \text{ kN / m}$$

$$M_u = \phi V_u = (0.75)(405.2 \text{ kN / m}) = 303.9 \text{ kN / m}$$

$$M_u = 303.9 \text{ kN / m} \geq V_u = 256.4 \text{ kN / m} \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.3)

$$\rho_t = 0.002 \quad (f'_c = 4000 \text{ psi})$$

$$z = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} = \frac{(26.46 \text{ cm}^2 / \text{m})(413.7 \text{ MPa})}{0.85(28.82 \text{ MPa})} = 50.26 \text{ mm}$$

$$\rho = 0.003 \left(\frac{d}{z} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(306.5 \text{ mm})}{(50.26 \text{ mm})} - 1 \right] = 0.0198$$

$$\rho = 0.0198 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-11 10.5.3)

$$M_u = 480.6 \text{ kN m / m} \geq (4/3)M_c = (4/3)(256.4 \text{ kN m / m}) = 355.2 \text{ kN m / m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-11 7.12.2)

$$k_{sh,prov} = \frac{A_{sh}}{A_{gr}} = \frac{(157.5 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(800 \text{ mm})(300 \text{ mm})} = 0.0002$$

$$k_{sh,min} = 0.0002$$

$$k_{sh,max} = 0.0002$$

$$k_{sh,prov} = 0.0002 \geq k_{sh,min} = 0.0002 \quad \checkmark$$

15 inch min governing

$$k_{sh,max} = 457.2 \text{ mm}$$

$$s_{sh} = 300 \text{ mm} \leq s_{sh,max} = 457.2 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-11 12.10, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi V_u} = \frac{(256.4 \text{ kN m / m})}{(480.6 \text{ kN m / m})} = 0.5342 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$w_f = 1.30 \quad (\text{more than 12 inches cast below} - 20.62 \text{ inches})$$

$$w_b = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$w_s = 1.0 \quad (\text{bars are \#7 or larger})$$

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

$$s/2 = (200 \text{ mm})/2 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{cover} + d_b/2 = (50.5 \text{ mm}) + (26.4 \text{ mm})/2 = 63.6 \text{ mm}$$

$$d_b = 60.5 \text{ mm} \quad (\text{diameter of bar spacing, or to surface})$$

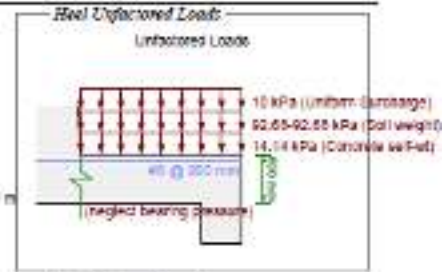
$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{d_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(60.5 \text{ mm}) + (0.0)}{(26.4 \text{ mm})} = 2.29$$

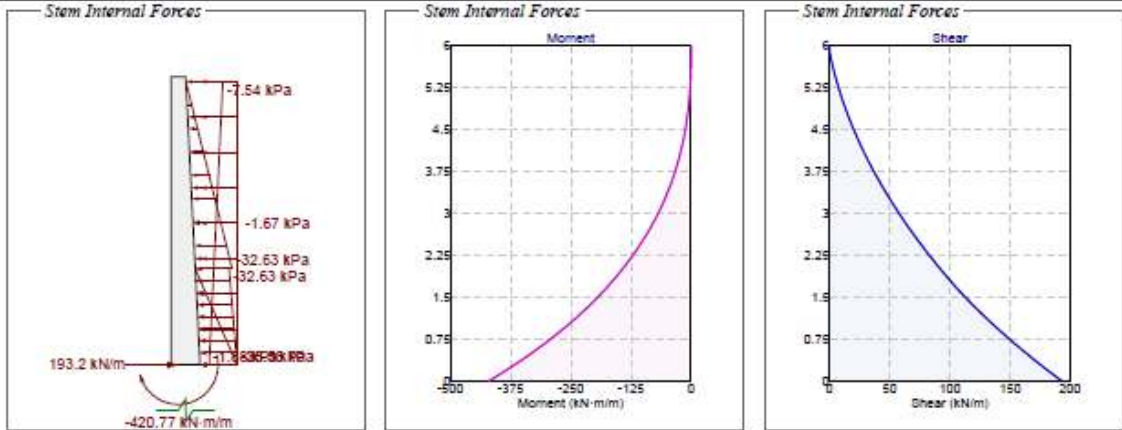
$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{f'_c} \frac{w_b w_s w_f}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(413.7 \text{ MPa})}{(28.82 \text{ MPa})} \frac{(1.0)(1.0)(1.3)}{2.5} \right] (26.4 \text{ mm}) = 109.5 \text{ mm}$$

Factoring l_d by the excess reinforcement ratio (0.5542) per 12.2.5: $l_d = 60.14 \text{ cm}$

$$l_{d,min} = 274.9 \text{ cm} \geq l_d = 60.14 \text{ cm} \quad \checkmark$$

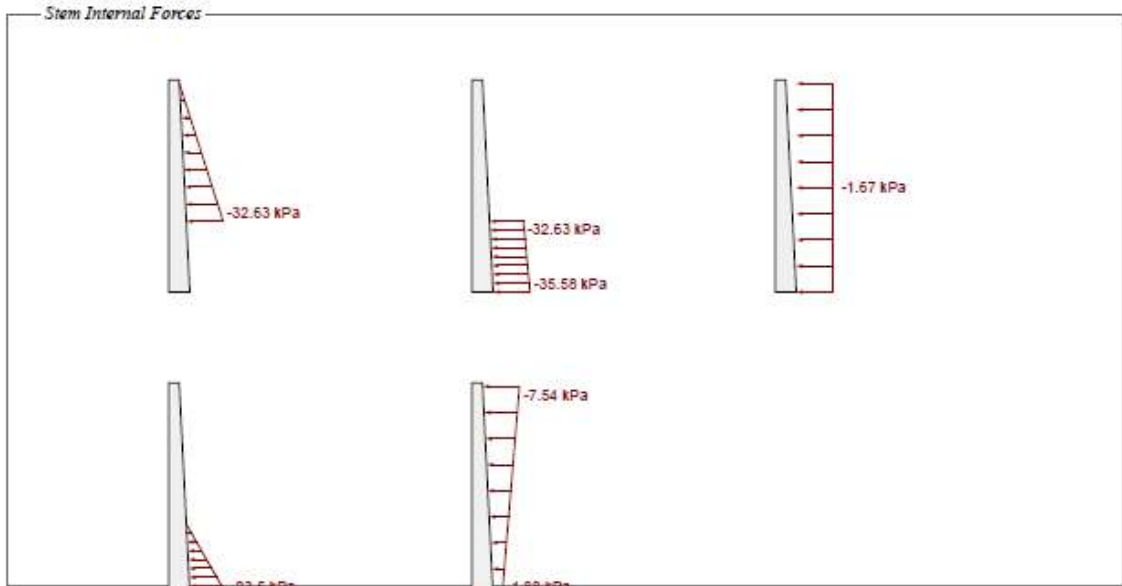


Stem Forces [1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E]



Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	193.2 kN/m



Stem Moment Checks [1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E]



Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 480.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 420.6 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

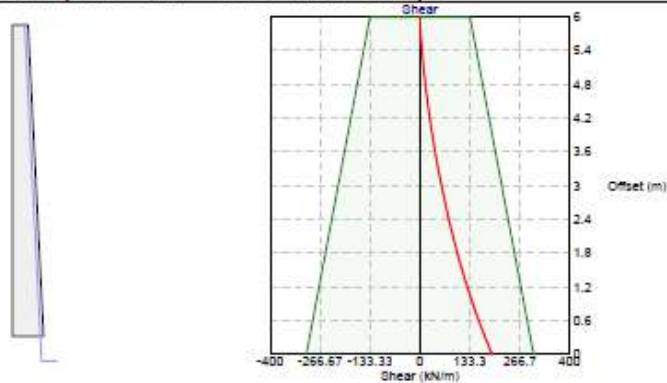
Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 5.17 m from base

$$\phi M_n = 235.6 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 3.1 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

Check (ACI 318-11 Ch 10) @ 5.21 m from base

$$\phi M_n = 222.3 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 2.58 \text{ kN-m/m} \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E]

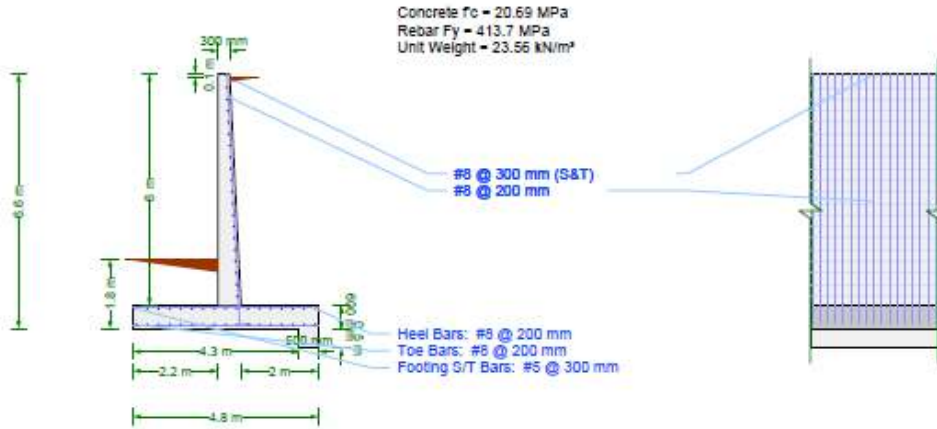


Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 303.9 \text{ kN/m} \geq V_u = 193.2 \text{ kN/m} \checkmark$$

1.4.7 RESULTADOS DE ANÁLISIS

Design Detail



Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
✓ 0.438	Overturing	3.43	1.50	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 0.7E
✓ 0.880	Sliding	1.70	1.50	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 0.7E
✓ 0.546	Bearing Pressure	269 kPa	147 kPa	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 0.7E
✓ 0.421	Bearing Eccentricity	0.34 m	0.8 m	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 0.7E
Toe Checks				
✓ 0.735	Shear	289.5 kN/m	212.7 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ 0.630	Moment	456.5 kN-m/m	287.5 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.213	Min Strain	0.0187	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	64.73 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
✓ 0.208	Development	252.4 cm	52.59 cm	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.656	S&T Max Spacing	300 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F
✓ 0.900	S&T Min Rho	0.0022	0.0020	1.4D + 1.4F
Heel Checks				
✓ 0.984	Shear	303.9 kN/m	299.1 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ 0.600	Moment	480.6 kN-m/m	288.4 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.202	Min Strain	0.0198	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	64.73 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
✓ 0.237	Development	274.9 cm	65.11 cm	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.656	S&T Max Spacing	300 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F
✓ 0.900	S&T Min Rho	0.0022	0.0020	1.4D + 1.4F
Stem Checks				
✓ 0.875	Moment	480.6 kN-m/m	420.8 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E
✓ 0.636	Shear	303.9 kN/m	193.2 kN/m	1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E
✓ 0.202	Max Steel	0.0198	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.702	Min Steel	25.48 cm ² /m	17.88 cm ² /m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.651	Base Development	52.38 cm	34.1 cm	1.2D + 1.2F + 0.5L + 1.6H + 1.0E
✓ 0.883	Horz Bar Rho	0.0028	0.0025	1.4D + 1.4F
✓ 0.656	Horz Bar Spacing	300 mm	457.2 mm	1.4D + 1.4F

Criteria

Use basic criteria from common proje...	Yes
Building Code	IBC 2012
Concrete Load Combs	IBC 2012 (Strength)
Masonry Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Stability Load Combs	IBC Retaining Wall St...
Apply Sds Factor to Seismic Combin...	No
Restrained Against Sliding	No
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 Bott...	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 Seis...	No
Allowable Bearing Pressure	269 kPa
Req'd Bearing Location	Middle third
Wall Friction Angle	25°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	3684 kN/m ²

1.7 CONCLUSIONES

- 1) Los puentes se consideraron para permitir acceso a zonas incomunicadas. Se considero una estructura de perfiles metálicos con claros de longitud de $L=13.0$ m y un ancho de 1.40 m. Se utilizará la misma armadura para los dos puentes peatonales de la zona.
- 2) Los puentes se diseñaron siguiendo los siguientes requerimientos:
 - Hormigón de muro de concreto reforzado: $f'c=280$ kg/cm².
 - Acero de refuerzo: $f_y=4,200$ kg/cm².
- 3) Los estribos de los puentes son estructuras de muro de concreto reforzado de $H=4.90$ m con las siguientes especificaciones:
 - Hormigón de muro de estribo de concreto reforzado: $f'c=210$ kg/cm².
 - Acero de refuerzo: $f_y=4,200$ kg/cm².
- 4) El muro de contención de la calle se diseñó en concreto reforzado con una $H=6.60$ m y una longitud de 25.0 m, más, un adicional que sirve de apoyo al puente peatonal #2. El muro se diseñó con las siguientes especificaciones:
 - Hormigón de muro de estribo de concreto ciclópeo: $f'c=210$ kg/cm².
 - Acero de refuerzo: $f_y=4,200$ kg/cm².
- 5) Los datos de suelo fueron proporcionados por el encargado en geotecnia, sugiriendo un desplante mínimo de 4.90 m, cuyo valor de capacidad soportante deberá ser corroborada en campo durante la excavación estructural.
- 6) Las estructuras fueron analizadas y diseñadas con los criterios recomendados por ACI-318S-14, CHOC-08 y AASHTO-LRFD.