



**Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático
Componente Honduras KW-AMDC**

Apéndice B

PROYECTO: KFW-017

Obras para el Control Integral de Escorrentías, Flujos e Infiltraciones en la zona de deslizamiento, mediante obras hidráulicas de drenaje Col. Altos de la Cabaña y Altos de El Edén, Tegucigalpa, M.D.C.

- Informe de Estudio Geológico/Geotécnico
- Informe de Estudio Hidrológico y Dimensionamiento Hidráulico
- Memoria de Calculo

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

KfW-017

Proyecto:

Obras para el Control Integral de Escorrentías, Flujos e Infiltraciones en la zona de deslizamiento, mediante obras hidráulicas de drenaje Col. Altos de la Cabaña y Altos de El Edén, Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:

Fernando Miguel Carias



Mayo 2024

1. Introducción.....	2
2. Trabajo de Gabinete	2
3. Trabajo de campo	6
4. Observaciones de campo	16
5. Conclusiones.....	16
6. Recomendaciones	17
7. Referencias	¡Error! Marcador no definido.
8. Aviso legal	18

INFORME

1. Introducción

El proceso desordenado y a veces caótico del acelerado crecimiento demográfico durante las últimas décadas de la Capital de la República, ha traído consigo una modificación intensa en el uso del suelo y una masiva concentración de asentamientos humanos en terrenos marginales tales como zonas de topografía escarpadas y llanuras de inundación. El desarrollo de núcleos sociales en estas áreas ha dado lugar a una crisis social y ambiental convirtiendo estas franjas con niveles de amenaza alta y por consiguiente permanente y eventual riesgo, donde son frecuentes los procesos de erosión y remoción de masa de pequeña magnitud con caídas de rocas, deslizamientos, flujos de tierra e inundaciones.

La Capital de la República se encuentra ubicada en un graben (fosa tectónica), donde se caracterizan por formaciones Grupo Valle de Angeles, Grupo Padre Miguel, Cuaternario, estas en algunas zonas están cubiertas discordantemente por depósitos de ladera, terrazas aluviales, depósitos coluviales presenta una diversidad morfológica entre escarpada y plana están destacadas por ríos y quebradas que cruzan la mayoría de las colonias y barrios de la Capital.

Las cuencas y cuerpos de agua presentan un alto grado de intervención humana, erosión, deforestación e inestabilidad de sus márgenes; los fenómenos de remoción que se presentan en las riberas se ven favorecidos por la disposición de botadores de basura y desechos de construcción. La creación de diversas Colonias en vía de desarrollo ha sido de una manera desordenada generando problemas de inestabilidad los cuales se transforman en constantes cambios morfológicos variaciones en las condiciones locales de estabilidad en tiempos cortos y aumento en los niveles de vulnerabilidad y riesgo.

Efectos antrópicos como detonante de deslizamientos son múltiples y van desde el simple hecho de pararse en un lugar muy susceptible (sobrecarga), hasta la exposición intensa y extensiva de recursos naturales deforestación, construcción de rellenos, cortes de talud y excavación, los cuales producen deterioro al medio físico por la presencia de liberación de esfuerzos del suelo, infiltraciones aumento de los niveles piezométricos y presiones hidrostáticas, sobre carga y modificaciones del drenaje o correderos naturales.

2. Trabajo de Gabinete

Estas actividades se realizan al inicio de la caracterización y que son ineludibles e imprescindibles en la preparación previa al trabajo de campo que consiste básicamente, en el análisis y revisión de la información del área de intervención, revisión de mapas geológicos, cartográficos, fotografías aéreas, imágenes satelitales.

En los cuales se establecen criterios técnicos para la consulta y verificación de información que se realizaran posteriormente en campo, con una correlación de datos geológicos con geotécnicos, geoquímicos y geomecánicas, así como las amenazas presentes en el área a intervenir consultando y apoyándonos del Portal de la **AMDC**, en la dirección electrónica, <https://amdc.giscloud.com>, mapa geológico Instituto Geográfico Nacional (**IGN**) a escala 1:50,000, mapa geológico de la Empresa Italiana Lotti a escala 1:10,000, mapa topográfico, capas (Shape) del Sistema Nacional de Información Territorial (**SINIT**), los cuales comprenden los mapas de deslizamientos, movimiento de laderas, susceptibilidad y amenaza, Estudios y análisis realizados por La Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Así mismo se utilizan las siguientes páginas electrónicas para transformar las unidades de medida:

- <https://prevodyonline.eu/es/presi%C3%B3n/>
- <https://es.buildingclub.info/calculator/kn-m3-to-kg-m3/>

https://www.google.com/search?q=convertir+de++kg%2Fcm2+a+kpa&sca_esv=59bcec2abd4eef4d&rlz=1C1ALOY_esHN1049HN1049&sxsrf=ACQVn09WKgwNQecEfluUXIT7_Hi0Gbfkcw%3A1708985142118&ei=NqvdZbriBtWMwbKpcSOWA&ved=0ahUKEwi61cnigcqEAXVVRjABHRGiAwsQ4dUDCBA&oq=convertir+de++kg%2Fcm2+a+kpa&gs_l=EGxnd3Mtd2l6LXNlcnAiGmNvbnZlcnRpciBkZSAga2cvY20yIGEga3BhSABQAFgAcAB4AZABAjgBAKABAKoBALgBDMgBAJgCAKACAjgDAJIHAA&scient=gws-wiz-serp

Se puede observar que la susceptibilidad de deslizamientos, en dicho mapa se puede observar que la cataloga media representado por el color amarillo.



Figura 1: Mapa Fallas Ladera NSR EDN, sin embargo, no hay indicios de activación de la falla en el área de intervención (<https://amdc.giscloud.com/>)

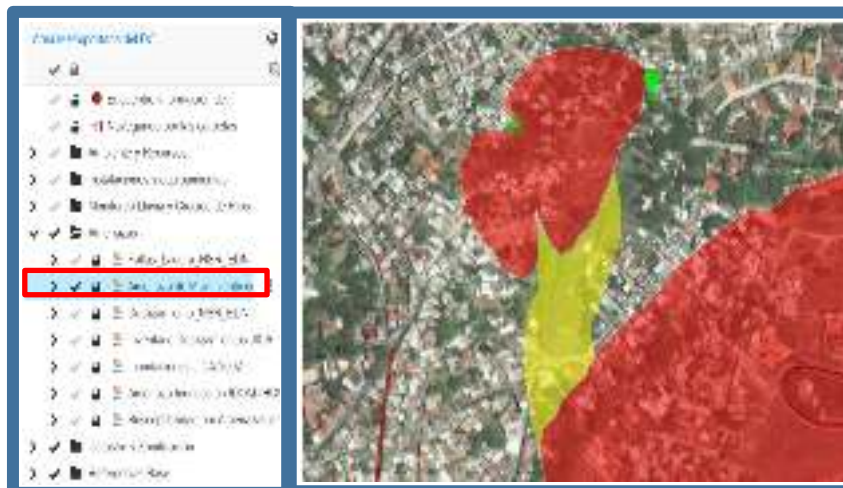


Figura 2: Mapa Movimiento de Ladera, representado por el color amarillo, sin embargo, no hay indicios deslizamientos en el área de intervención (<https://amdc.giscloud.com/>)



Figura 3: Mapa Deslizamiento NSR EDN, representado por el color rojo es el deslizamiento, sin embargo, no hay indicios que este activo. (<https://amdc.giscloud.com/>)



Figura 4: Mapa Deslizamiento JICA, representado por el color rojo escarpe, color naranja el deslizamiento sin embargo, no hay indicios que este activo. (<https://amdc.giscloud.com/>)



Figura 5: Mapa susceptibilidad por amenazas en el D.C., para esta área en particular la susceptibilidad es de alta a media.
[\(https://amdc.qgiscloud.com/\)](https://amdc.qgiscloud.com/)



Figura 6: Ubicación del área Intervención Barrio El EDEN y La Cabaña (canalización de escorrentías superficiales) fuente Google Earth pro

3. Trabajo de campo

Tras la visita de campo recopilación de datos en terreno (in situ), por observaciones y mediciones directas, describiendo y proporcionando descripciones detalladas del suelo, estratos o rocas identificando sus minerales, cristales, sedimentos y sus relaciones, para ello se recolectan algunas muestras para su análisis. Así mismo se solicitan se realicen pruebas o ensayos en el laboratorio para obtener los valores y unidades geotécnicas que den valores sobre la capacidad portante del suelo en relación con las obras propuestas.

Estos datos geológicos/geotécnicos deben ser cuantificables y susceptibles de ser modelizados y nos servirán para conocer los problemas del terreno y el comportamiento de los suelos y rocas, para las diferentes obras civiles propuestas, con un enfoque orientado a la reducción del riesgo en los asentamientos urbanos más vulnerables del distrito Central. se precisan datos.

En primer lugar, por su mayor importancia, estarían los riesgos geológicos, cuya incidencia puede afectar a la seguridad o la viabilidad del proyecto. En segundo lugar, están todos aquellos factores geológicos cuya presencia condicione técnica o económicamente la obra.

Dentro de la clasificación de suelos encontramos el **Grupo Padre Miguel (Tpm), (Tcg), Grupo Valle de Angeles (Krc) y (Qal)**.

Grupo Padre Miguel (Tpm).

Conformado por tobas riolíticas la litología del área a intervenir corresponde a ignimbrita no soldada con abundantes fragmentos líticos de textura y composición diversa, fragmento de pómez dispersos de pequeño tamaño y abundante matriz cinética de color amarillo claro. Los afloramientos típicos de estas rocas corresponden a paquetes de relativa potencia de roca masiva, sin diaclasas o poco diaclasadas.

Que es una Toba: Es una roca volcano-sedimentaria que se forma a partir de productos de erupciones volcánicas explosiva. En este tipo de erupciones, el volcán arroja rocas, cenizas, magma y otros materiales de su cráter.

Que significa Ignimbrita: Su nombre deriva de dos voces latinas; *ignis*, "fuego", e *imber*, "lluvia", es una roca volcánica formada por la unión o consolidación de finos depósitos de cenizas volcánicas y nubes ardientes, durante enormes explosiones de material piroclástico.

Como se forman las Ignimbritas debido a flujos piroclásticos de alta temperatura que se van acumulando y compactando por su propio peso antes del enfriamiento. La disolución de los volátiles de los piroclastos después del emplazamiento puede alterar la masa de suelo circundante y generar vesículas.

Minerales Esenciales: Plagioclasa, Hornblenda, Piroxeno.

Minerales Accesorios: Olivino, Biotita, Cua.

Grupo Padre Miguel (Tcg).

Conformado por ignimbrita y riolita con una matriz de cristales de cuarzo y feldespato color violeta esta roca es muy dura y sufre una fuerte erosión formando altos afloramientos y taludes muy empinados. Por lo tanto, la mayoría de los derrumbamientos de taludes ocurrió en este miembro.

La Riolita se forma a partir de magma ácido que se ha enfriado parcialmente en el subsuelo, especialmente de una forma rápida, esta es una roca ígnea intrusiva, volcánica félsica (compuestas de minerales tales como el cuarzo y el feldespato, que son de color relativamente claro y de poca densidad).

Color: Marrón, gris, rojizo, violeta

Minerales Esenciales: Cuarzo, feldespato potásico.

Minerales Accesorios: Oligoclasa, biotita, anfibiol, piroxeno.

Grupo Valle de Angeles (Krc).

Formación Río Chiquito, conformado por lutitas, estas se forman en ambientes sedimentarios acuosos caracterizados por ser una roca sedimentaria clástica de grano muy fino que tienen un tamaño menor a 0.002mm (arcillas) dispuestos en una textura laminada, mineralógicamente está compuesta de minerales arcillosos y micáceos como caolinita, clorita, montmorillonita, moscovita, illita, además, cuarzo, feldespatos y óxidos de hierro.

El color de las **lutitas** va a depender estrictamente de su composición mineralógica.

- **Lutitas de colores grises:** son característicos de ambientes deposicionales ligeramente reductores.
- **Lutitas de color verde:** contenido de esméctica, glauconita y clorita principalmente.
- **Lutita coloración rojas:** contienen principalmente óxidos de hierro, como la hematita, goetita y ferrihidrita.
- **Lutitas amarillas:** puede ser por el contenido de ferrihidrita o goetita.
- **Lutita de color negro:** se debe a la existencia de materia orgánica.
- **La lutita bituminosa:** es un término general aplicado a un grupo de rocas con la suficiente abundancia en material orgánico como para producir petróleo a través de destilación.

Tipos de lutitas.

Según su forma de fragmentación, las lutitas pueden ser físciles o no físciles.

Las físciles:

Se escinden en planos paralelos espacialmente próximos.

Las no físciles:

Se escinden en fragmentos o bloques. Su contenido mineralógico está conformado por minerales arcillosos, cuarzo, feldespato y mica.

Cuaternario aluvial (Qal).

Sedimentos aluviales recientes, se encuentra cubriendo los cauces de los arroyos principales. Consiste en material suelto constituido de grava, arena, limo y arcilla, como resultado de la erosión de las rocas que afloran. Este material es transportado por las corrientes fluviales y depositado sobre el cauce de los arroyos y llanura de inundación.

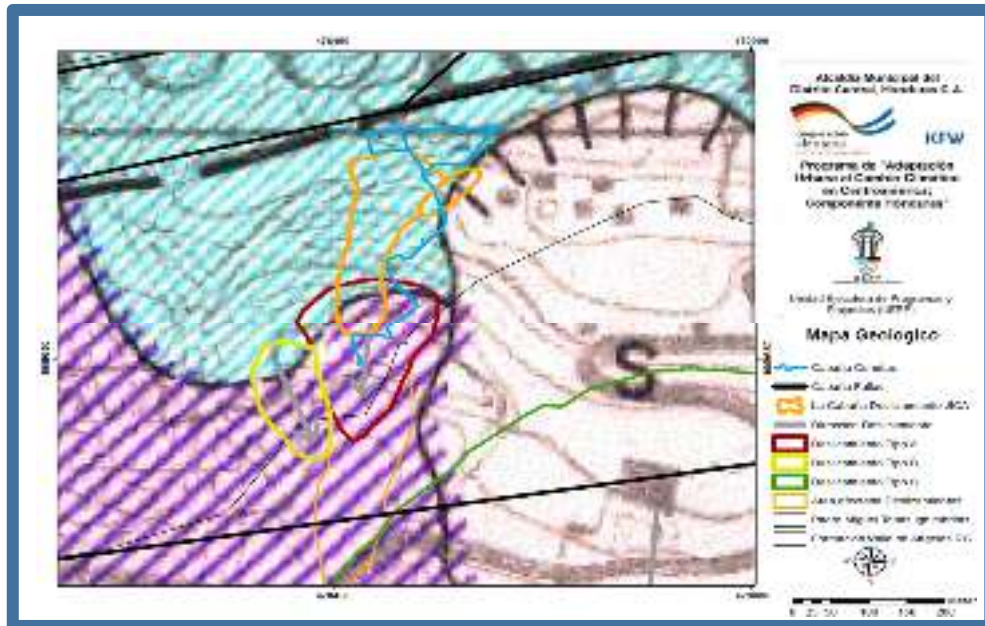


Figura 7: Mapa Geológico (Tpm), (Tcg), (Krc) y (Qal).
Fuente: SINIT, JICA



Figura 9: Mapa Polígono Deslizamientos
Fuente: SINIT, JICA

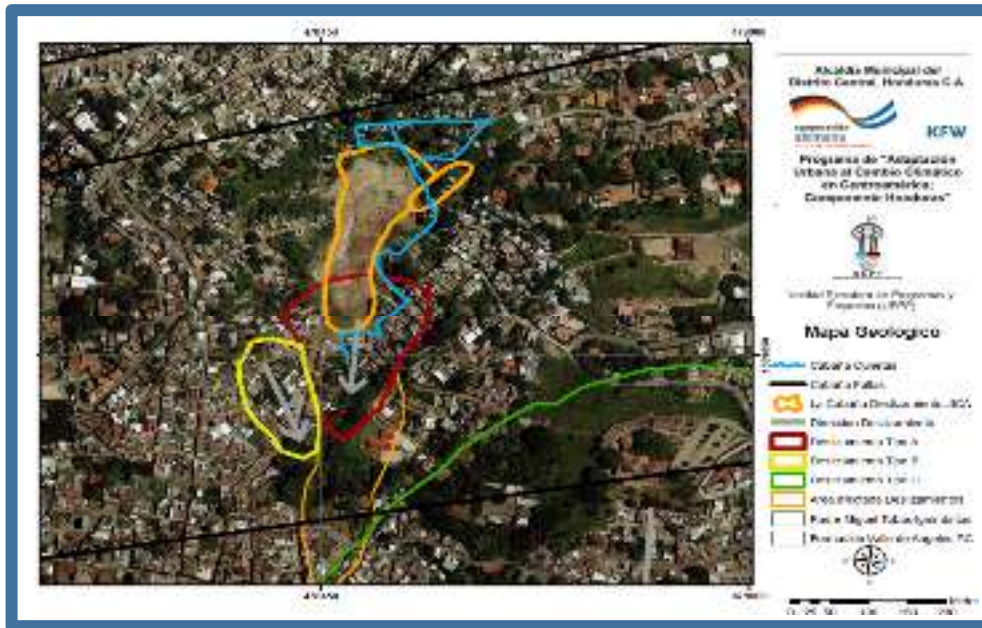


Figura 8: Mapa Geológico/Ortofoto.
 Fuente: SINIT, JICA

Landslides Type.

Categoría A: Existen los bloques de deslizamiento que se movieron durante el Huracán Mitch o los que se juzga que se movieron en los últimos diez años. El precipicio de deslizamiento no está cubierto por ninguna vegetación y aparece afloramiento claro. Se observa mala alineación de estructuras. La parte del fondo de las masas de tierra tiene forma de lengua.

Categoría B: Su orientación: Aunque se observan los rasgos topográficos de deslizamiento típico, se juzga que no hubo movimiento en años recientes. (El precipicio de deslizamiento o grietas laterales están cubierta por vegetación). Aunque no hubo rasgos topográficos de deslizamiento típico.

Fuente JICA. (Estudio sobre el control de inundaciones y prevención de deslizamientos de tierra en el área metropolitana de Tegucigalpa de la República de Honduras Informe Final. Mayo 2020).

Tabla B 6.7. Bloques de Deslizamientos de Tierra Categoría A

Numero	Nombre del Bloque	Dirección	Área de bloque afectada
Nº3	El Bambú	Barrio La Cabaña, El Edén Nº1. Barrio La Ronda, Colonia Altos de la Cabaña	46,801 m ²



Figura 10: Mapa Polígono de deslizamientos y las obras propuestas.
 Fuente: SINIT, JICA

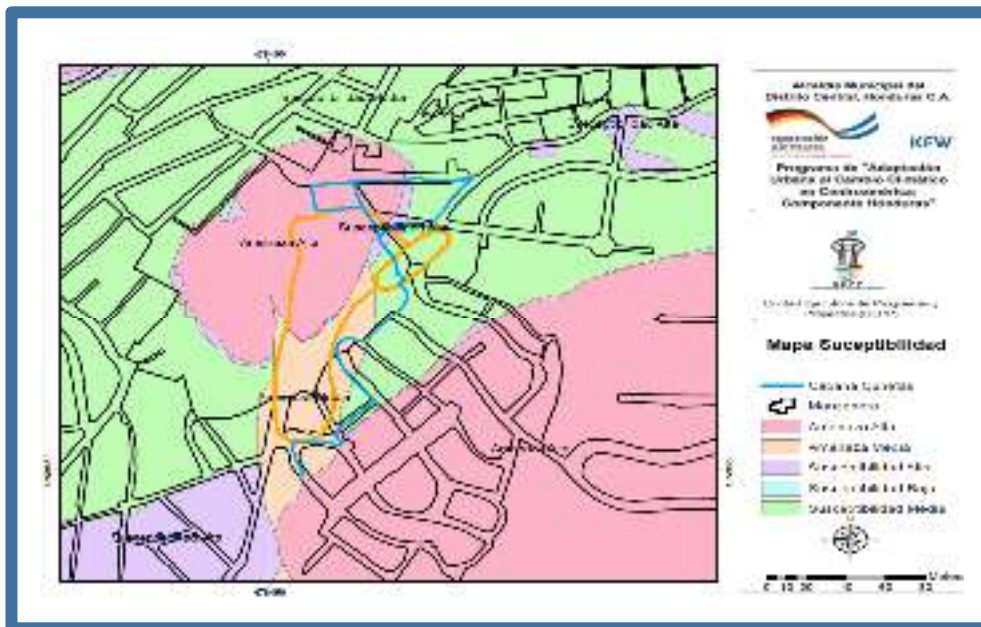


Figura 11: Mapa Susceptibilidad de media a alta y obras propuestas.
 Fuente: SINIT

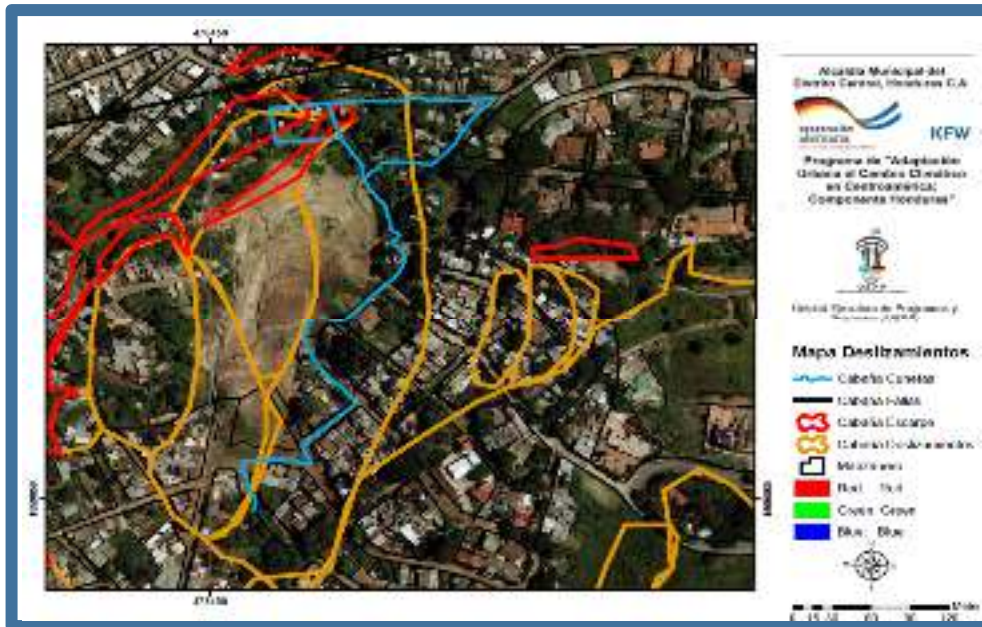


Figura 12: Mapa escarpe color rojo y deslizamiento color naranja.
 Fuente: SINIT

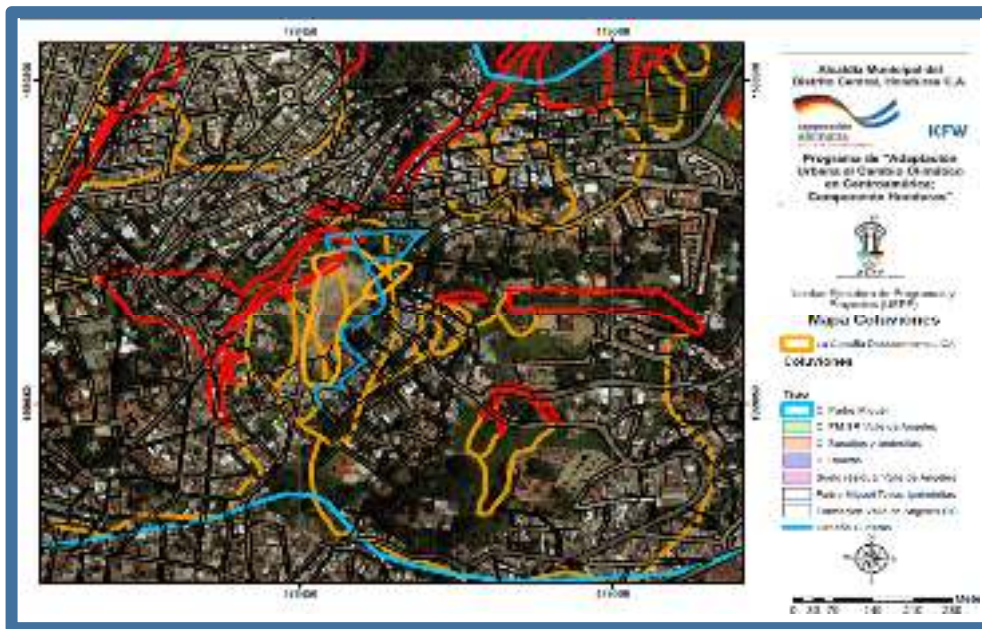


Figura 13: Mapa coluviones (Coluvión Padre Miguel, Suelo residual Valle de Angeles)
 Fuente: SINIT/Tesis Doctor Ginez Suarez

Los procesos formadores de rocas y ambientes en los que ocurren tales procesos quedan impresos en las rocas, dándoles características distintivas. Estas características distintivas pueden ser: su tipo litológico, sus estructuras primarias, su contenido fosilífero.



Todas las rocas formadas en el mismo ambiente tienen similares características, de tal forma que si los depósitos de un cierto ambiente se preservan y no se erosionan y el ambiente existe durante un cierto tiempo, se tendrá como producto geológico un cuerpo de roca tridimensional todo él con características similares tan extenso lateralmente como haya sido extenso el ambiente en el que se formó y tan extenso verticalmente como haya durado el ambiente.

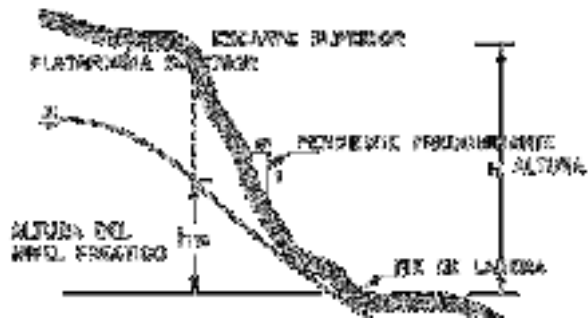
Símbolos		
Volcánico		Depositos volcánicos que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Talud rocoso		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Volcánico, arenoso, arenoso		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Concreción de la formación		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Bancos de aluvión		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Interruption		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Quilada		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Deslizamiento/Slide		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Quilada		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Talud rocoso		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Escarpa		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.
Procesamiento		Formaciones de rocas que se acumulan en las laderas de las montañas o en las bocanillas de las bocanillas.

Diferencias entre Talud y La ladera.

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana, sino que posee pendiente o cambios de altura significativos.

Las laderas:

Han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

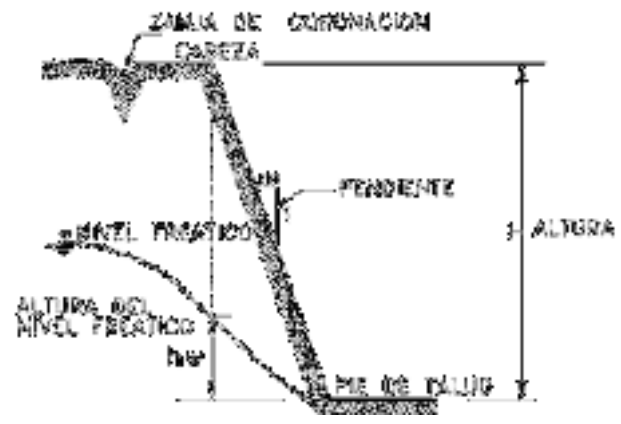


Los taludes:

Es una pendiente que registra el paramento de un muro o superficie. Este elemento permite que el muro resista la presión ejercitada por la tierra detrás de él.

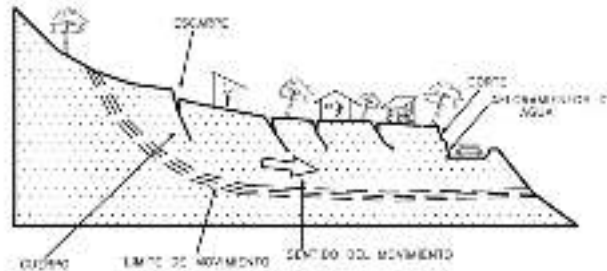
Se pueden agrupar en tres categorías generales:

- Los terraplenes
- Los cortes de laderas naturales
- Los muros de contención



Deslizamiento

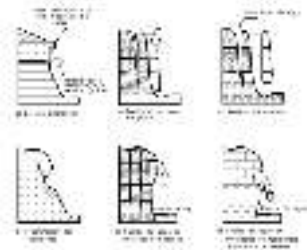
Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada.



Clasificación de movimientos de masa:

Caído

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando.



Inclinación o volteo

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas.



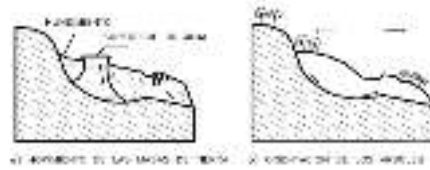
Reptación

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida.



Deslizamiento Rotacional

En un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento.



Se muestra el mapa sísmico de Honduras donde puede observarse que el sitio del proyecto puede llegar a padecer aceleraciones entre 0.20 y 0.25, pero del lado conservador el Código Hondureño de Construcción (CHOC), recomienda utilizar un coeficiente sísmico de 0.25 para

Sismología del Mapa de acuerdo a la Ordenanza Alcaldía del Municipio del Distrito Central

Inundaciones	Movimientos de ladera	Regulaciones del uso del territorio
Alta amenaza de inundaciones	Alta amenaza de movimiento de ladera	Zona de prohibición, no apta para la edificación, expansión o densificación de asentamientos humanos. Áreas ya edificadas deben ser reubicadas a largo plazo, o protegidas con obras de protección, sistemas de alerta temprana y evacuación temporal.
Media amenaza de inundaciones	Media amenaza de movimiento de ladera	Zona de reubicación. Se debe analizar si las construcciones existentes cumplen con las reglas y normas o si deben ser reforzadas, protegidas o desalojadas y reubicadas. Se deben realizar análisis para definir si es posible rotular la amenaza existente.
	Alta susceptibilidad de movimiento de ladera	
	Media susceptibilidad de movimiento de ladera	Zona de reglamentación, en la cual se puede permitir la expansión y edificación de asentamientos humanos, siempre y cuando existan y se respeten reglas de ocupación del suelo y normas de construcción apropiadas. Construcciones existentes que no cumplen con las reglas y normas deben ser reforzadas, protegidas o desalojadas y reubicadas.
Baja amenaza de inundaciones	Baja susceptibilidad de movimiento de ladera	Zona de rehabilitación, apta para asentamientos humanos, en la cual la población debe ser sensibilizada ante la existencia de amenazas naturales y poco probables, para que conciben y apliquen reglas de comportamiento apropiadas ante ellas.

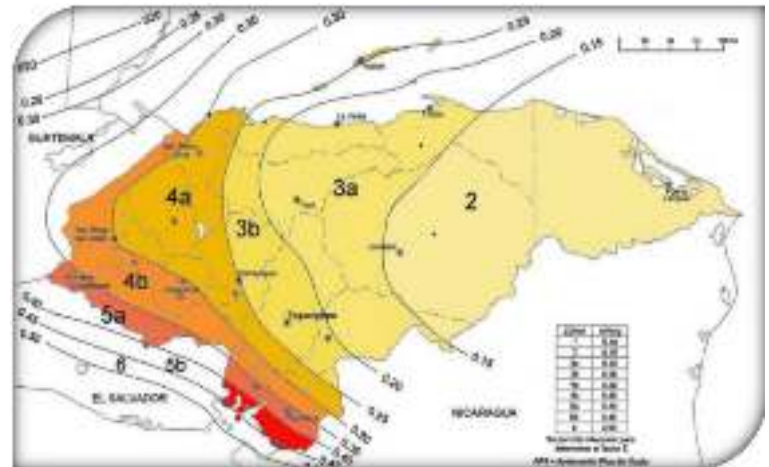


Figura 14: Mapa de Iso-aceleraciones que forma parte del Código de Construcción manejado por el Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras CICH; 2014

4. Observaciones de campo

El Barrio el Edén y La Cabaña Tegucigalpa, Limita al Norte con la Colonia Brisas del Picacho Residencial Viera y Barrio Nueva Viera, al Este con la Colonia Viera y la Colonia Casamata, al Oeste con la Barrio La Leona y Barrio El Edén, y al Sur con el Barrio Guanacaste, Barrio La Ronda y Barrio Finlay. Ubicado en las coordenadas 478584.95 E, 1560137.20 N.

Durante el recorrido de la inspección del proyecto colindante al deslizamiento actualmente no se han observado indicios de inestabilidad de ladera o gritas de tensión en el área visitada, ni indicio de actividad que afecte a la zona de interés, en conversaciones que fueron sostenidas con varios de los vecinos. Sólo han hecho referencia a la incidencia de la escorrentía superficial que afecta el cuerpo del deslizamiento.

1. Estos barrios no cuentan con cunetas y las obras existentes evacuan de manera inadecuada los flujos de agua superficial, la topografía del lugar es irregular y con fuertes pendientes, la cual provoca que esta escorrentía superficial baje con mayor fuerza y velocidad afectando el escarpe, cuerpo y flancos del deslizamiento.
1. Los correderos naturales de las Colonia Lomas del Bosque y la Colonia Mina de Agua, Residencial Viera, realizan su descarga directamente al escarpe del deslizamiento, lo que está provocando erosión e inestabilidad, en el cuerpo del deslizamiento. Las obras de mitigación existentes (canalización y muros de gaviones), están socavados, azolvados y otros ya no cumplen con su función estos ubicados en el flanco derecho del deslizamiento.
2. Se observo que algunos vecinos estaban realizando una excavación ya que construirían una vivienda de madera y el material extraído presentaba algún tipo de humedad, así mismo en la zona media baja del deslizamiento encontramos 3 pozos artesanales en los cuales los vecinos de esa zona utilizan para bañarse y lavar ropa. Es importante mencionar el efecto de las aguas subterráneas debajo del deslizamiento puede afectar la presión de poros y activar algún tipo de movimiento en la zona.

5. Conclusiones

1. Tomando en consideración lo anterior las obras propuestas para este sector tiene como objetivo proteger y evitar la evolución del fenómeno erosivo que perjudiquen el deslizamiento y por ende las personas y viviendas construidas en la esta zona.
2. El riesgo existente es que se active nuevamente el deslizamiento debido a la escorrentía superficial de la parte superior de la colonia erosione o filtre agua al bloque de deslizamiento, el cual podría generar un flujo de escombros.
3. Analizar los datos de las condiciones de agua subterránea sobre la estabilidad del talud (presión de poros que podría afectar la estabilidad del talud).

6. Recomendaciones

1. Para la mejor evacuación de la escorrentía superficial segura se sugiere realizar un dissipador de energía (escalonado, revestimiento de concreto), con el objetivo de reducir la energía cinética del flujo, expresada en altas velocidades.
2. Una canalización controlada del agua dirigiéndola hacia las cunetas y de esta manera, poder evitar inundaciones y daños a las viviendas de la zona baja, así mismo concientizar a la población (CODEL) de la limpieza periódica y mantenimiento de estas, para que dichas obras trabajen de manera eficiente.
3. Dado que las obras proyectadas son cunetas, se considera que no son necesarias realizar pruebas geotécnicas en el material, sin embargo, por el tipo de fenómeno y lo delicado del sitio se deberían realizar pruebas de laboratorio.

Por lo que se recomienda se realicen ensayos de laboratorio (CPT, SPT, Resistividad (geofísica), entre otros), para determinar los valores y unidades reales.

Por lo que se deben tomar muy en cuenta, los factores geológicos son la causa de la mayoría de los problemas geotécnicos, así como las aguas subterráneas es uno de los factores de mayor incidencia en el comportamiento geotécnico de los materiales.

Los procesos geológicos pueden modificar el comportamiento de los materiales y ocasionar problemas geotécnicos. Previendo que se presenten problemas geotécnicos implicaría la adopción de soluciones en general más costosas, como, por ejemplo: cimentar a mayor profundidad por insuficiencia de capacidad portante del terreno en cotas superficiales, e incluso la modificación del proyecto o el cambio de emplazamiento, según el alcance de los citados problemas.

Por el contrario, unas condiciones geotécnicas favorables proporcionan no solo una mayor seguridad a las obras, sino un desarrollo de estas sin imprevistos, lo que influye significativamente en los costes y plazos de la obra.

- Ausencia de procesos geológicos activos que representen riesgos inaceptables al proyecto.
- Adecuada capacidad portante del terreno para la cimentación de estructuras.
- Suficiente resistencia de los materiales para mantener su estabilidad en excavaciones superficiales o subterráneas.
- Disponibilidad de materiales para la construcción de obras de tierra.
- Estanqueidad de las formaciones geológicas para almacenar agua o residuos sólidos o líquidos.
- Facilidad de extracción de materiales para su excavación

Establecida la relación entre los factores geológicos y los problemas geotécnicos las diferencias entre condiciones geotécnicas favorables y desfavorables, resulta evidente que en todo estudio geotécnico es necesario partir del conocimiento geológico, interpretando la geología para determinar y predecir el comportamiento del terreno.

7. Aviso legal

El contenido de este documento está exclusivamente previsto para el uso de la Alcaldía Municipal del Distrito Central (AMDC), Cooperación Alemana (KfW), elaborado por la Unidad Ejecutora de Proyectos (UEPP) y otros destinatarios contractualmente denominados.

La disponibilidad para terceros de este contenido, parcial o total, debe ser aprobada por la AMDC, UEPP/KfW, no se hace responsable ante terceros respecto a la fiabilidad, integridad o exactitud del contenido.

INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

COLONIA ALTOS DE LA
CABAÑA, ALTOS DEL EDÉN,
LA CABAÑA

Responsables:
Ing. Roberto Granados
Ing. Dago Brizuela
ABRIL / 2024

1. Contenido

1. Contenido.....	2
2. Introducción	3
3. Ubicación del Proyecto	3
4. Metodología	4
4.1. Análisis hidrológico.....	4
4.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas	4
4.2. Análisis hidráulico.....	12
4.2.1. Fundamentos Generales	12
5. Resultados del dimensionamiento hidráulico.....	12
6. Recomendaciones	22
7. Referencias.....	22



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 Altos de la Cabaña, Altos del Edén, La Cabaña, 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 Altos de la Cabaña, Altos del Edén, La Cabaña se encuentra ubicada al noreste de la Ciudad de Tegucigalpa, limitan al Norte con la Mina de Agua y Barrio el Bosque, al sur con barrio el Edén, al este con Residencial y condominios Viera.

La zona de visita del proyecto se ubica en las coordenadas UTM: 478606.21m E; 1560083.71 m N, a continuación, mapa temático del sitio del proyecto:



Ilustración 1. Mapa de Ubicación del sitio del Proyecto

4. Metodología

4.1. Análisis hidrológico

4.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas

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

Las cuencas aportantes para el diseño del proyecto se reflejan en la ilustración 2. En total son 7 cuencas que drenan a la zona de estudio.

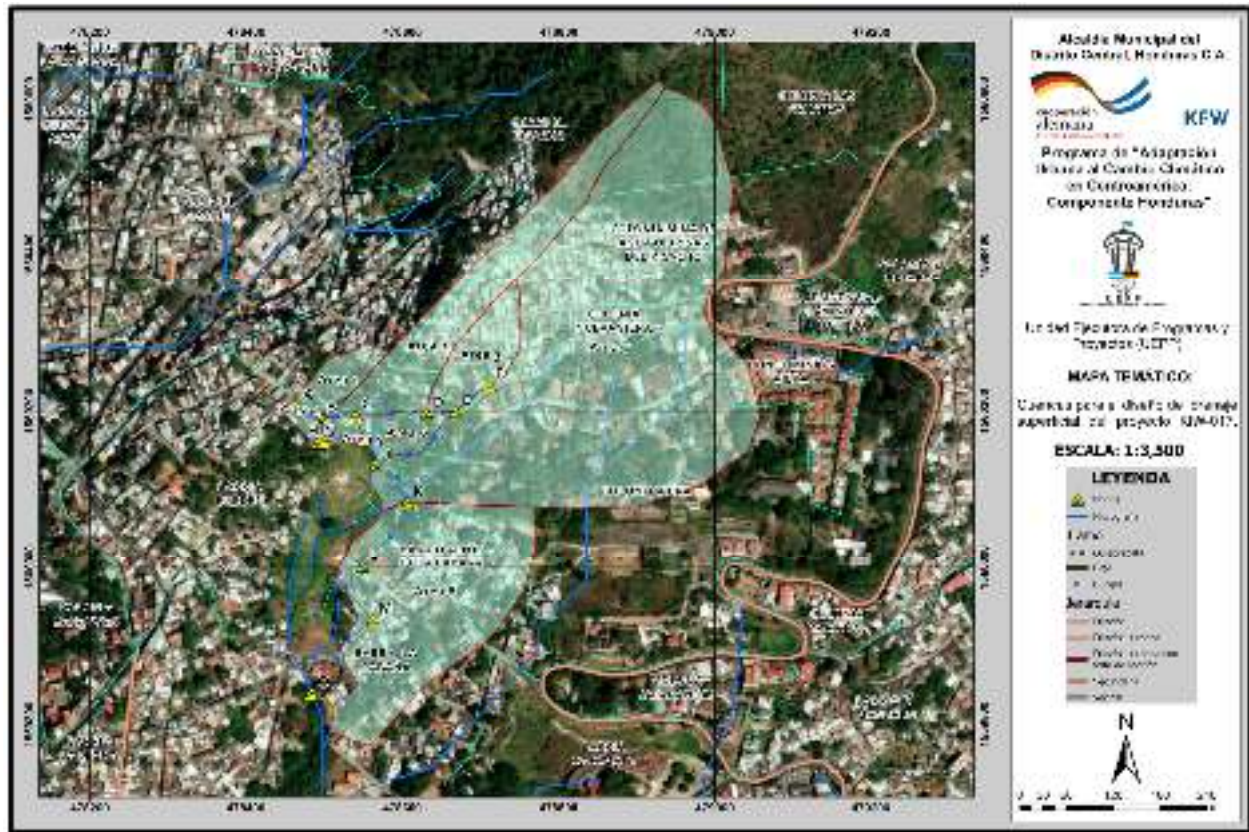


Ilustración 2. Mapa de Ubicación del sitio del Proyecto

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.

Tabla 1. Parámetros morfométricos de las cuencas.

Nombre	Perímetro (m)	Área (m ²)	Área (km ²)	Área (ha)
Cuenca 1	320.177	5333.729	0.00533	0.533
Cuenca 2	1287.503	27699.689	0.02769	2.770
Cuenca 3	456.004	9848.391	0.00985	0.985
Cuenca 4	158.546	1267.979	0.00127	0.127
Cuenca 5	158.276	1385.766	0.00139	0.139
Cuenca 6	334.313	5144.983	0.00514	0.514
Cuenca 7	2084.677	137935.532	0.13794	13.794
Cuenca 8	975.06	51,195.08	0.05	5.12

Tiempo de concentración

Es el tiempo que toma la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca en estudio contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada (Monsalve 1999).

Para la cuencas en estudio aledañas al proyecto, se consideran las siguientes ecuaciones mostradas en la tabla siguiente, tomadas del artículo de Upegui y Gutiérrez (2011).

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

Los datos utilizados en las ecuaciones para el cálculo tienen unidades que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2. Unidades de las variables.

L: Longitud del curso de agua más largo	Km.
L: Longitud del curso de agua más largo	m
Lmi: Longitud del curso de agua más largo	mi
Lp: Longitud del curso de agua más largo	pie
A: Área de la cuenca	Km²
H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida	m

S: pendiente promedio del cauce principal	m/m
Sc: Pendiente media de la cuenca	m/m
s: pendiente promedio del cauce principal pie/mi	pie/mi
So: pendiente promedio del cauce principal en %	%

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.

Tabla 3. Tiempos de concentración de cada una de las cuencas.

Nombre	Área (ha)	Tc (min)
Cuenca 1	0.533	5.17
Cuenca 2	2.770	12.33
Cuenca 3	0.985	6.50
Cuenca 4	0.127	5.50
Cuenca 5	0.139	5.00
Cuenca 6	0.514	7.50
Cuenca 7	13.794	17.83
Cuenca 8	5.12	11.00

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 CONSIDERACIONES TÉCNICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN CENTROAMÉRICA

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

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

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

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

Tabla 4. Coeficientes de escorrentías para las cuencas.

Nombre	Área (ha)	Coefficiente Escorrentía
Cuenca 1	0.533	0.69
Cuenca 2	2.770	0.80
Cuenca 3	0.985	0.80
Cuenca 4	0.127	0.53
Cuenca 5	0.139	0.53
Cuenca 6	0.514	0.57
Cuenca 7	13.794	0.76
Cuenca 8	5.12	0.65

Periodo de Retorno

Para el diseño de estructuras hidráulicas y el correcto tratamiento del riesgo de falla se debe conocer la probabilidad de ocurrencia de los eventos que condicionan dicha estructura. La probabilidad de ocurrencia se suele representar a través del período de retorno, el cual indica la probabilidad de ocurrencia de un evento en años. El periodo de retorno depende de la importancia de la obra hidráulica en cuestión y del nivel de seguridad que se desee para el análisis. En este caso, se hace referencia al manual de carreteras de SOPTRAVI, el cual detalla los periodos de retorno para diferentes obras.

En el presente estudio, se ha optado para utilizar un tiempo de retorno de **25 años**, para ser más conservadores, sin embargo, se puede utilizar el tiempo de 10 años recomendado por el manual.

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

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

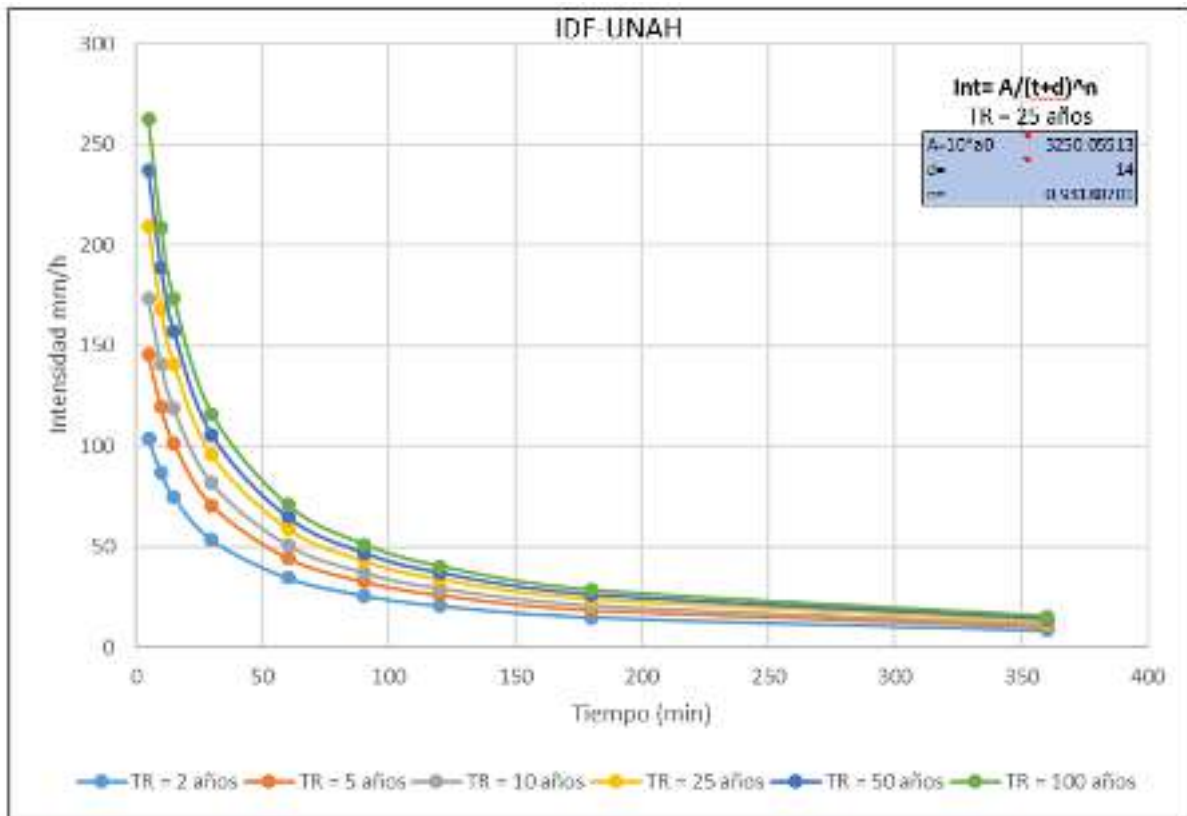
Curvas IDF

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

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

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.

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



Fuente: (Roberto Granados, 2016)

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

Tabla 5. Intensidades de Lluvia para cada Cuenca.

Nombre	Intensidad mm/h, TR=25
Cuenca 1	207.398
Cuenca 2	154.260
Cuenca 3	194.800
Cuenca 4	204.093
Cuenca 5	209.093
Cuenca 6	186.344
Cuenca 7	129.269
Cuenca 8	161.913

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.

Tabla 6. Caudales de diseño.

Nombre	Caudal Tr 025 (m ³ /s)
Cuenca 1	0.210
Cuenca 2	0.952
Cuenca 3	0.427
Cuenca 4	0.038
Cuenca 5	0.043
Cuenca 6	0.151
Cuenca 7	3.779
Cuenca 8	1.497

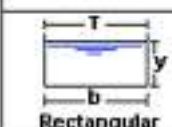
4.2. Análisis hidráulico

4.2.1. 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.

5. 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.
- La descarga del sistema se hace en el nodo O hacia el corredero natural.
- Las longitudes de cada uno de los tramos de cuneta quedan expresadas como sigue:

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			Tramo D-B		
Cálculos Hidráulicos			Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular		Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado		Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	0.210	m ³ /s	Caudal diseño Q	0.952	m ³ /s
Talud, Z	0		Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.4	m	Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.3	m	Ancho cuneta b	0.5	m
Rugosidad Manning n	0.012		Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	3.938	%	Pendiente diseño	11.73	%
Lámina de agua y	0.3	m	Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	3.56	m/s	Velocidad	7.56	m/s
Recomendación			Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Tramo B-G			Tramo G-I		
Cálculos Hidráulicos			Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular		Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado		Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	1.243	m ³ /s	Caudal diseño Q	1.243	m ³ /s
Talud, Z	0		Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.4	m	Profundidad cuneta h	0.6	m
Ancho cuneta b	0.6	m	Ancho cuneta b	0.7	m
Rugosidad Manning n	0.012		Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	21.18	%	Pendiente diseño	2.06	%
Lámina de agua y	0.3	m	Lámina de agua y	0.5	m
Velocidad	10.83	m/s	Velocidad	4.17	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo		Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Tramo C-J			Tramo D-E		
Cálculos Hidráulicos			Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular		Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado		Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	1.394	m ³ /s	Caudal diseño Q	0.427	m ³ /s
Talud, Z	0		Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.6	m	Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.7	m	Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.012		Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	36.88	%	Pendiente diseño	26.76	%
Lámina de agua y	0.5	m	Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	17.65	m/s	Velocidad	8.38	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo		Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Tramo E-J (Viera) Cálculos Hidráulicos			Tramo E-J Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular		Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado		Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	2.317	m ³ /s	Caudal diseño Q	4.207	m ³ /s
Talud, Z	0		Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.6	m	Profundidad cuneta h	0.6	m
Ancho cuneta b	0.7	m	Ancho cuneta b	1	m
Rugosidad Manning n	0.012		Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	14.89	%	Pendiente diseño	20.57	%
Lámina de agua y	0.4	m	Lámina de agua y	0.5	m
Velocidad	10.50	m/s	Velocidad	15.00	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo		Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Tramo J-K Cálculos Hidráulicos			Tramo K-M Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular		Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado		Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	3.779	m ³ /s	Caudal diseño Q	5.276	m ³ /s
Talud, Z	0		Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	0.5	m	Profundidad cuneta h	1.2	m
Ancho cuneta b	0.8	m	Ancho cuneta b	0.6	m
Rugosidad Manning n	0.012		Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	25.73	%	Pendiente diseño	18.91	%
Lámina de agua y	0.4	m	Lámina de agua y	1.1	m
Velocidad	14.46	m/s	Velocidad	13.83	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo		Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Tramo M-O Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Hormigón con buen acabado	
Caudal diseño Q	5.276	m ³ /s
Talud, Z	0	
Profundidad cuneta h	1.2	m
Ancho cuneta b	0.6	m
Rugosidad Manning n	0.012	
Pendiente diseño	18.91	%
Lámina de agua y	1.1	m
Velocidad	13.83	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo	

Disipador en cunetas

Así mismo, en los distintos tramos de cuneta del proyecto (ilustración 3), donde se enumeran y debido a las altas pendientes al final de cada tramo, se identificó la necesidad de colocar disipadores de energía para disminuir las velocidades y de esta manera proteger las obras a construir, a continuación, se muestra el cálculo correspondiente a cada disipador el cual consiste en un canal de flujo rápido escalonado, capaz de evacuar los caudales de cada sección:

Disipador de energía en tramo D-B.

Tabla 8. Cálculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo D-B.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.42	0.72	1.00	0.65	0.47	2.40	1.72
2	0.30	0.42	0.47	0.65	0.90	0.42	2.50	1.79
3	0.30	0.42	0.42	0.59	0.92	0.39	2.50	1.79
4	0.30	0.42	0.39	0.54	0.94	0.36	2.50	1.79
5	0.30	0.42	0.36	0.51	0.94	0.34	2.50	1.79
6	0.30	0.42	0.34	0.48	0.94	0.32	2.50	1.79
7	0.30	0.42	0.32	0.45	0.94	0.30	2.50	1.79
8	0.30	0.42	0.30	0.42	0.94	0.28	2.50	1.79
9	0.30	0.42	0.28	0.39	0.94	0.27	2.50	1.79

De la tabla 8 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 0.95 m³/s para la cuneta del tramo D-B; de 0.50 metros de ancho, con huellas de 1.80 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 0.70 m.

Disipador de energía en tramo B-G y G-I.

Tabla 9. Cálculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo B-H.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.40	0.76	1.00	0.69	0.52	2.40	1.82
2	0.30	0.40	0.52	0.69	0.90	0.47	2.60	1.97
3	0.30	0.40	0.47	0.62	0.92	0.43	2.60	1.97
4	0.30	0.40	0.43	0.57	0.94	0.41	2.60	1.97
5	0.30	0.40	0.41	0.54	0.94	0.38	2.60	1.97
6	0.30	0.40	0.38	0.50	0.94	0.36	2.60	1.97
7	0.30	0.40	0.36	0.47	0.94	0.34	2.60	1.97
8	0.30	0.40	0.34	0.45	0.94	0.32	2.60	1.97
9	0.30	0.40	0.32	0.42	0.94	0.30	2.60	1.97

De la tabla 9 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 1.24 m³/s para la cuneta del tramo los tramo B-G y G-I.; de 0.60 y 0.70 metros de ancho respectivamente, con huellas de 2.00 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 0.70 m.

Disipador de energía en tramo C-J.

Tabla 10. Cálculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo C-J.

Nº Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.41	0.74	1.00	0.66	0.49	2.40	1.77
2	0.30	0.41	0.49	0.66	0.90	0.44	2.60	1.92
3	0.30	0.41	0.44	0.59	0.94	0.41	2.60	1.92
4	0.30	0.41	0.41	0.56	0.94	0.39	2.60	1.92
5	0.30	0.41	0.39	0.52	0.94	0.36	2.60	1.92
6	0.30	0.41	0.36	0.49	0.94	0.34	2.60	1.92
7	0.30	0.41	0.34	0.46	0.94	0.32	2.60	1.92
8	0.30	0.41	0.32	0.44	0.94	0.30	2.60	1.92
9	0.30	0.41	0.30	0.41	0.94	0.28	2.60	1.92

De la tabla 10 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 1.39 m³/s para la cuneta del tramo C-J; de 0.70 metros de ancho, con huellas de 2.00 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 0.70 m.

Disipador de energía en tramo D-E.

Tabla 11. Cálculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo D-E.

Nº Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.20	0.34	0.59	1.00	0.68	0.40	2.30	1.36
2	0.20	0.34	0.40	0.68	0.92	0.37	2.60	1.54
3	0.20	0.34	0.37	0.63	0.94	0.35	2.60	1.54
4	0.20	0.34	0.35	0.59	0.94	0.33	2.60	1.54
5	0.20	0.34	0.33	0.55	0.94	0.31	2.60	1.54
6	0.20	0.34	0.31	0.52	0.94	0.29	2.60	1.54
7	0.20	0.34	0.29	0.49	0.94	0.27	2.60	1.54
8	0.20	0.34	0.27	0.46	0.94	0.26	2.60	1.54
9	0.20	0.34	0.26	0.43	0.94	0.24	2.60	1.54

De la tabla 11 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 0.43 m³/s para la cuneta del tramo D-E; de 0.30 metros de ancho, con huellas de 1.60 m y contrahuella de 0.20 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 0.50 m.

Disipador de energía en tramo E-J.

Tabla 12 . Calculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo E-J.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.25	1.22	1.00	0.72	0.88	2.20	2.68
2	0.30	0.25	0.88	0.72	0.88	0.77	2.50	3.04
3	0.30	0.25	0.77	0.63	0.94	0.73	2.60	3.17
4	0.30	0.25	0.73	0.60	0.94	0.68	2.60	3.17
5	0.30	0.25	0.68	0.56	0.94	0.64	2.60	3.17
6	0.30	0.25	0.64	0.53	0.94	0.60	2.60	3.17
7	0.30	0.25	0.60	0.49	0.94	0.57	2.60	3.17
8	0.30	0.25	0.57	0.47	0.94	0.53	2.60	3.17
9	0.30	0.25	0.53	0.44	0.94	0.50	2.60	3.17

De la tabla 13 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 4.21 m³/s para la cuneta del tramo E-J; de 1.00 metros de ancho, con huellas de 3.20 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 1.00 m.

Disipador de energía en tramo J-K.

Tabla 13 . Calculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo J-K.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.23	1.32	1.00	0.72	0.95	2.20	2.89
2	0.30	0.23	0.95	0.72	0.90	0.85	2.50	3.29
3	0.30	0.23	0.85	0.65	0.94	0.80	2.60	3.42
4	0.30	0.23	0.80	0.61	0.94	0.75	2.60	3.42
5	0.30	0.23	0.75	0.57	0.94	0.71	2.60	3.42
6	0.30	0.23	0.71	0.54	0.94	0.67	2.60	3.42
7	0.30	0.23	0.67	0.51	0.94	0.63	2.60	3.42
8	0.30	0.23	0.63	0.48	0.94	0.59	2.60	3.42
9	0.30	0.23	0.59	0.45	0.94	0.55	2.60	3.42

De la tabla 14 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 3.78 m³/s para la cuneta del tramo J-K; de 0.80 metros de ancho, con huellas de 3.50 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 1.10 m.

Disipador de energía en tramo K-L-M y M-O.

Tabla 14.. Cálculo hidráulico para disipador de energía escalonado para la cuneta del tramo K-M y M-O.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.15	1.99	1.00	0.76	1.51	2.00	3.98
2	0.30	0.15	1.51	0.76	0.92	1.39	2.20	4.38
3	0.30	0.15	1.39	0.70	0.96	1.34	2.20	4.38
4	0.30	0.15	1.34	0.67	0.96	1.28	2.20	4.38
5	0.30	0.15	1.28	0.64	0.96	1.23	2.20	4.38
6	0.30	0.15	1.23	0.62	0.96	1.18	2.20	4.38
7	0.30	0.15	1.18	0.59	0.96	1.13	2.20	4.38
8	0.30	0.15	1.13	0.57	0.96	1.09	2.20	4.38
9	0.30	0.15	1.09	0.55	0.96	1.05	2.20	4.38

De la tabla 15 podemos obtener las dimensiones mínimas para conducir de manera segura hasta 5.28 m³/s para la cuneta de los tramos K-L-M y M-O; de 0.60 metros de ancho, con huellas de 4.40 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 1.20 m.

A manera de resumen se muestra la tabla con las principales características hidráulicas de los disipadores de energía:

Tabla 15. Resumen de dimensionamiento hidráulico de disipadores de energía.

Sección	Ancho (m)	Contrahuella (m)	Huella (m)	Longitud de Transición (m)
Tramo D-B	0.50	0.30	1.80	0.70
Tramo B-H	0.60	0.30	2.00	0.70
Tramo C-J	0.70	0.30	2.00	0.70
Tramo D-E	0.30	0.20	1.60	0.50
Tramo E-J VIERA	0.70	0.30	2.70	0.90
Tramo E-J	1.00	0.30	3.20	1.00
Tramo J-K	0.80	0.30	3.50	1.10
Tramo K-M	0.60	0.30	4.40	1.20
Tramo M-O	0.60	0.30	4.40	1.20

Caja Vehicular 1

En las coordenadas UTM WGS84 478486.69 m E 1559879.20 m N, para mitigar el problema se pretende realizar la construcción de una caja para facilitar la circulación y el acceso de la población a sus viviendas ubicadas en el este sector de la colonia La Cabaña, mismo que ha sido incorporado en la simulación hidráulica mediante la herramienta Hydraflow y Excel con un caudal de 5.276 m³/s, dicho caudal es el captado

en todas las cuencas, es decir, si el sistema en algún momento llegara a descargar las aguas en este corredero, la sección tiene la capacidad hidráulica para evacuar el flujo. A continuación, se propone la alternativa para evacuar la escorrentía mediante una sección cuadrada con una longitud de 10.00 m, y sección de 1.40 x 1.30 m, para un periodo de retorno de 25 años.

Tabla 16: Resumen de cálculo hidráulico para una sección cuadrada de 1.40 x 1.30 m con una longitud de 8.0 m y S= 2 %.

Q dis (m ³ /s)			Velocidad (m/s)		Profundidad (m)		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn (m)	Up (m)	Dn (mm)	Up (mm)	Dn (m)	Up (m)	Hw (m)	w /D
1.06	1.06	0.00	2.51	1.58	161.55	256.21	998.97	999.27	999.40	0.28
2.11	2.11	0.00	2.96	2.00	274.29	406.45	999.08	999.42	999.64	0.45
3.17	3.17	0.00	3.27	2.29	371.85	532.51	999.18	999.54	999.84	0.60
4.22	4.22	0.00	3.50	2.52	463.30	644.95	999.27	999.65	1000.03	0.73
5.28	5.28	0.00	3.68	2.71	551.71	748.23	999.36	999.76	1000.20	0.85

Como se muestra en la ilustración 3, la sección propuesta arroja resultados favorables, trabajando al 85 % de su capacidad con una pendiente de 2 %, por lo tanto, se recomienda construir, una obra de paso tipo caja de 1.40 x 1.30 m para evacuar la escorrentía mediante una sección cuadrada de concreto reforzado.

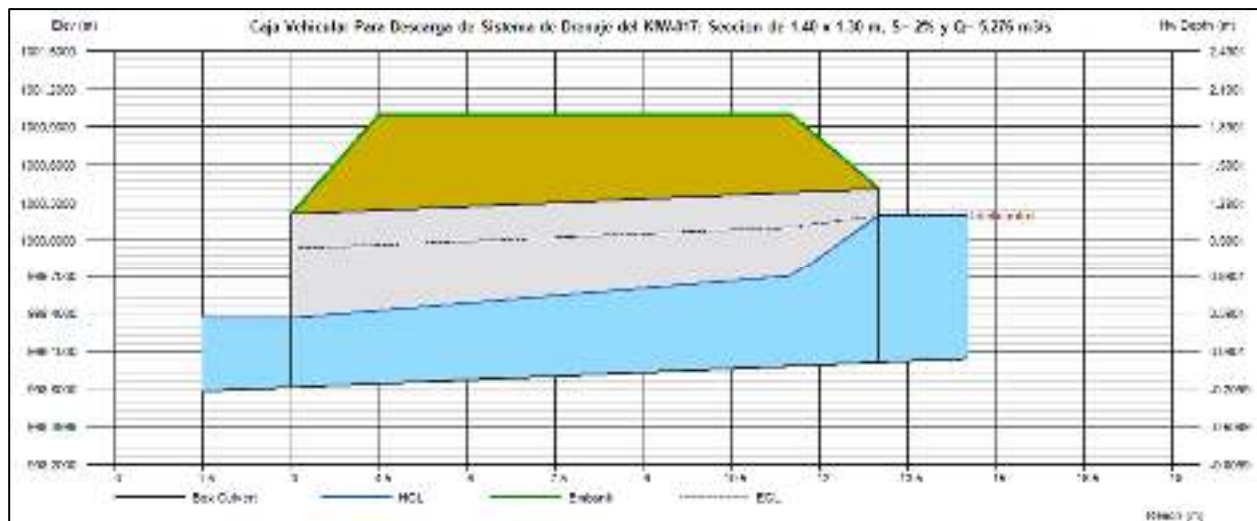


Ilustración 4: Esquema en perfil del comportamiento hidráulico de la obra de paso.

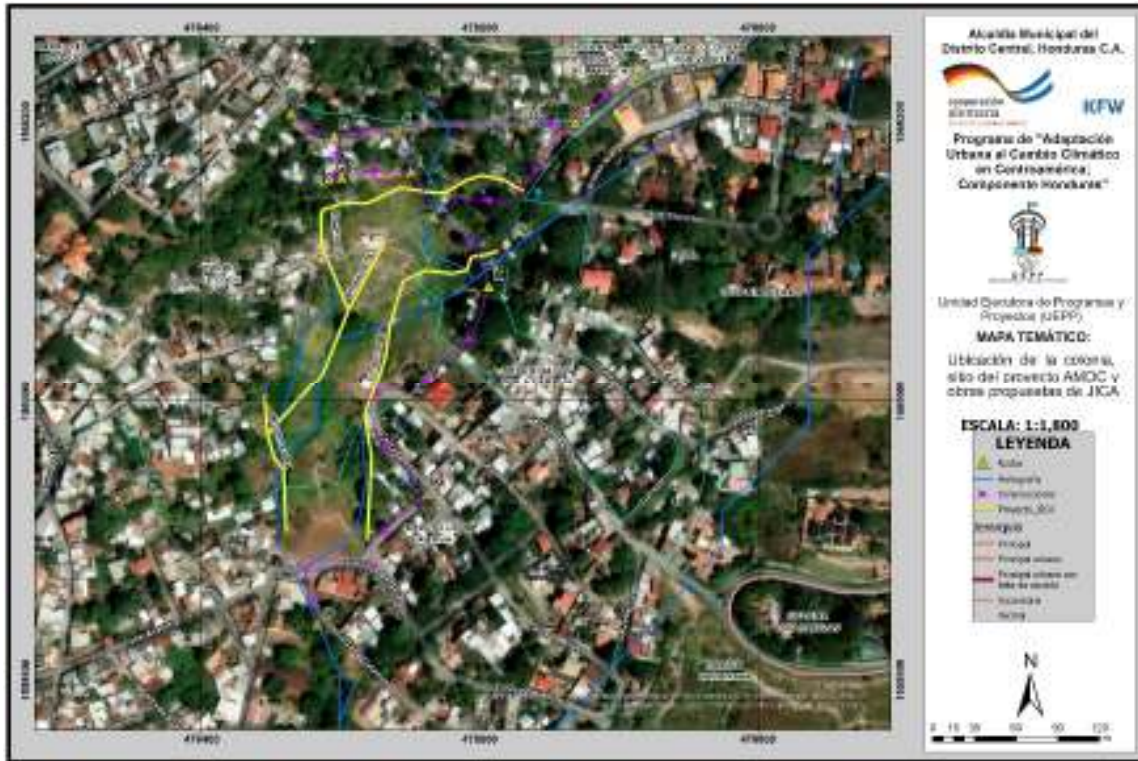


Ilustración 5. Medidas propuestas por la AMDC y medidas propuestas por JICA.

En color amarillo se ilustra el sistema de escorrentía superficial propuesto por JICA, y el morado las propuestas por AMDC, como se puede observar, el sistema de la AMDC mitiga la cantidad de agua que ingresa y la redirige hacia el corredero ubicado a la derecha de la zona del deslizamiento aliviando el sistema (Color amarillo) y reduciendo significativamente el caudal, cabe mencionar que se optó por esta alternativa debido a al suelo inestable que podría obstruir el flujo y provocar algún remanso, con la opción propuesta el agua se conduce de manera segura y se descarga en el Nodo O.

6. Recomendaciones

1. Para mitigar el problema de inundación en las coordenadas UTM WGS84 478556.72 m E 1559836.69 m N y 478525.52 m E 1559805.39 m N y permitir una ruta de evacuación a los habitantes de la Colonia La Cabaña, se propone la construcción de dos cajas vehiculares de concreto reforzado de sección 1.40 x 1.30 m como obra de paso.
2. 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.
3. 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.
4. Se propone la construcción de disipadores de energía escalonados de secciones variables según se mostró en la tabla 16; para disminuir la energía del flujo para asegurar que la obra sea duradera.
5. El agua superficial debe ser canalizada fuera del deslizamiento identificado en la zona, conocido como el Bambú, tal y como se considera en el diseño, ya que actualmente las obras en sitio no están funcionando hidráulicamente bien.
6. Se recomienda que las obras actuales en el sitio sean efecto de limpieza, debido a que estos canales están azolvados en su totalidad.

7. Referencias

IDF-UNAH; Ing. Roberto Granados, estudio de Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala, septiembre de 2016.

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

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.

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

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



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



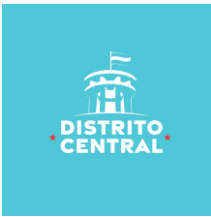
Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Municipal de Gestión Integral de Riesgos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica
Componente Honduras

Nombre del Proyecto:

“Obras para el Control Integral de Escorrentías, Flujos e Infiltraciones en la Zona de Deslizamiento, mediante Obras Hidráulicas de Drenaje, Col. Altos de La Cabaña y Altos de El Edén, Tegucigalpa, M.D.C.”

Código: KfW-017
Memoria Cálculo Estructural
Renan E. Rivera

Fecha: enero 2025



Contenido

1. INTRODUCCIÓN	3
Objetivos:	3
2. METODOLOGÍA	4
<i>Características de los Materiales</i>	4
3. ESTRUCTURA DE CAJA	7
3.1 SECCIONES UTILIZADAS.....	8
3.2 MODELACION DE LAS CARGAS.....	11
3.2.1 DEFINICION DE CARGA MUERTA(DC)	11
3.2.2 DEFINICION DE CARGA VEHICULAR (LL).....	12
3.2.3 DEFINICION EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO (EH).	14
3.2.4 DEFINICION EMPUJE VERTICAL DEL SUELO (EV).....	16
3.2.5 DEFINICION SOBRECARGA VIVA (LS).....	17
3.2.6 DEFINICION CARGA HIDRAULICA (WA).	20
3.2.7 CONDICIONES DE APOYO (LINESPRINGS).	22
3.3 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO	23
3.4 REVISION DE SECCION PROPUESTAS Y ACERO DE REFUERZO	24
3.5 DISEÑO DE CIMENTACION	43
4. CUNETAS.	45
5. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LOSA VEHICULAR 1.20X2.00M (MAX).....	108
Acero requerido por contracción y temperatura.....	116
6. CAJA COLECTORA DE 1.50MX1,50M(MAX)	119



1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se exponen los análisis estructurales de las obras para el control integrado de inundaciones y velocidades de flujo en las colonias Altos de la Cabaña y Altos del Edén la ciudad de Tegucigalpa. Los elementos considerados para este estudio son las cunetas, canales, disipadores y vigas “queiebrapatatas” propuestos en base a los estudios hidrológicos de la zona y moldeados por los principios de la mecánica de fluidos.

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

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

Objetivos:

Objetivo general

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

Objetivos específicos

- 1) Diseñar una sección representativa de las cunetas, cajas colectoras y disipadores, considerando todas las diferentes configuraciones, sometida a todos los efectos de las posibles cargas que deba sobrellevar en su vida útil. De igual manera, se deberán exponer de manera clara los resultados y conclusiones de estos estudios y ensayos.
- 2) Diseñar una viga “queiebrapatatas” y losas que permita el paso seguro del tráfico esperado a lo largo de la vida útil del proyecto.

2. METODOLOGÍA

Características de los Materiales

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

CONCRETO

Todos los elementos que requieran de este material estarán constituidos por concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 psi). De acuerdo al CHOC y ACI 318-95, este tipo de concreto presenta las siguientes características:

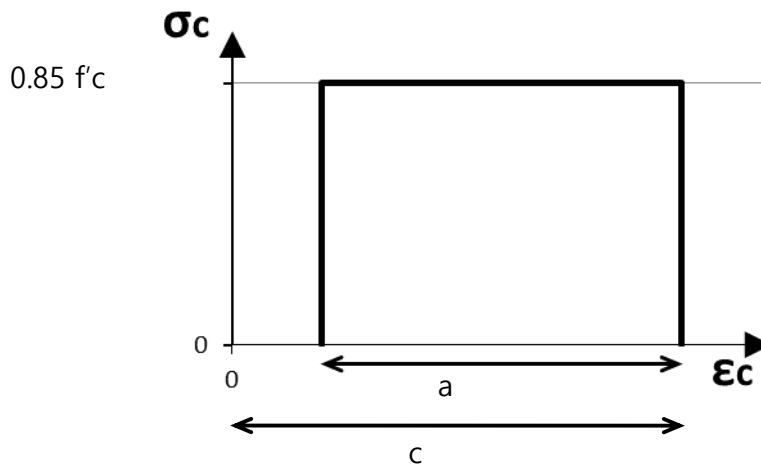
Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 * \sqrt{f'c}$	252,672 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'_{cr} = f'c + 84$	364 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$f_{ct} = 10\% f'c$	28 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 * \sqrt{f'c}$	218,819 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'_{cr} = f'c + 84$	294 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$f_{ct} = 10\% f'c$	21 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

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



Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c: Representa la altura de la sección bajo compresión.

Figura - Ley Constitutiva del Concreto

ACERO DE REFUERZO

Todos los elementos de concreto armado estarán reforzados por acero corrugado grado 60, en caso contrario, este será especificado en los planos taller. De acuerdo al CHOC, este tipo de acero presenta los siguientes valores:

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

Tabla – Datos Mecánicos del Acero de Refuerzo

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

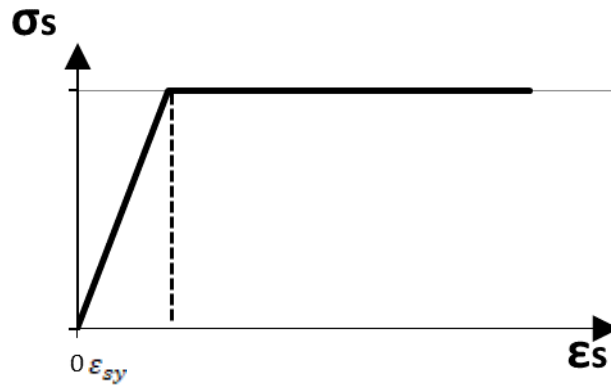
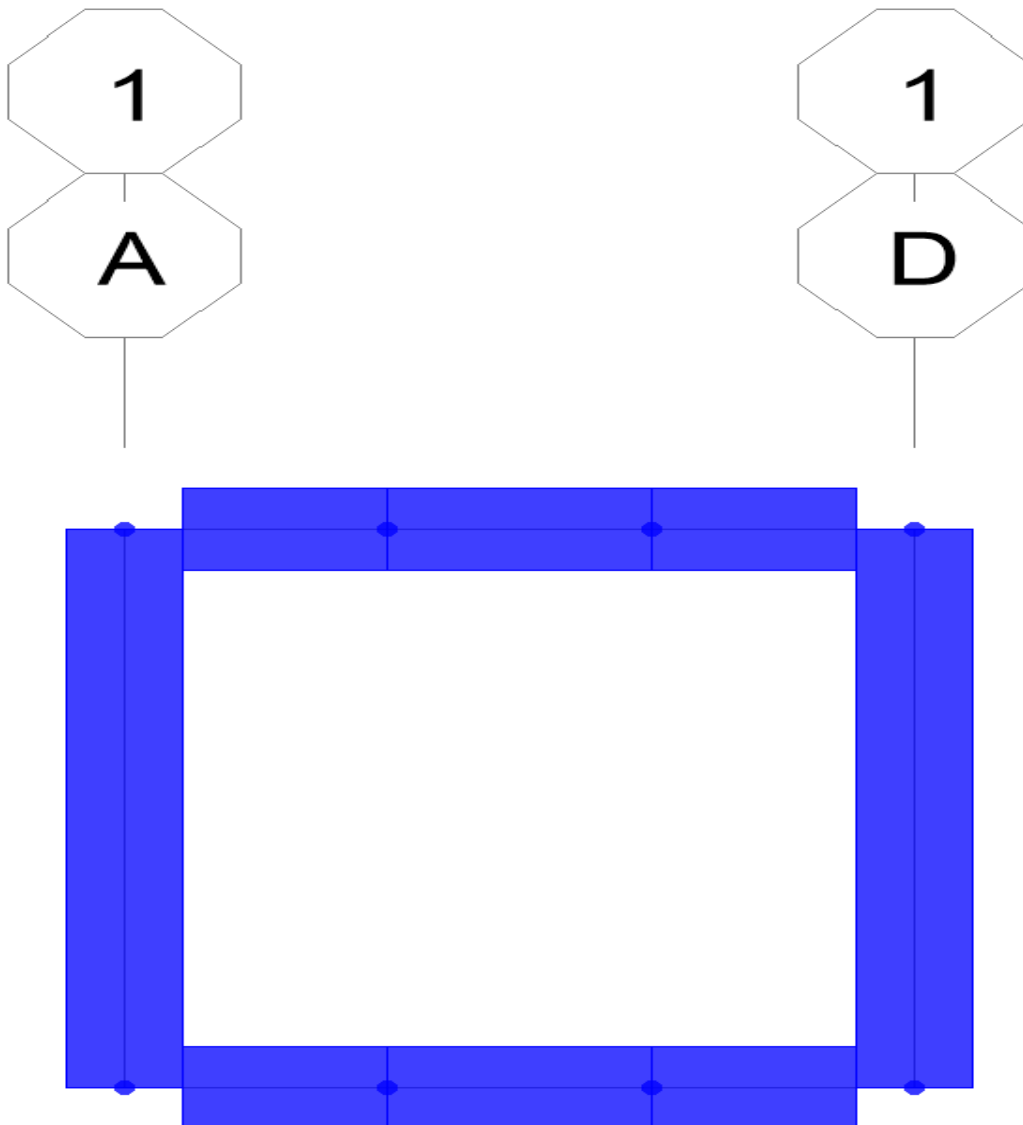


Figura - Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

3. ESTRUCTURA DE CAJA

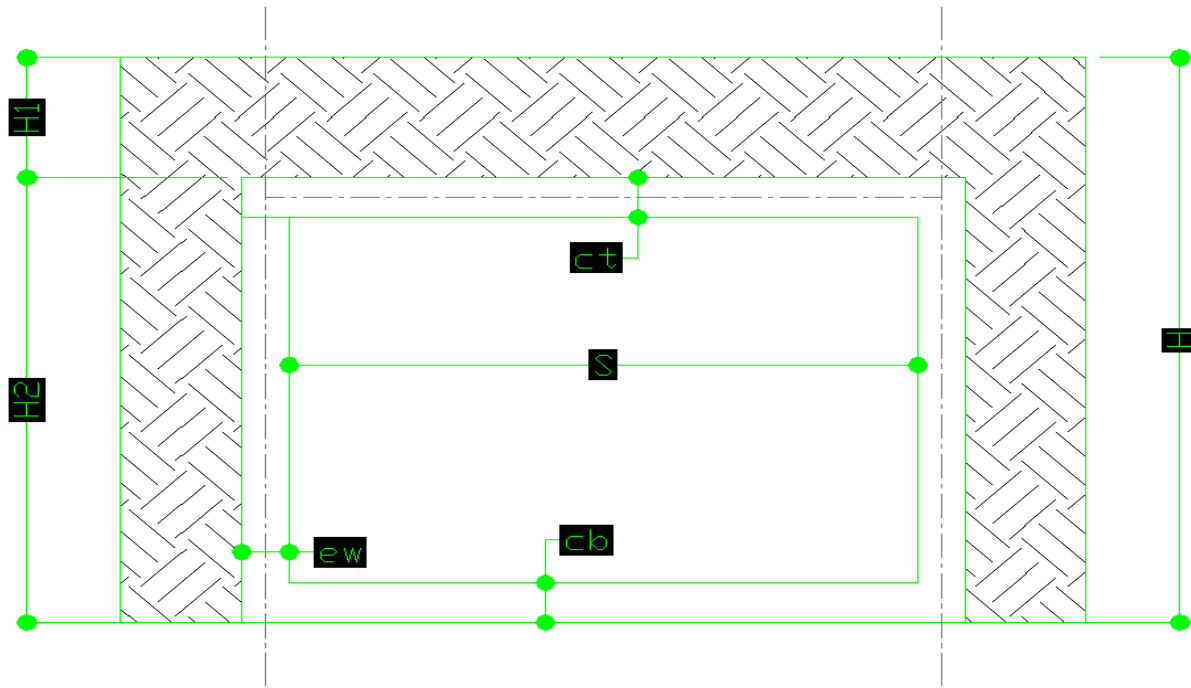
Se realizó el diseño de 1 tipo de caja de las siguientes dimensiones: De 1.7x1.7m libres internas (bxh). Esta misma se analizó en su forma crítica asumiendo un relleno de 1m. Las dimensiones de la caja a construir son de 1.30x1.4m (bxh).



Modelo Tridimensional de la estructura de caja (1.7x1.7m)

3.1 SECCIONES UTILIZADAS

El modelo geométrico se ha desarrollado mediante elementos tipo marco (el análisis se realiza por ancho efectivo de 1m), asignando diferentes secciones, siendo las siguientes para las cajas:



Donde:

H1: altura de relleno

H2: altura de caja

H: altura total

Ct: espesor losa superior

Cb: espesor losa inferior

Ew: espesor muro

S: espaciamiento libre de caja

Predimensionamiento de las secciones a utilizar según la tabla 2.5.26.3-1 de la norma AASHTO.

Tabla 2.5.2.6.3-1 – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

$$1. \quad h_{\text{losa}} = \frac{1,2(S+3000)}{30} = \frac{1,2(1,700\text{mm}+3000)}{30} = 188\text{mm} = 0.20\text{m}$$

$$e_{\text{muro}} = \frac{H2}{12} = \frac{1,70\text{m}}{12} = 0.14 = 0.20\text{m}$$

➤ Este Predimensionamiento es mínimo, al realizar el análisis se estableció un espesor final de 0.25m parejo en todos los elementos. Se diseño con la longitud libre de la caja.

• Por consiguiente, las dimensiones finales de construcción para la caja de 1.7x1.7m son:

H1: altura de relleno= 1m

H2: altura de caja= 2.20m

H: altura total= 3.2m

Ct: espesor losa superior=0.25m

Cb: espesor losa inferior=0.25m

Ew: espesor muro=0.25m

S: espaciamiento libre de caja=1.70m

Table - Frame Section Property Definitions - Summary

Name	Material	Longitudinal Bar Material	Tie Bar Material	Area m2	Depth m	Width m	I33 m4	I22 m4	Design Type
Losa Inferior	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.25	0.25	1.0	0.001302	0.0208	Beam
Losa Superior	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.25	0.25	1.0	0.001302	0.0208	Beam
Muro	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.25	0.25	1.0	0.001302	0.0208	Column

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	19.19 kN/m3
Ángulo de fricción	35 grados

Tabla – Datos Mecánicos del Suelo de Diseño

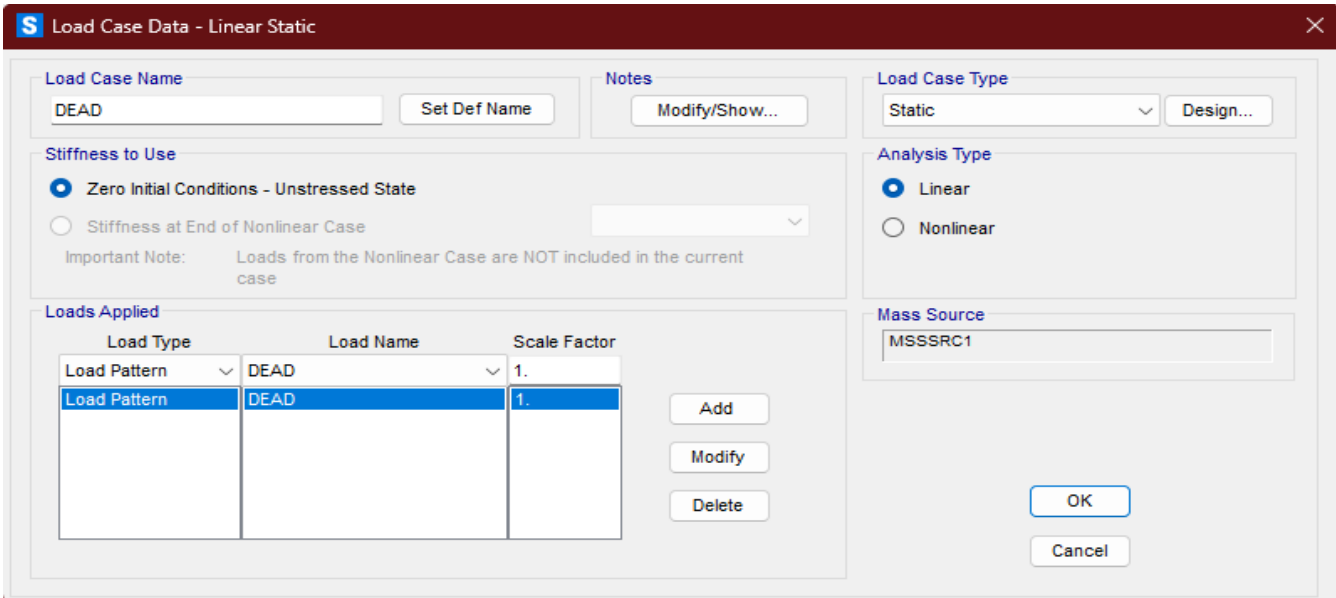
3.2 MODELACION DE LAS CARGAS

- Para la caja de 1.7x1.7m

Name	Type	Self Weight Multiplier
Dead	Dead	1
EH	Suelo	0
EV	Suelo	0
LS	Live	0
WA	Water	0
TANDEM	Movil	0
CARRIL DE DISEÑO	Movil	0

3.2.1 DEFINICION DE CARGA MUERTA(DC)

El software de forma automática proporciona el cálculo del peso propio de los elementos definidos en el modelo geométrico mediante el multiplicador "self weight" en general el software considera un peso del concreto reforzado de 2400 kg/m³, se auto calcula de acuerdo a las secciones transversales asignadas. En el diseño revisado la misma se definió como se muestra a continuación:



S Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: DEAD Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State Stiffness at End of Nonlinear Case Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type: Linear Nonlinear

Mass Source: MSSSRC1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.

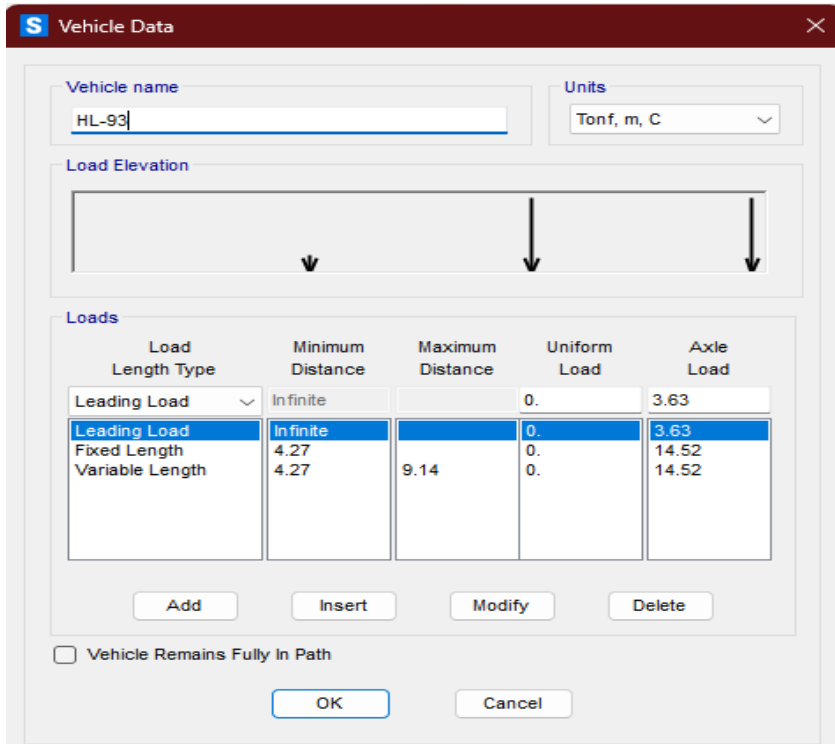
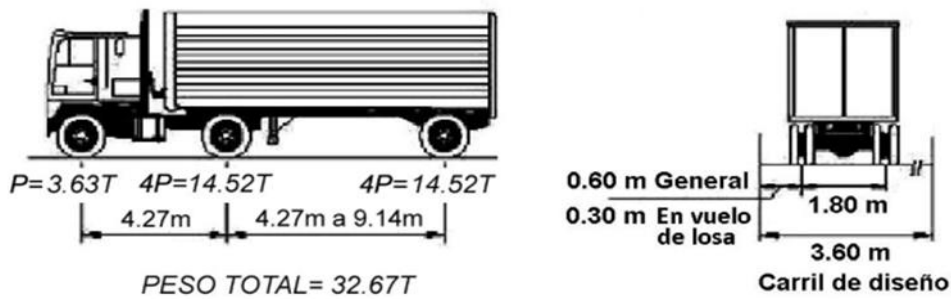
Add Modify Delete OK Cancel

3.2.2 DEFINICION DE CARGA VEHICULAR (LL)

Para la determinación de la sobrecarga vehicular o carga móviles, se diseñó utilizando el camión de diseño HL-93 especificado por el AASHTO. Utilizando el programa SAP 2000 para la modelación de cargas

Carga HL-93:

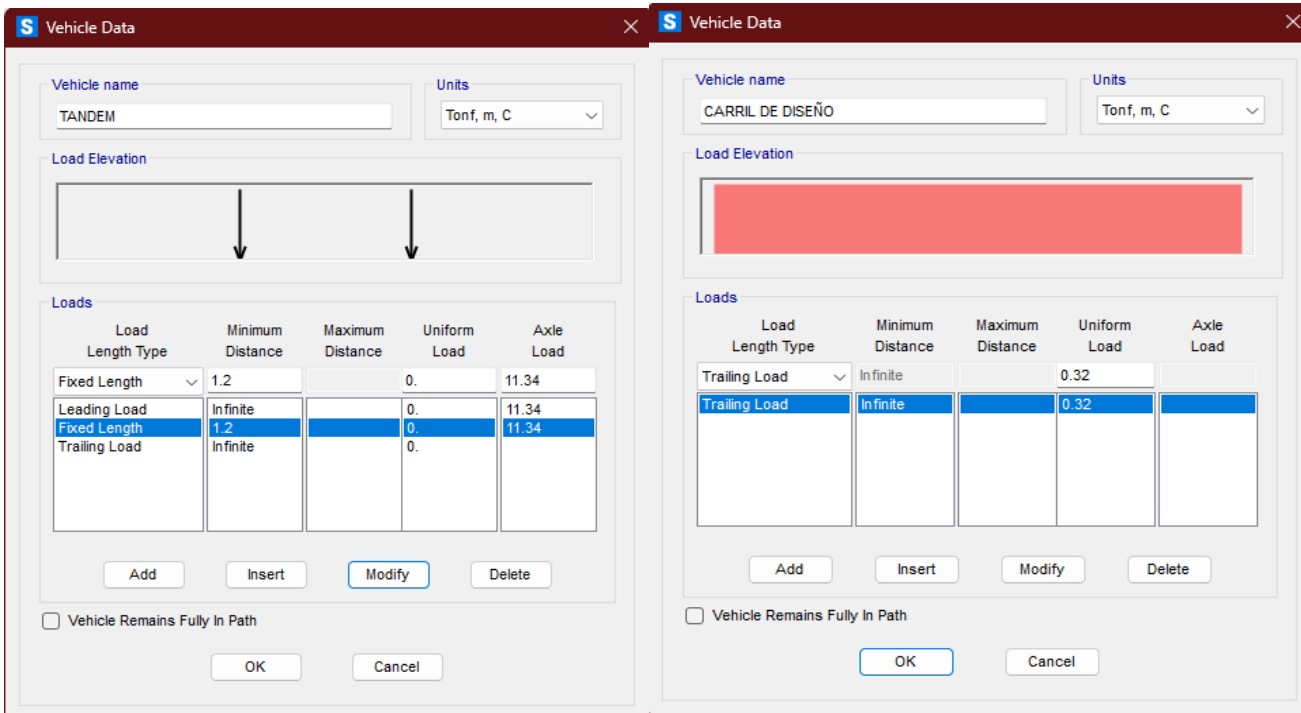
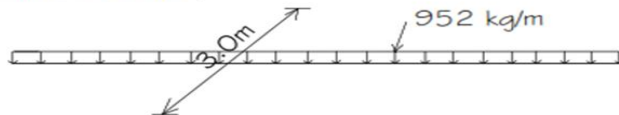
1.-Camión de diseño:



2.-Tandem de diseño:



3.-Carga de carril de diseño:



Debido a que el análisis se realiza por 1m de ancho de sección la carga de carril de diseño es $\frac{952kg/m}{3} = 0.32ton/m$

La longitud de 1.70m que tiene la caja a diseñar, debido a su longitud y que es sencilla. La carga crítica de diseño será la del tándem de diseño. La carga del camión se descartará en las combinaciones de carga ya que el mismo nunca estará en su totalidad con carga crítica sobre la caja.



3.2.3 DEFINICION EMPUJE HORIZONTAL DEL 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.

Según la siguiente ecuación:

$$EH = k_a \delta_s h b_u$$

δ_s = Peso específico del suelo de según estudio en este caso 19.19Kn/m³ o 1,956.84 kg/m³

K_a = coeficiente de empuje activo del suelo según Rankine con las siguientes características:

$$\alpha = 28^\circ$$

cohesión: 0.0 KPa

$$k_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} = 0.361$$

h = altura de empuje de suelo

b_u = ancho efectivo de análisis en nuestro caso es de 1m

- Para la caja de 1.7x1.7m

Carga Horizontal a 0m de profundidad

$$EH_{TOP} = k_a \delta_s h b_u = (0.361) (1,956.84 \text{ kg/m}^3) (1\text{m}) (1\text{m}) = 0.706 \text{ ton/m}$$

Carga Horizontal a 1.70m de profundidad

$$EH_{BOTTOM} = k_a \delta_s h b_u = (0.361) (1,956.84 \text{ kg/m}^3) (3.2\text{m}) (1\text{m}) = 2.260 \text{ ton/m}$$

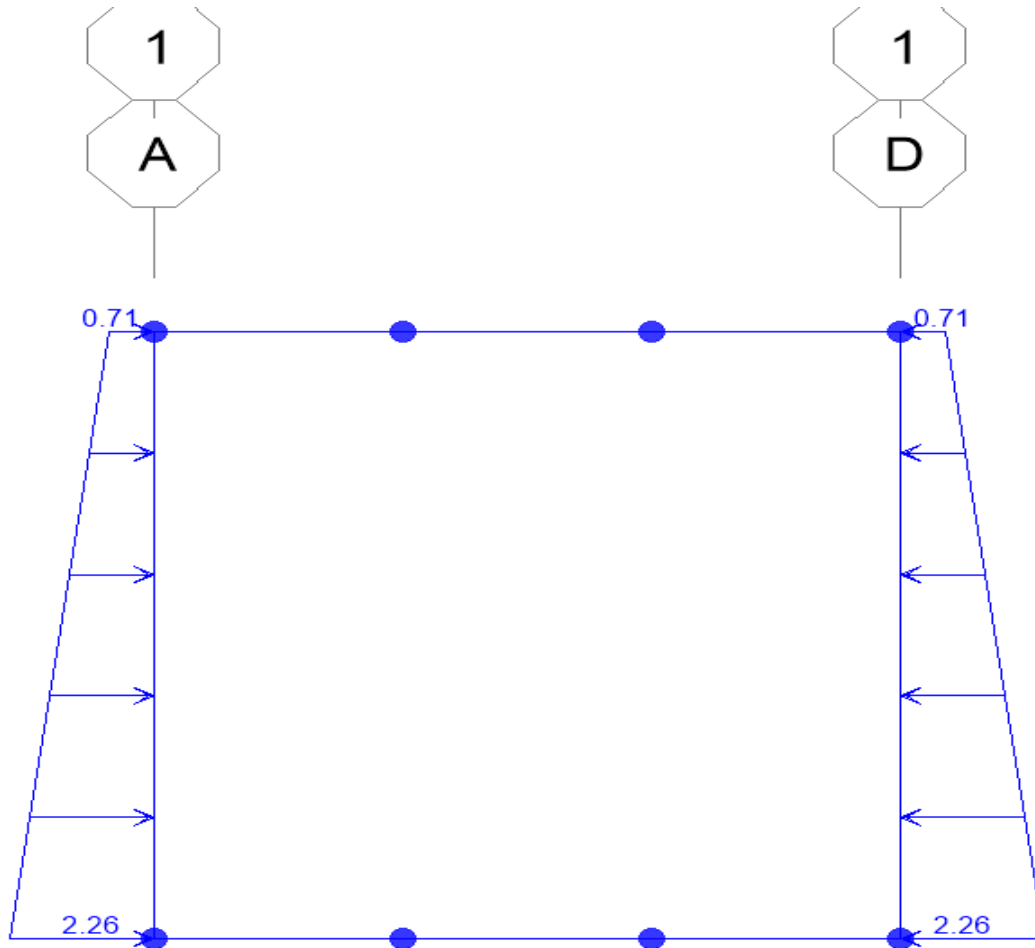


Diagrama de cargas por empuje de suelo horizontal

3.2.4 DEFINICION EMPUJE VERTICAL DEL 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.

Según la siguiente ecuación:

$$EV = F_e \delta_s h b_u$$

δ_s = Peso específico del suelo de según estudio en este caso 19.190Kn/m³ o 1,956.84 kg/m³

F_e = coeficiente de interacción suelo-estructura para elementos soterrados

$$F_e = 1 + 0.20 \left[\frac{H}{B_c} \right] \leq 1.15$$

donde:

H = profundidad del relleno (m) = 1.0m

B_c = ancho exterior de la alcantarilla (m) = 1.70m + 0.50m = 2.20m

$$F_e = 1 + 0.20 \left[\frac{1.0m}{2.20m} \right] = 1.091 \leq 1.15$$

➤ Para la caja de 1.7x1.7m

h = altura de empuje de suelo = 1m

b_u = ancho efectivo de análisis en nuestro caso es de 1m

$$EV = F_e \delta_s h b_u = (1.091) (1,956.84 \text{ kg/m}^3) (1m) (1m) = 2.135 \text{ ton/m}$$

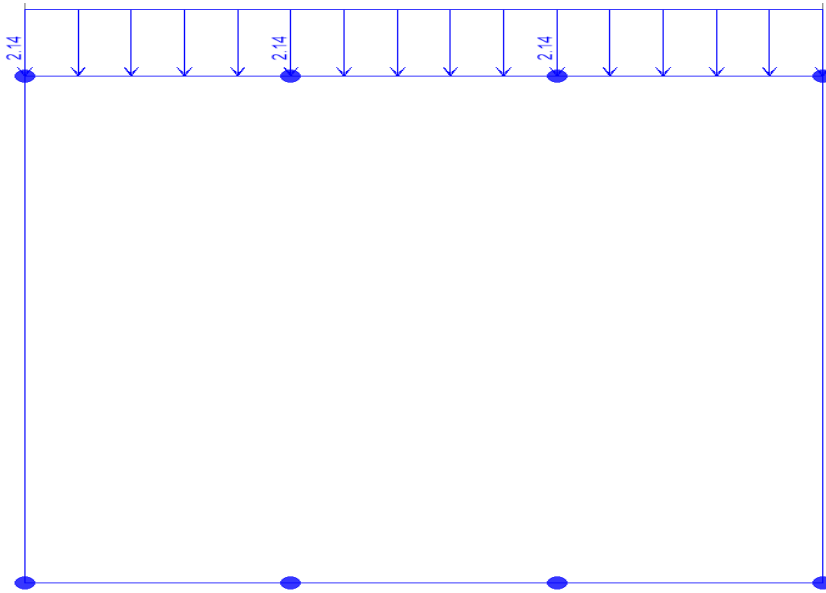


Diagrama de cargas por empuje de suelo vertical

3.2.5 DEFINICION SOBRECARGA VIVA (LS).

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas.

Se usará la Tabla 3.11.6.4-1. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Tabla 3.11.6.4-1. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Altura del estribo (mm)	Heq
≤1500	1200
3000	900
≥6000	600

Según la siguiente ecuación:

$$L_s = k_a \delta_s h_{eq} b_u$$



δ_s = Peso específico del suelo de según estudio en este caso 19.190Kn/m³ o 1,956.84 kg/m³

K_a = coeficiente de empuje activo del suelo según Rankine con las siguientes características:

$\alpha=28^\circ$

cohesión: 0.0 KPa

$$k_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin(28^\circ)}{1 + \sin(28^\circ)} = 0.361$$

h = altura de empuje de suelo= 0m (está a nivel de rasante de calle la caja)

b_u = ancho efectivo de análisis en nuestro caso es de 1m

➤ Para la caja de 1.7x1.7m

Carga Vertical a 0m de profundidad

$$L_{TOP} = k_a \delta_s h e q b_u = (0.361) (1,956.84 \text{ kg/m}^3) (1.20\text{m}) (1\text{m}) = 0.848 \text{ ton/m}$$

Carga Horizontal a 1.70m de profundidad

$$E_{BOTTOM} = k_a \delta_s h e q b_u = (0.361) (1,956.84 \text{ kg/m}^3) (0.96\text{m}) (1\text{m}) = 0.678 \text{ ton/m}$$

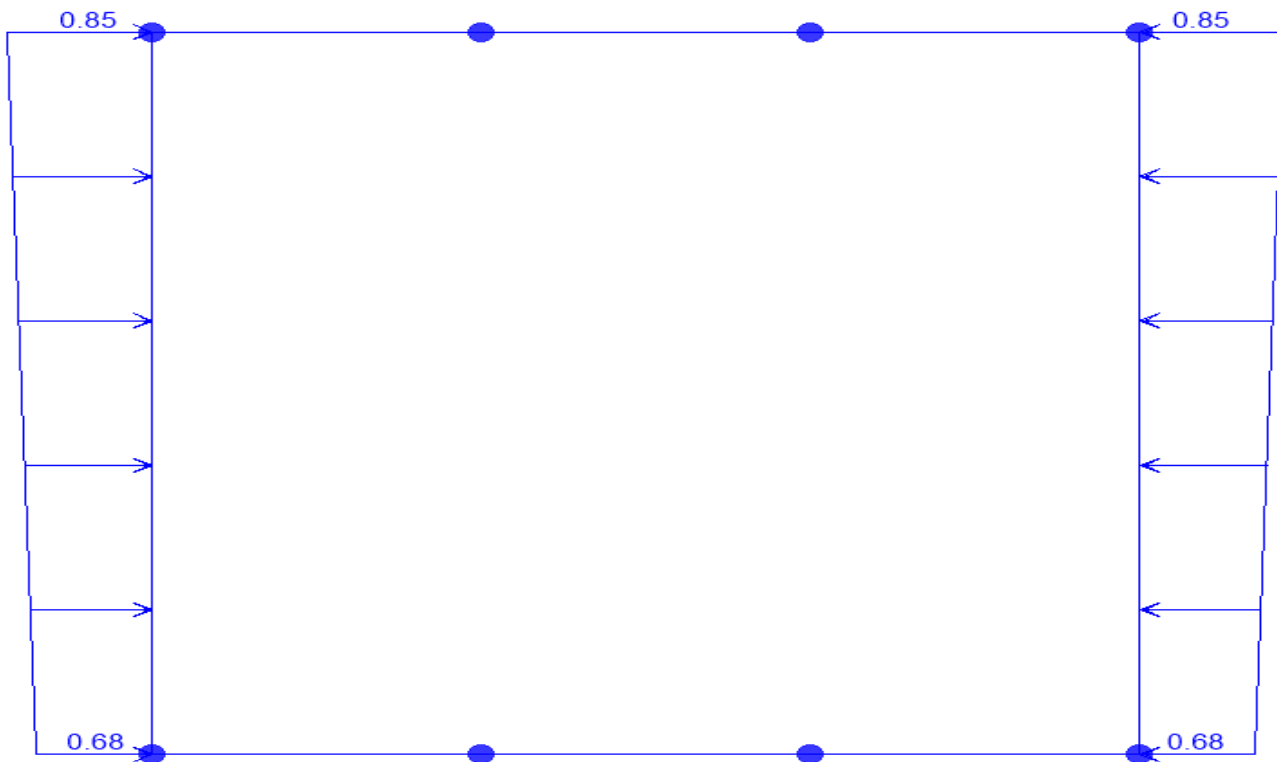
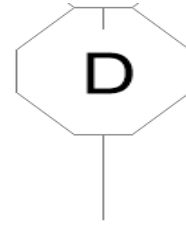
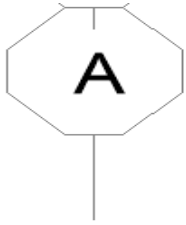


Diagrama de cargas por sobrecarga viva



3.2.6 DEFINICION CARGA HIDRAULICA (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.

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad). Los niveles de agua de diseño para los diferentes estados límites serán los especificados y/o aprobados por el Propietario.

Según la siguiente ecuación:

$$W_a = \delta_A h b_u$$

δ_s = Peso específico del agua 1,000.00 kg/m³ o 1 ton/m³

h = altura de empuje del agua

b_u = ancho efectivo de análisis en nuestro caso es de 1m

- Para la caja de 1.7.0x1.7m

Carga Agua a 0m de profundidad

$$W_{aTOP} = \delta_A h b_u = (1,00 \text{ ton/m}^3) (0.00\text{m}) (1\text{m}) = 0.00 \text{ ton/m}$$

Carga Agua a 1.70m de profundidad

$$E_{HBOTTOM} = \delta_A h b_u = (1,00 \text{ ton/m}^3) (1.70\text{m}) (1\text{m}) = 1.70 \text{ ton/m}$$

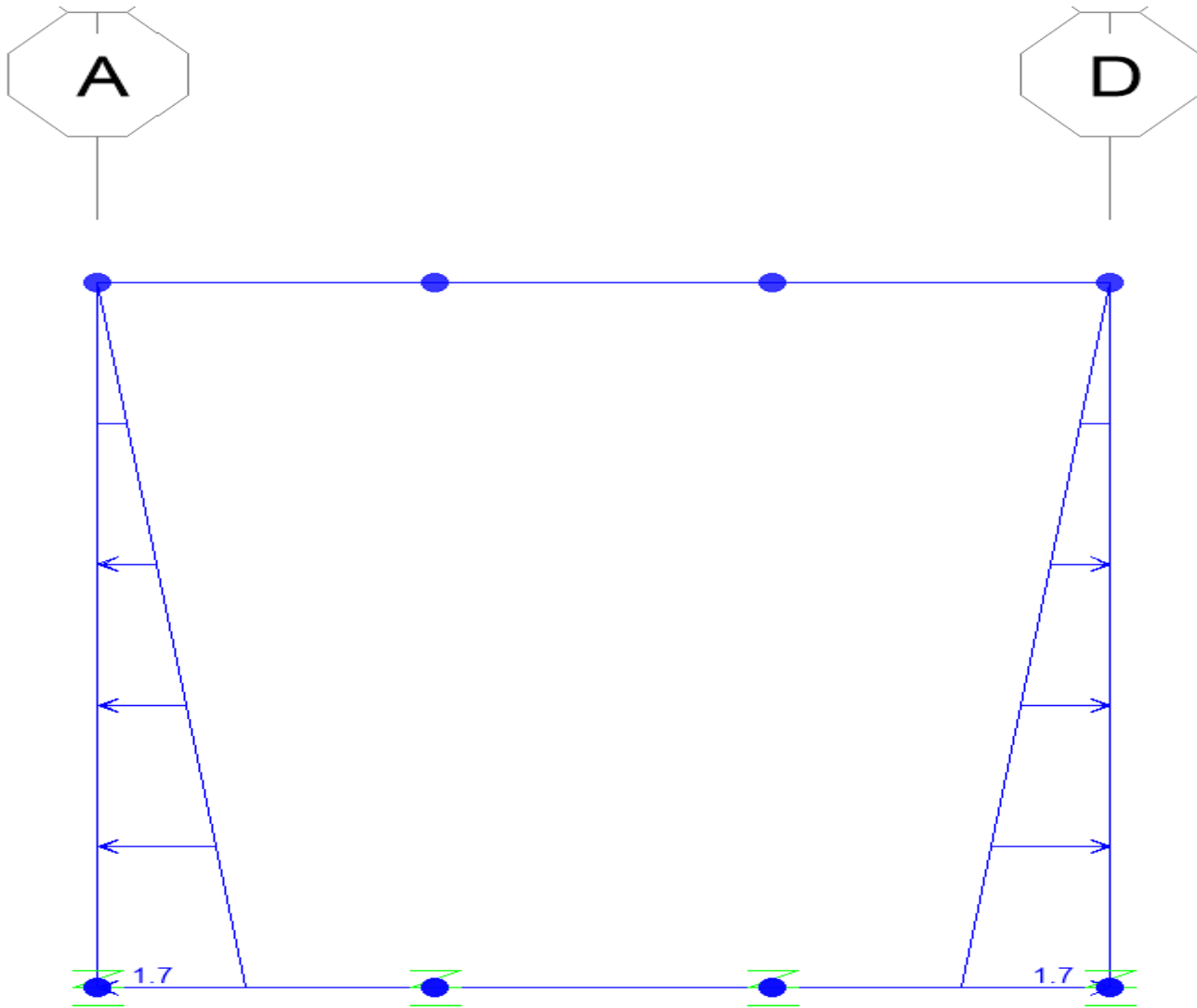


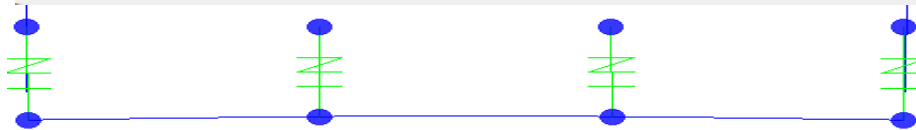
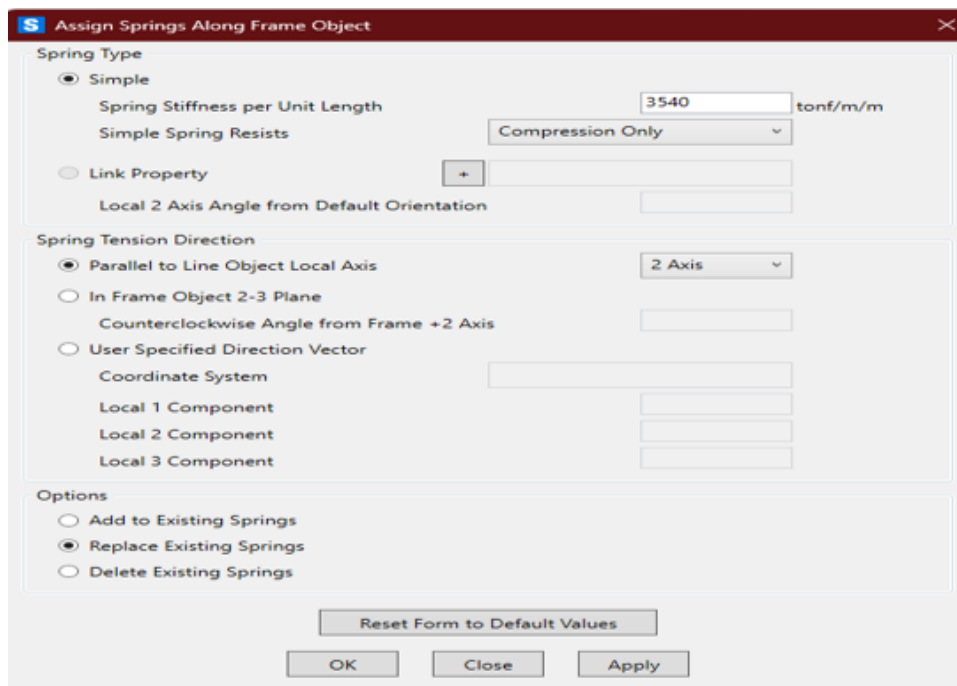
Diagrama de cargas por carga hidraulica

3.2.7 CONDICIONES DE APOYO (LINESPRINGS).

Para este análisis se considera que la estructura está apoyada a través de su losa inferior los datos geotécnicos son teóricos (datos obtenidos del mismo)

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

$$k = Qa \left(\frac{FS * b}{\Delta h} \right) = 29.5 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{3 * 1\text{m}}{25/1000\text{m}} \right) = 3,540 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



3.3 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO

Las combinaciones de carga se realizaron son las especificadas la AASHTO como se muestra a continuación:

El incremento por carga IM=33% según la siguiente tabla

Tabla 3.5.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero-Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes	
<ul style="list-style-type: none"> Estado Limite de fatiga y fractura 	15%
<ul style="list-style-type: none"> Todos los demás Estados Limites 	33%

➤ Para la caja de 1.70x1.70m

Name	Type	Load Name	Scale Factor
Comb1	Linear Add	Dead	1.25
Comb1		EV	1.30
Comb1		LS	1.75
Comb1	Moving Load	TANDEM+IM	1.75
Comb1	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1.75
Comb2	Linear Add	DEAD	0.90
Comb2		EH	1.35
Comb2		EV	0.90
Comb2		LS	1.75
Comb3	Linear Add	DEAD	1.25
Comb3		EH	0.90
Comb3		EV	1.30
Comb3		WA	1
Comb3	Moving Load	TANDEM+IM	1.75
Comb3	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1.75
Comb4	Linear Add	DEAD	1.25
Comb4		EH	0.90
Comb4		EV	1.3
Comb4	Moving Load	TANDEM+IM	1.75
Comb4	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1.75
Resistencia	Envelope	Comb1	1
Resistencia		Comb2	1
Resistencia		Comb3	1
Resistencia		Comb4	1
Comb5	Linear Add	DEAD	1
Comb5		LS	1

Name	Type	Load Name	Scale Factor
Comb5	Moving Load	TANDEM+IM	1
Comb5	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1
Comb6	Linear Add	DEAD	1
Comb6		EH	1
Comb6		LS	1
Comb7	Linear Add	DEAD	1
Comb7		EH	1
Comb7		WA	1
Comb7	Moving Load	TANDEM+IM	1
Comb7	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1
Comb8	Linear Add	DEAD	1
Comb8		EH	1
Comb8	Moving Load	TANDEM+IM	1
Comb8	Moving Load	CARRIL DE DISEÑO+IM	1
Servicio	Envelope	Comb5	1
Servicio		Comb6	1
Servicio		Comb7	1
Servicio		Comb8	1

3.4 REVISION DE SECCION PROPUESTAS Y ACERO DE REFUERZO

Para las estructuras de la caja se consideró marcos de concreto reforzado. Una vez realizado el modelo y asignadas las cargas se procedió a revisar los de diagramas de Cargas, líneas de influencia de momentos, momentos, cortantes, reacciones y áreas de refuerzos requeridos por flexión.

➤ Para la caja de 1.7x1.7m

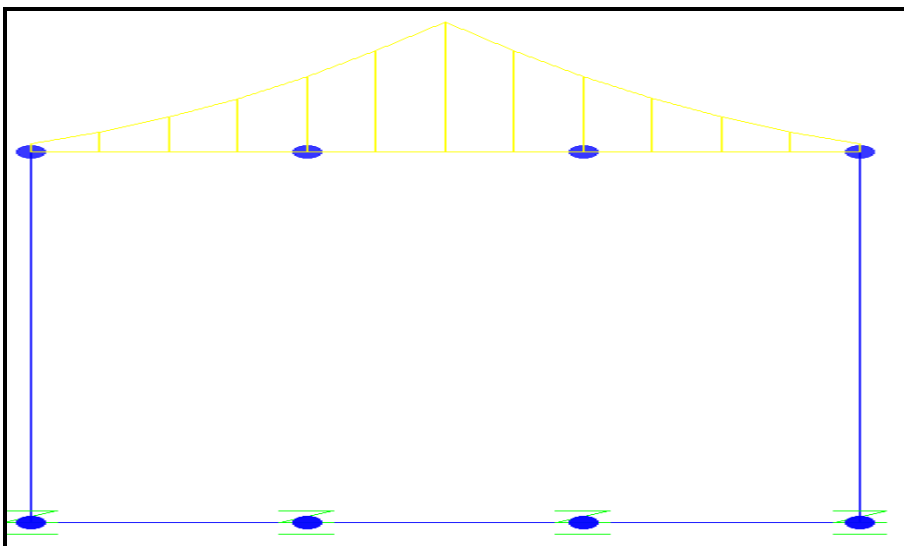


Diagrama de Líneas de Influencia de Momento (centro del claro)

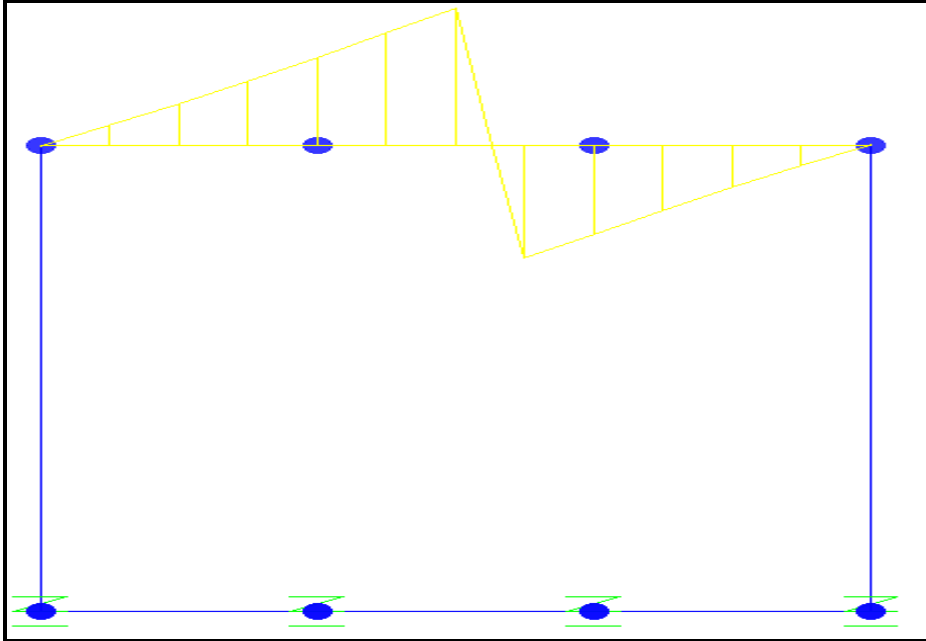


Diagrama de Líneas de Influencia de Cortante (centro del claro)

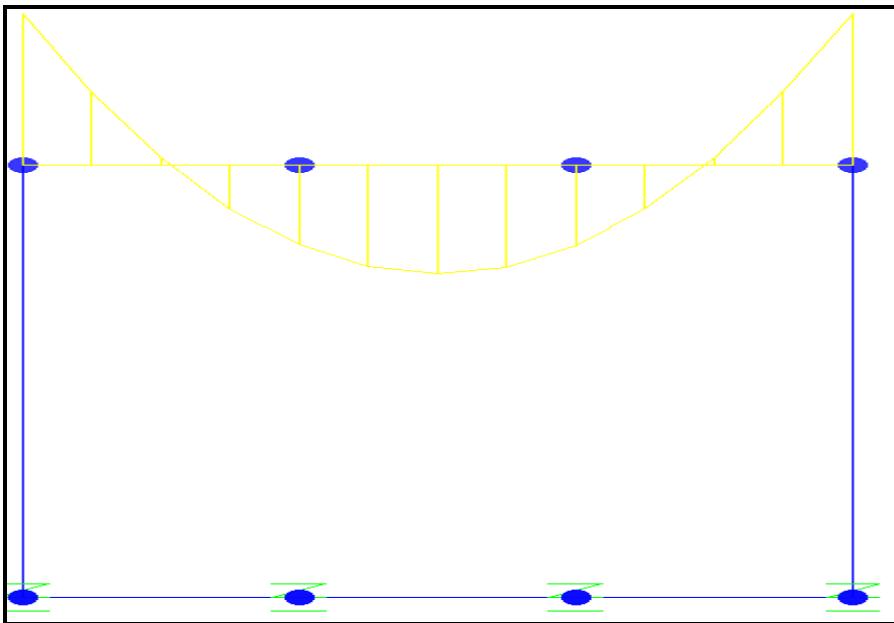


Diagrama de Líneas de Influencia de Carga Axial (centro del claro)

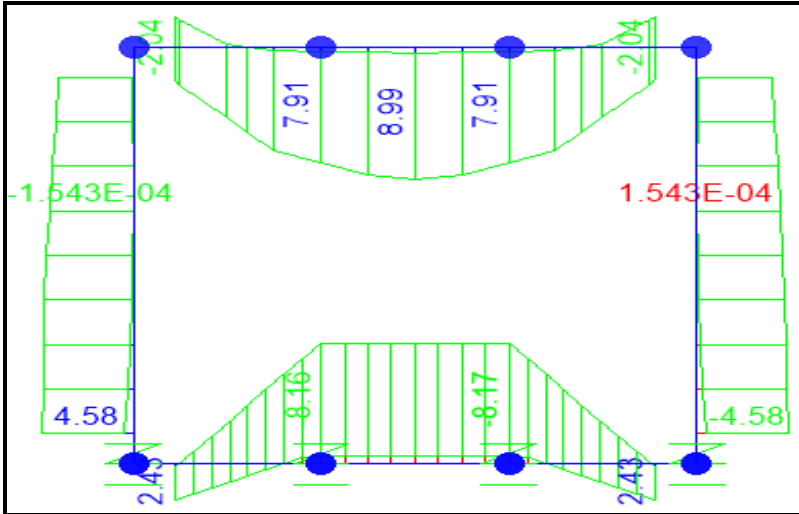


Diagrama de Envoltura de Momento combinación de Carga Resistencia(ton-m)

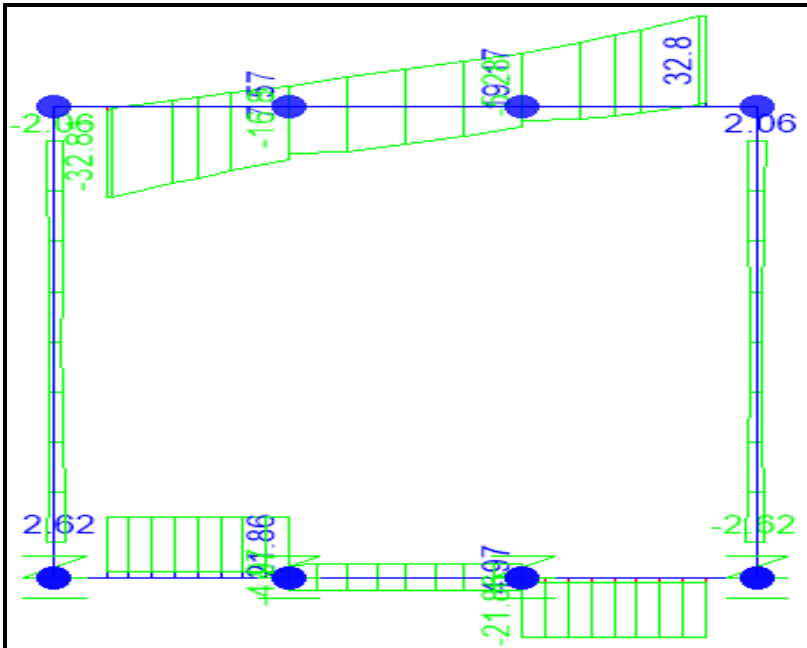


Diagrama de Envoltura de Cortante combinación de Carga Resistencia(ton)

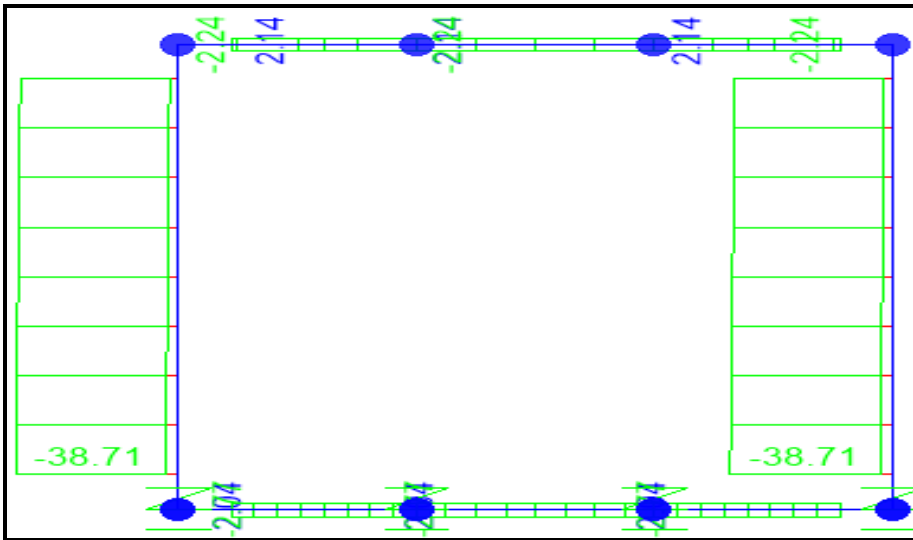


Diagrama de Envolvente Carga Axial combinación de Carga Resistencia(ton)

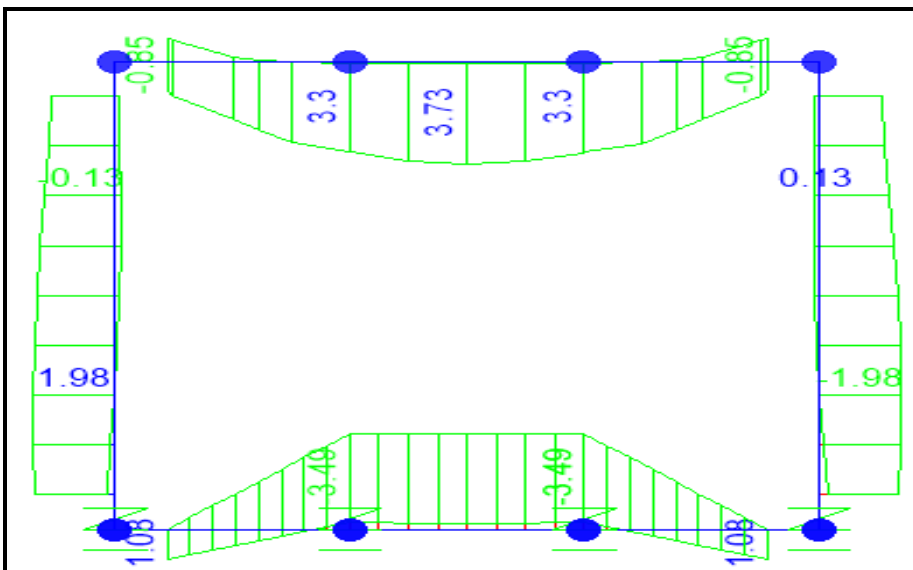


Diagrama de Envolvente de Momento combinación de Carga Servicio(ton-m)

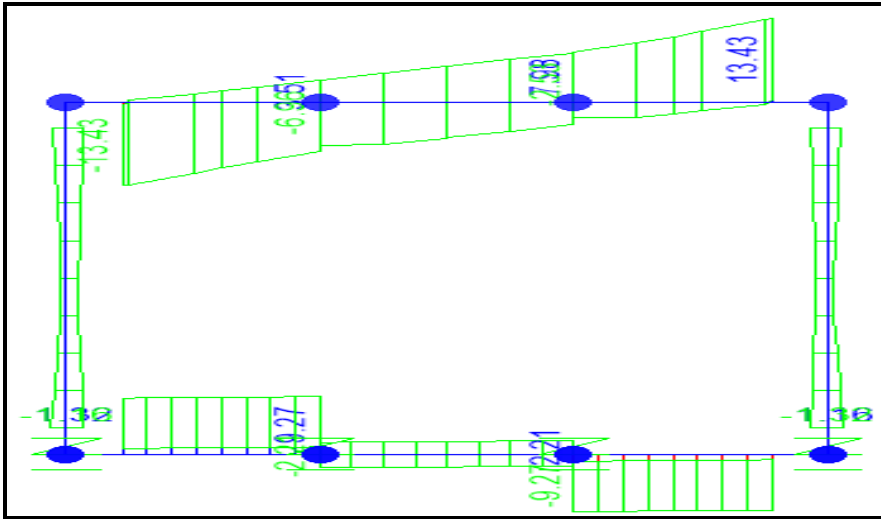


Diagrama de Envolvente de Cortante combinación de Carga Servicio(ton)

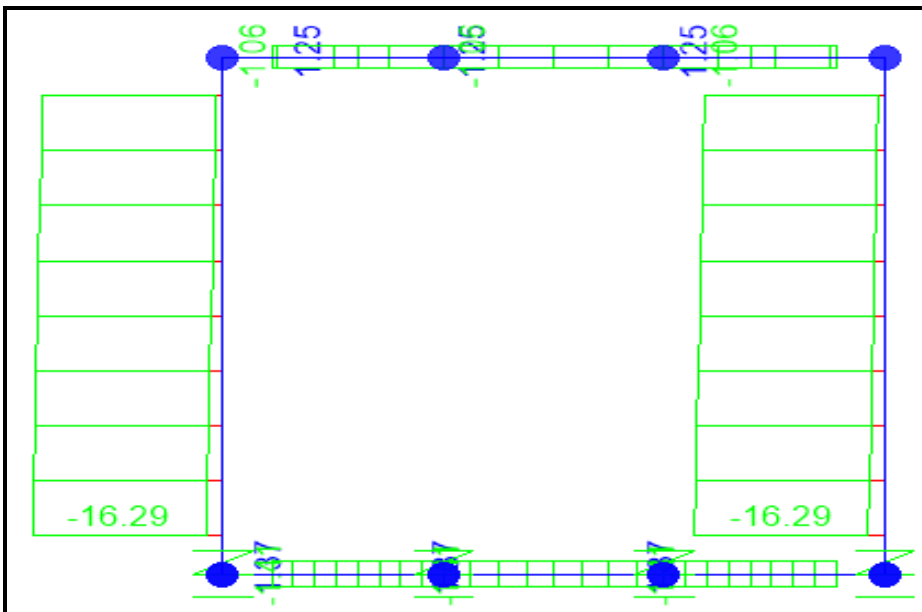


Diagrama de Envolvente Carga Axial combinación de Carga Servicio(ton)

Debido al método del análisis de las cajas se consideró como marcos de concreto reforzado. El refuerzo mínimo de los elementos serán el de vigas(losa) y columnas(muros)

El acero mínimo requerido para los elementos a flexión será el mayor de los siguientes valores:

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14}{fy} bd$$

Donde

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

Resistencia a la compresión axial de concreto hidráulico

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo

$$rec = 6.22\text{cm}$$

recubrimiento de acero de refuerzo

Para los elementos Horizontales(vigas)

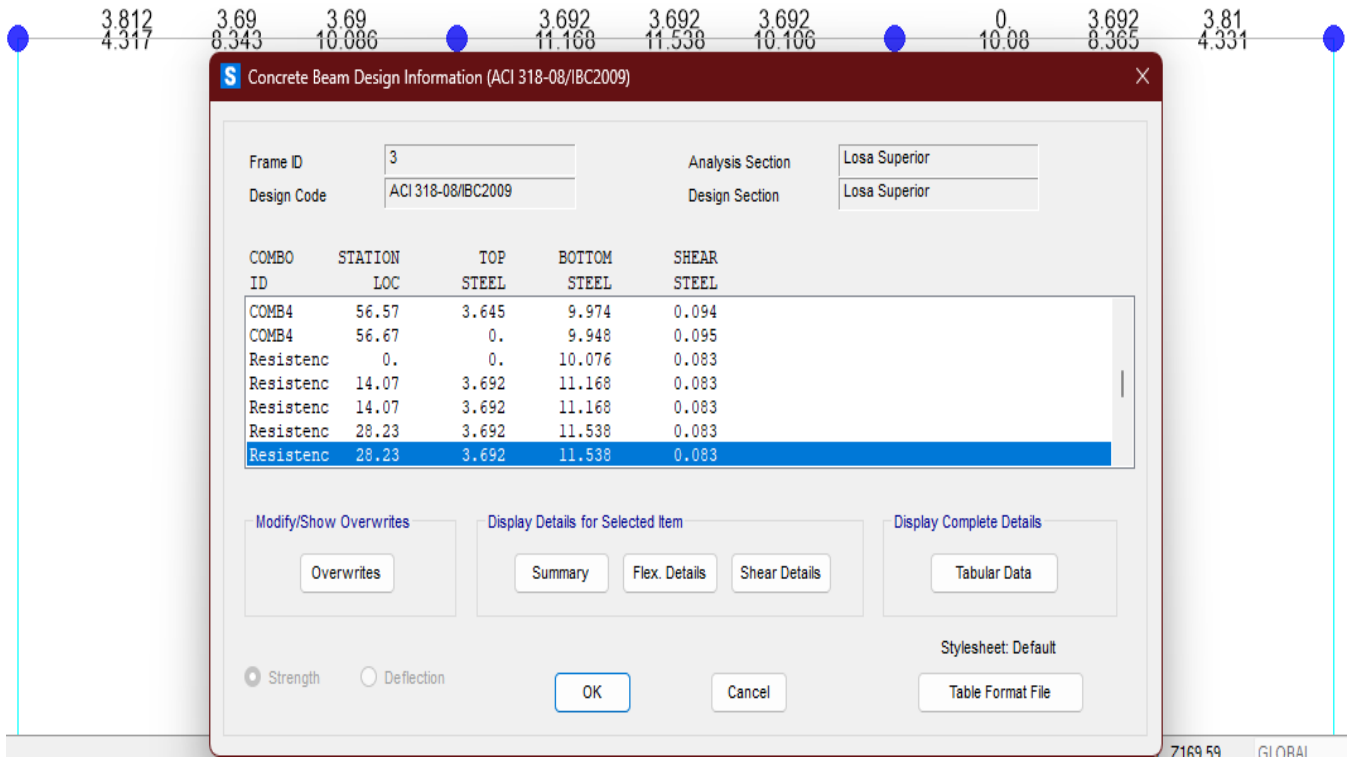
Vigas	b	h	d	$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} bd \text{ (cm}_2\text{)}$	$A_{smin} = \frac{14}{fy} bd \text{ (cm}_2\text{)}$
25x100	100	25	18.78	5.99	6.26

Utilizando varillas #5 tendríamos:

$$6.26\text{cm}^2 / 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} = 3.13 \text{ varillas} = 4\text{varillas}$$

Es decir, 100cm/3 espacios= 33cm

- **Por lo tanto, usar #5@25cm (8.00 cm²/m, refuerzo positivo y negativo)**



Losa Superior

Area de acero de refuerzo requerido para la Losa Superior (donde se refleja que la cuantía que se requiere es mayor a la mínima en el momento positivo)

Debido que para la sección de losa superior el refuerzo del momento positivo es mayor al mínimo se puede utilizar acero adicional:

utilizando varillas #5 tendríamos:

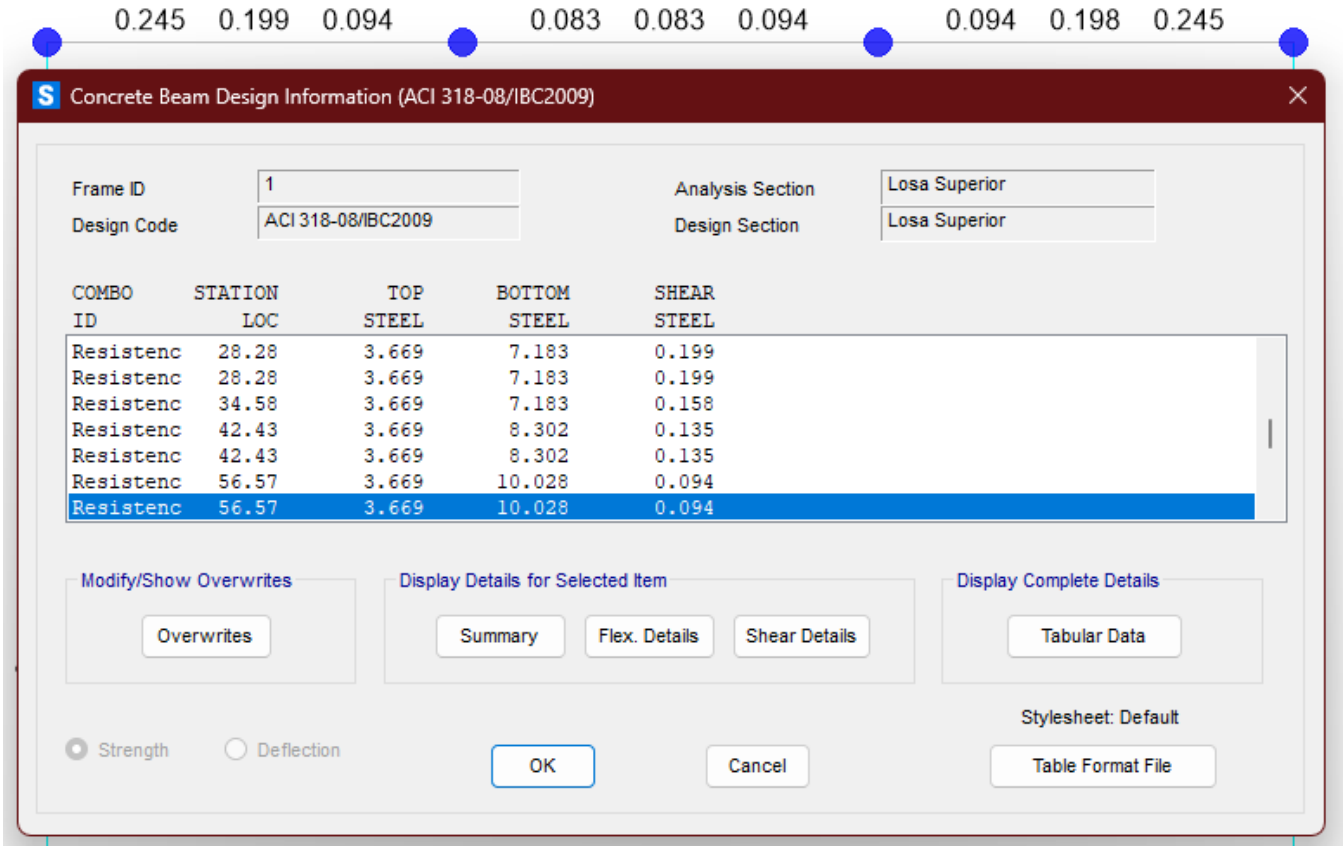
$$11.467\text{cm}^2 - 8\text{cm}^2 = 3.467\text{ cm}^2 / 2\text{ cm}^2 = 1.734\text{ varillas} = 2\text{varillas}$$

Es decir, 100cm/2 espacio= 50cm

- **Por lo tanto, usar #5@25cm(intercaladas)**

Este refuerzo está sujeto a revisión por fisuración

Refuerzo transversal



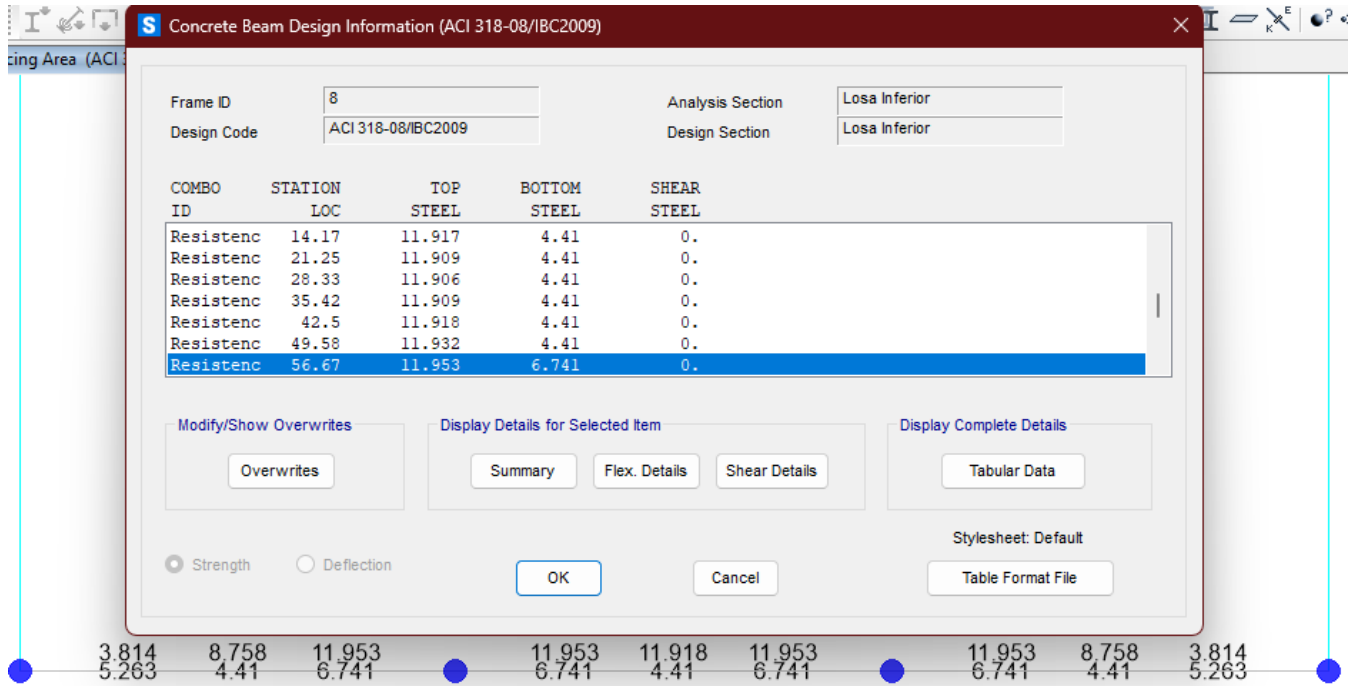
Para el refuerzo transversal o de corte lo que para la sección de losa superior de 25 cm la demanda de acero (0.245 cm²/m)

utilizando varillas #5 tendríamos:

$$4.0\text{cm}^2 / 0.245 \text{ cm}^2/\text{m} = 16.327\text{cm}$$

Por lo tanto, usar #5@15cm por 2h (ambos petates), en este caso por 60cm, después de esa longitud el refuerzo será #5@45cm

Losa Inferior



Area de acero de refuerzo requerido para la Losa Inferior (donde se refleja que la cuantía que se requiere es mayor a la mínima en el momento positivo)

Debido que para la sección de losa superior el refuerzo del momento positivo es mayor al mínimo se puede utilizar acero adicional:

utilizando varillas #5 tendríamos:

$$11.953\text{cm}^2 - 8\text{cm}^2 = 3.953 \text{ cm}^2 / 2 \text{ cm}^2 = 1.976 \text{ varillas} = 2\text{varillas}$$

Es decir, 100cm/2 espacio= 25cm

- Por lo tanto, usar #5@25cm(intercaladas)

Este refuerzo está sujeto a revisión por fisuración

Refuerzo transversal

Concrete Beam Design Information (ACI 318-08/IBC2009)

Frame ID: 7
Design Code: ACI 318-08/IBC2009
Analysis Section: Losa Inferior
Design Section: Losa Inferior

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
Resistenc	23.54	2.442	2.819	0.083
Resistenc	29.06	3.5	2.819	0.083
Resistenc	34.58	4.774	2.819	0.083
Resistenc	40.1	6.064	2.819	0.083
Resistenc	45.63	6.349	2.819	0.083
Resistenc	51.15	6.521	2.819	0.083
Resistenc	56.67	7.528	5.516	0.083

Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Summary, Flex. Details, Shear Details

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel

Stylesheet: Default Table Format File

0.083 0.083 0.083 0. 0. 0. 0.083 0.083 0.083

Parar el refuerzo transversal o de corte lo que para la sección de losa superior de 25 cm la demanda de acero (0.083 cm²/m) utilizando varillas #5 tendríamos:

$$4.0\text{cm}^2 / 0.083 \text{ cm}^2/\text{m} = 48.193\text{cm}$$

Por lo tanto, usar #5@45cm (ambos petates)

Paredes

Se analiza la pared como si fuese una columna el acero mínimo sería:

$$A_{smin} = 1\% b h$$

Donde

1%= cuantía de acero mínimo en losas para acero Grado 60

b= 1m Ancho efectivo de análisis

h= 25cm Altura efectiva

$$A_{smin} = 0.001 \times 100cm \times 25cm = 25cm^2$$

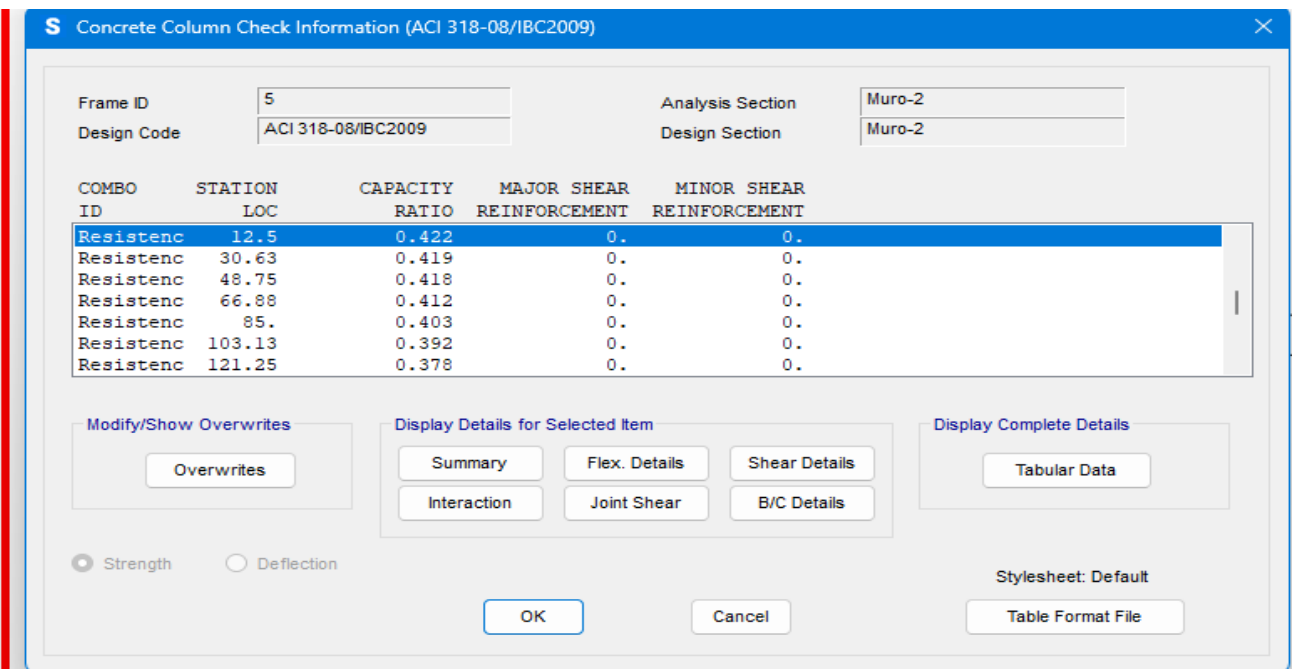
Utilizando varilla #5: $25cm^2 / 2.00 cm^2 = 12.5$ varillas = 14 varillas

Que se distribuirían en las dos caras

Es decir, $100cm / 6$ espacio = 16.6cm

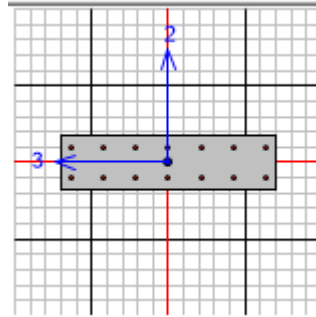
➤ **Por lo tanto, usar #5@15cm**

(28.)



COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
Resistenc	12.5	0.422	0.	0.
Resistenc	30.63	0.419	0.	0.
Resistenc	48.75	0.418	0.	0.
Resistenc	66.88	0.412	0.	0.
Resistenc	85.	0.403	0.	0.
Resistenc	103.13	0.392	0.	0.
Resistenc	121.25	0.378	0.	0.

Relación de capacidad de la sección y acero de refuerzo



ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, cm, C (Summary)

Element : 5 B=100. D=25. dc=5.064
 Section ID : Muro-2 E=253.456 fc=0.281 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : Resistencia L=170. Fy=4.218 fys=4.218
 Station Loc : 12.5 RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.7
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.422	2.944	13.32	457.827	13.32	6.695

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.001	1.	1.	145.
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	145.

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

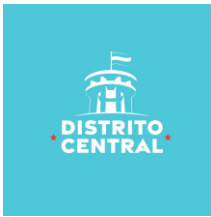
	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	0.	2.617	14.762	0.	0.
Minor Shear(V3)	0.	0.	17.574	0.	0.

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuTot	Shear phi*Vc	Joint Area
Major Shear(V2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A



Debido a que el cortante se V_u es bajo es espaciamiento máximo es $d/2 = 100/2 = 50\text{cm}$ o 45cm el menor de los 2 se optó por #4@35cm

CONCLUSION

Revisión ASmin

Siendo una alcantarilla fundida en sitio, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

Para Losas

a. $M_{cr} = 1.1f_r S = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2) (10,417 \text{ cm}^3) = 3.85 \text{ Ton-m}$

Siendo: 3

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(25)^2/6 = 10,417 \text{ cm}^3$$

b. $1.33M_u = 1.33M_u = 1.33(8.99 \text{ Ton-m}) = 11.96 \text{ Ton-m}$

El menor valor es de 3.85 Ton-m, $M_u = 8.99 \text{ Ton-m} > 3.85 \text{ Ton-m}$ valores con la cual se diseñaron.

Para Muros

a. $M_{cr} = 1.1f_r S = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2) (10,417 \text{ cm}^3) = 3.85 \text{ Ton-m}$

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 100(25)^2/6 = 10,417 \text{ cm}^3$$

b. $1.33M_u = 1.33M_u = 1.33(4.54 \text{ Ton-m}) = 6.04 \text{ Ton-m}$

El menor valor es de 3.85 Ton-m, $M_u = 4.54 \text{ Ton-m} > 3.85 \text{ Ton-m}$ valores con la cual se diseñaron.

Revisión Cortante

Cálculo del peralte efectivo por corte, d_v :

$$A_s = 1 \text{ var } 5/8" \text{ a } 0.25\text{m} = \frac{2\text{cm}^2}{0.25\text{m}} = 8\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{(8)(4,200)}{0.85(280)(100)} = 1.41\text{cm}$$

$$d_v = \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 0.72h$$

$$\geq 0.90d$$

$$d_v = 19.21 - 1.41/2 = 18.705\text{cm} \geq 0.72(25\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\geq 0.90(19.21\text{cm}) = 17.3\text{cm}$$

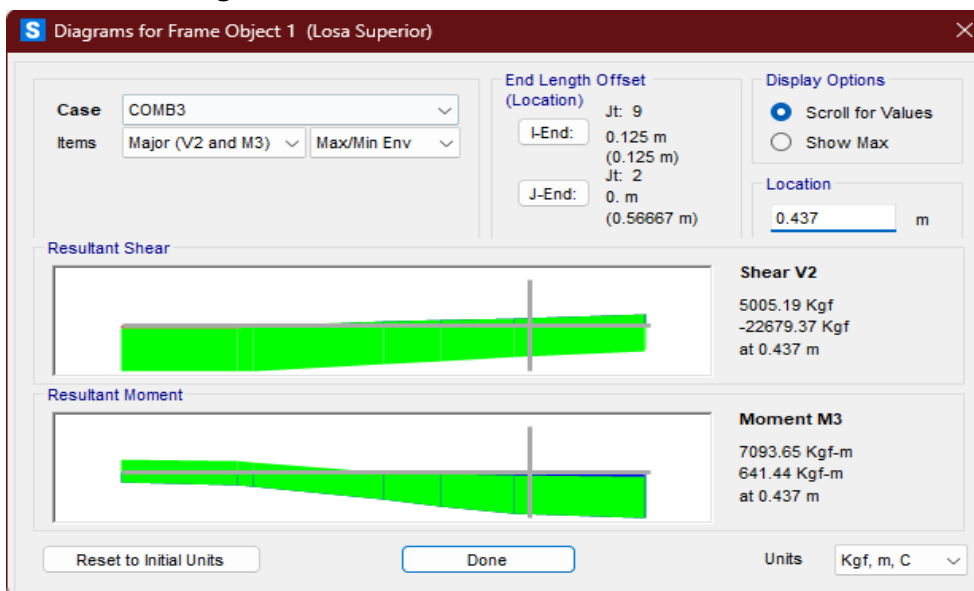
Por lo tanto, $d_v = 18.71\text{cm}$

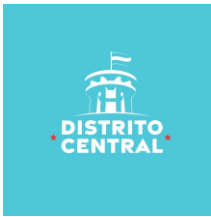
A una distancia d_v desde la intersección de la losa con el muro con cartela: $(0.1871 + 0.25 = 0.437\text{m})$, se diseña con longitud libre el cortante crítico es (combinación 3):

Para Losa

$$V_u = 22,676.65 \text{ kg}$$

$$M_u = 7,093.65 \text{ kg-m}$$





Para losas de alcantarilla tipo cajón debajo de 0.60m a más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left(0.568 \sqrt{f'_c} + 326.4 \frac{A_s}{b \cdot d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b \cdot d_e \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b \cdot d_e$$

Para alcantarillas tipo cajón de una sola celda:

$$V_c \geq 0.80 \sqrt{f'_c} b d_e$$

Donde $\frac{V_u d_e}{M_u} \leq 1.0$

Luego como $\frac{V_u d_e}{M_u} = \frac{(22,676.65 \text{ kg})(19.21 \text{ cm})}{709,365 \text{ kg-cm}} = 0.61 \leq 1.0$

$$V_c = \left[0.568 \sqrt{f'_c} + \frac{A_s}{b d_e} * \frac{V_u d_e}{d_e M_u} \right] b d_e \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b d_e$$

$$= \left[0.568 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} + 326.4 * \frac{8 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm})} * 0.61 \right] (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm}) \leq 1.06 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm})$$

$$= 19,850.90 \text{ kg} \leq 34,070 \text{ kg}$$

También como

$$V_c \geq 0.80 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm}) = 25,715.58 \text{ kg}$$

Luego $V_u = \Phi V_c = 0.90 (25,715.58 \text{ kg}) = 23,144.02 \text{ kg} > 22,676.65 \text{ kg}$

Para Muros

Cálculo del peralte efectivo por corte, d_v :

$$A_s = 1 \text{ var } 5/8" \text{ a } 0.15 \text{ m} = \frac{2 \text{ cm}^2}{0.25 \text{ m}} = 13.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(13.33)(4,200)}{0.85(280)(100)} = 2.35 \text{ cm}$$

$$d_v = \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 0.72h$$

$$\geq 0.90d$$

$$d_v = 19.21 - 2.35/2 = 18.035 \text{ cm} \geq 0.72(25 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

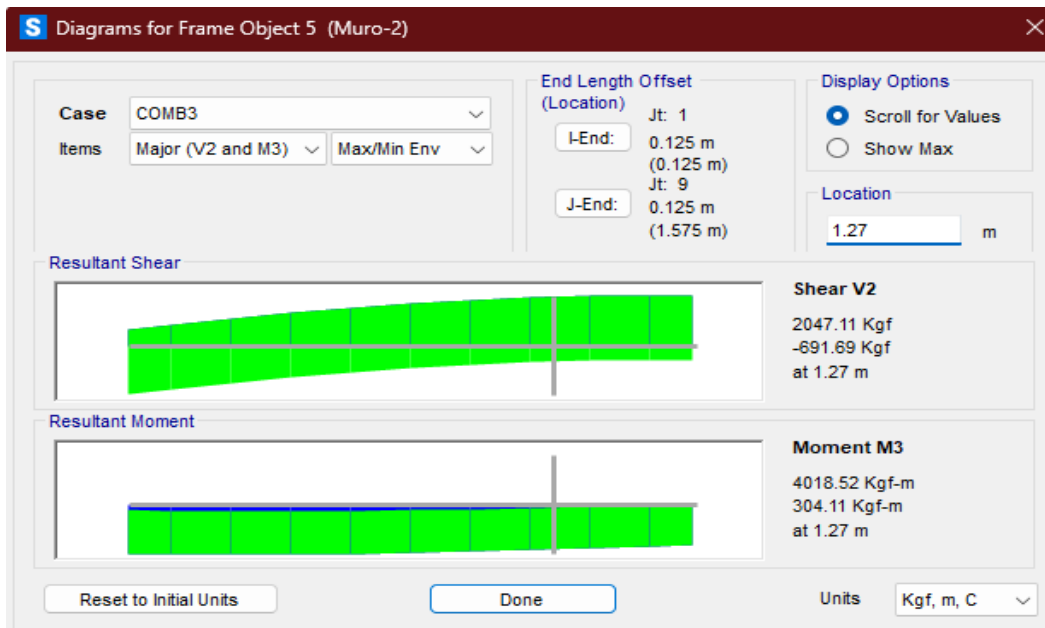
$$\geq 0.90(19.21 \text{ cm}) = 17.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $d_v = 18.00 \text{ cm}$

A una distancia d_v desde la intersección de la losa con el muro con cartela: $(0.18 + 0.25 = 0.43 \text{ m}$, se diseña con longitud libre) el cortante crítico es (combinación 3):

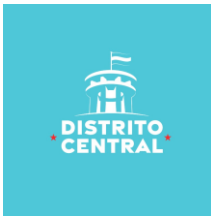
$$V_u = 2,047.11 \text{ kg}$$

$$M_u = 4,018.52 \text{ kg-m}$$



Para losas de alcantarilla tipo cajón debajo de 0.60m a más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left(0.568\sqrt{f'_c} + 326.4 \frac{A_s}{b \cdot d_e} \frac{V_u d_e}{M_u}\right) b \cdot d_e \leq 1.06\sqrt{f'_c} b \cdot d_e$$



Para alcantarillas tipo cajón de una sola celda:

$$V_c \geq 0.80 \sqrt{f'c} b d_e$$

Donde $\frac{V_u d_e}{M_u} \leq 1.0$

Luego como $\frac{V_u d_e}{M_u} = \frac{(2,047.11 \text{ kg})(19.21 \text{ cm})}{401,852 \text{ kg-cm}} = 0.098 \leq 1.0$

$$V_c = \left[0.568 \sqrt{f'c} + \frac{A_s}{b d_e} * \frac{V_u d_e}{d_e M_u} \right] b d_e \leq 1.06 \sqrt{f'c} b d_e$$

$$= \left[0.568 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} + 326.4 * \frac{13.33 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm})} * 0.098 \right] (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm}) \leq 1.06 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm})$$

$$= 18,684.45 \text{ kg} \leq 34,070 \text{ kg}$$

También como

$$V_c \geq 0.80 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm})(19.21 \text{ cm}) = 25,715.58 \text{ kg}$$

Luego $V_u = \phi V_c = 0.90 (25,715.58 \text{ kg}) = 23,144.02 \text{ kg} > 2,047.11 \text{ kg}$

Revisión Fisuración

Para el acero principal positivo

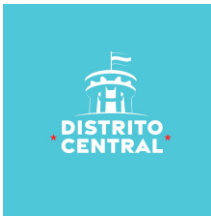
Momento actuante

Usando la sección agrietada, una franja de 0.25m de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio I:

$$M_s = 3.73 \text{ Ton-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.25m:

$$M_s = (3.73 \text{ Ton-m/m})(0.234 \text{ m}) = 0.873 \text{ T-m}$$



Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,300 \sqrt{f_c} = 15,300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,040,000 \text{ kg/cm}^2}{256,018 \text{ kg/cm}^2} = 8$$

$$d_c = \text{recub} + \frac{\phi}{2} = 5 + \frac{1.587}{2} = 5.79$$

Area de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relacion modular} \times \text{area de acero} = 8(2\text{cm}^2) = 16\text{cm}^2$$

Momento respecto del eje neutro para determinar y:

$$\frac{25y(y)}{2} = 16 (19.21 - y)$$

$$Y = 4.36 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo las cargas de servicio:

El brazo jd entre las cargas es:

$$j d = d - \frac{y}{3} = 19.21 - \frac{4.36}{3} = 17.76 \text{ cm}$$

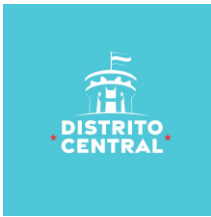
Luego el esfuerzo del acero es

$$f_{ss} = \frac{M_{ss}}{(j d) A_s} = \frac{87,300}{(17.76)(2)} \leq 0.6 F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

donde $2,457.77 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,520 \text{ kg/cm}^2$

Separación máxima:

$$S_{\max} = \frac{125,000 Y_e}{B_s f_{ss}} - 2d_c$$



$$B_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)} = 1 + \frac{5.79}{0.7(25-5.79)} = 1.43 \text{ cm}$$

Con $\gamma_e = 0.75$

$$S_{\max} = \frac{125,000 (0.75)}{1.43 (2,457.77)} - 2(5.79) = 15.09 < 25 \text{ cm}$$

Luego usar 1var#5@a15cm

Revisión por Carga Axial

En las paredes de la alcantarilla:

Carga axial actuante

En las paredes de la alcantarilla la carga axial actuante es (envolvente de carga axial):

$$P_u = 38,709.80 \text{ kg}$$

Carga axial resistente:

Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial.

En nuestro caso, con un factor de resistencia por compresión de 0.70.

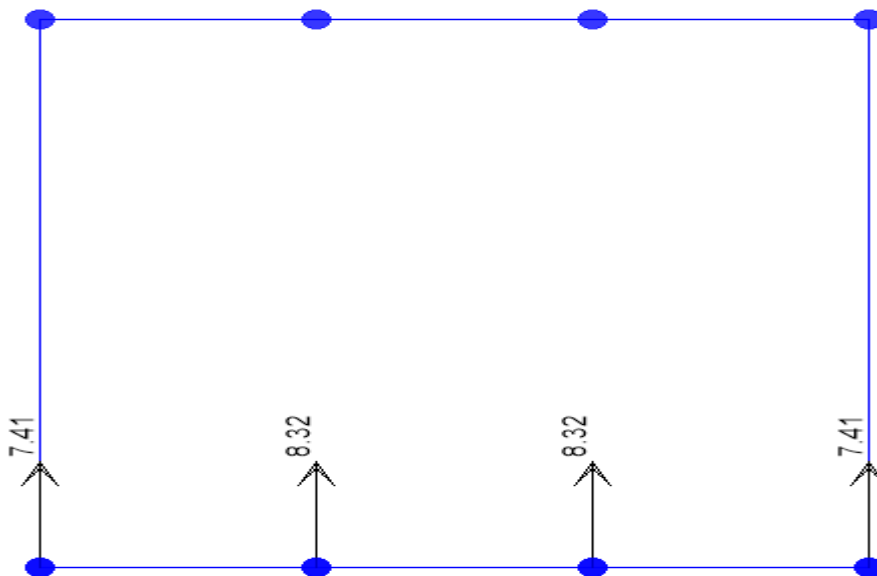
$$0.10 \phi f'c A_g = (0.10) (0.70) (280 \text{ kg/cm}^2) (100 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}) \\ = 49,000 \text{ kg}$$

Luego $P_u = 38,709.80 \text{ kg} < 49,000 \text{ kg}$ y se puede ignorar los efectos de carga axial.

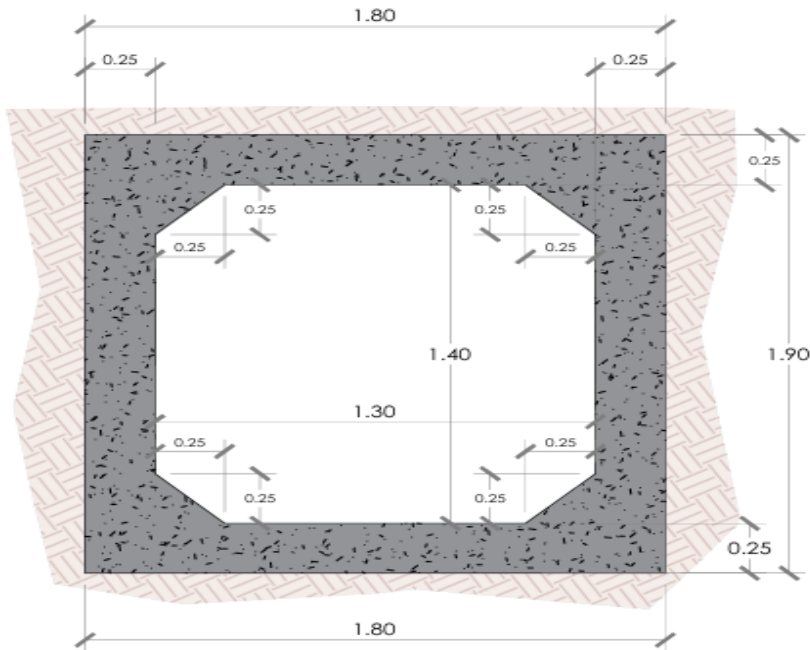
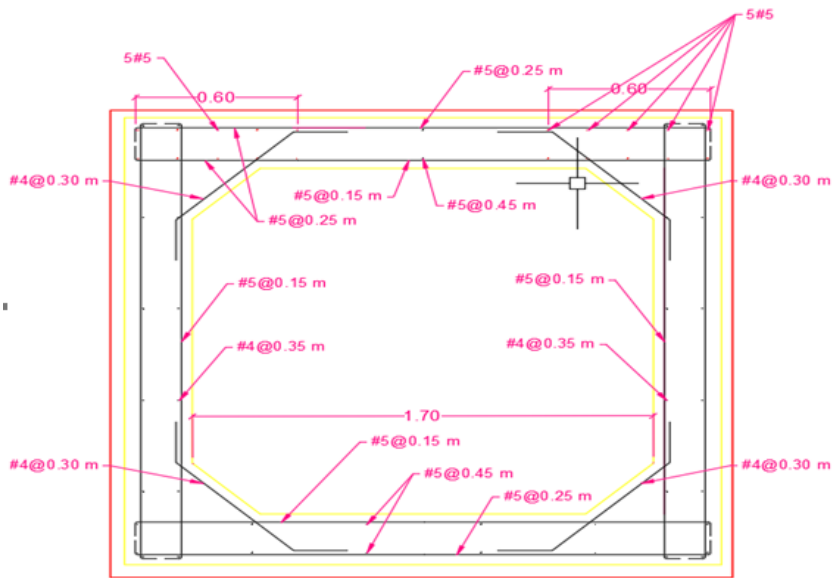
3.5 DISEÑO DE CIMENTACION

Según el informe de caracterización correspondiente a este proyecto, Debido a que se carece estudio geotécnico se establece una capacidad soportante correlacionada teórica de 2.00 kg/cm^2 (20.0ton/m^2), con la cual se estableció diseñar y con un factor de seguridad de 3 y se demuestra a continuación. Dicho factor es aplicado directamente en el software de diseño según el resultado dado por la envolvente de las combinaciones de servicio.

➤ Para la caja de $1.7 \times 1.7 \text{m}$



Se observa que las presiones máximas resultantes actuantes (en un área de $0.56 \text{m} \times 1 \text{m}$) se encuentran alrededor de 8.32 ton , por lo que las presiones actuantes no exceden las permisibles, lo cual se considera como satisfactorio.



4. CUNETAS.

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

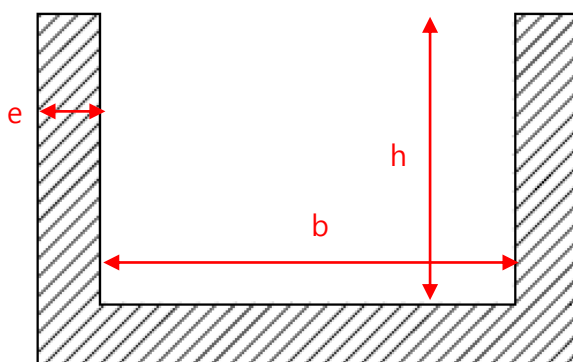


Figura – Detalle Típico de las Cunetas Propuestas

Tipo de Cuneta	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Cuneta D-E	30	30	25
Cuneta D-C, C-B	50	40	25
Cuneta B-G	60	40	25
Cuneta G-I, C-J	70	60	25
Cuneta E-J	100	0.60	25
Cuneta J-K	80	50	25
Cuneta K-L-M, M-O	60	120	30 (pared) 25 (losa)

Tabla – Dimensiones de las Cunetas Propuestas

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

Características Geomecánicas del Sitio

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

Se estableció diseñar con la capacidad de 2.00 kg/cm² (196kPa).

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

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	15.71 kN/m ³
Ángulo de fricción	35 grados

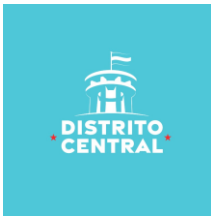
Tabla – Datos Mecánicos de Diseño

Modelado de Cunetas

De acuerdo a estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinó las varias dimensiones de cunetas (siendo las de dimensión de 0.60x1.20m, 1.00x0.60m y 0.60x0.40m las más críticas) que se requiere para el control de inundaciones. El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de dichas cunetas con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro de gravedad sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles y senderos peatonales. Se le aplicará una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta. El análisis se realizará utilizando una sección crítica antes mencionada, para asegurarnos que la cuantía de acero mínima cumpla para todas las secciones de cuneta menores a la indicada en este capítulo y requeridas en este proyecto.

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

- Empuje del suelo
- Empuje por el tráfico
- Empuje por el peso de la superficie de rodadura



- Presión causada por el agua fluyendo por el canal
- Cargas causadas por un posible terremoto

Características de los Materiales

Peso unitario	0.09 lb/in ³
Resistencia a la compresión del concreto	f'c= 210 kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo	fy= 4,200 kg/cm ²

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

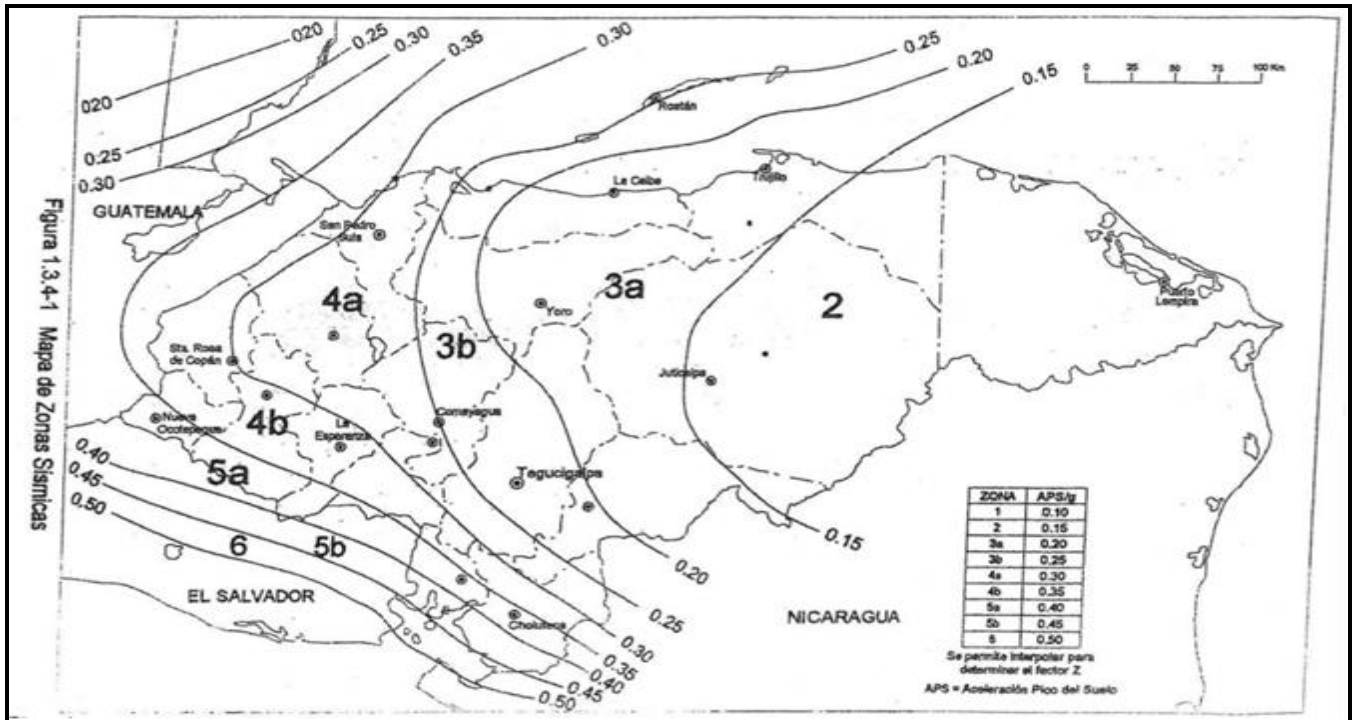


Figura: Mapa de zonas sísmicas

El análisis sísmico se realizó según la norma CHOC - 08, con el procedimiento de cargas laterales equivalentes. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros siguientes:

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

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

Donde $K_h = 2/3 A_g$

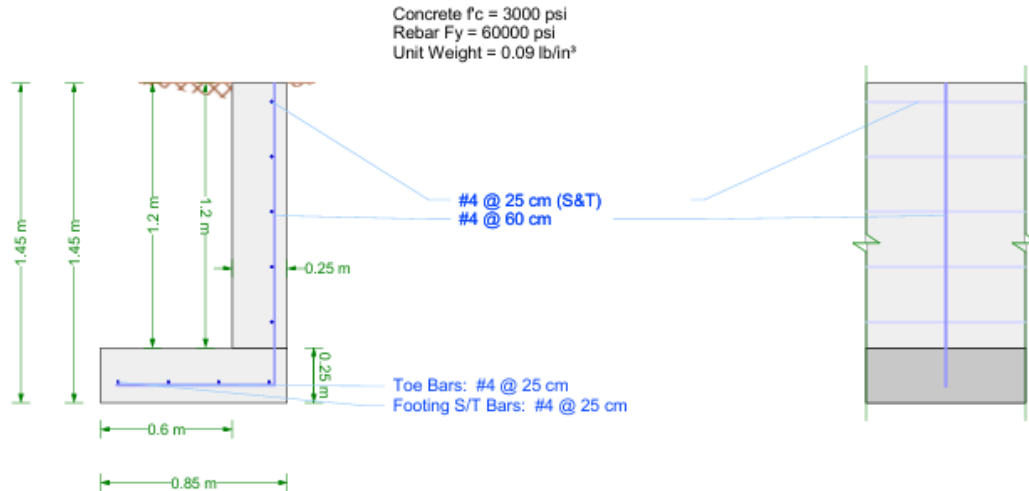
A_g = Aceleración Factor pico del Suelo

$$K_H = 2 \frac{A_g}{3} = 0.1125$$

Se utilizará $K_H = 0.15$ como dato crítico.

Geometría y Análisis (Cuneta 60cm x 120cm de Concreto)

Design Detail



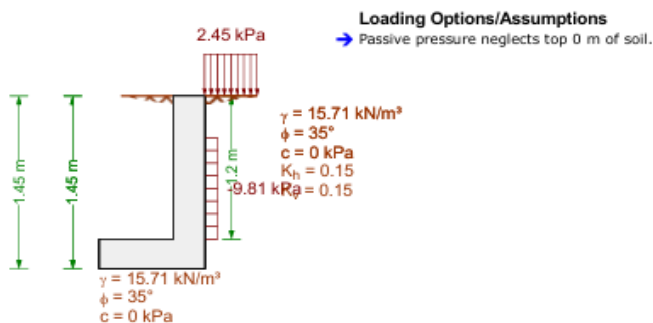
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
0.420	Overturning	3.57	1.50	1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0...
0.990	Bearing Pressure	196 kPa	194 kPa	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 1.0E
0.800	Bearing Eccentricity	0.34 m	0.42 m	1.0D + 1.0F + 1.0L + 0.6H
Toe Checks				
0.192	Shear	95.54 kN/m	18.33 kN/m	1.4D + 1.4F
0.223	Moment	31.24 kN-m/m	6.98 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.123	Min Strain	0.0324	0.0040	1.4D + 1.4F
0.000	Min Steel	13.11 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
0.877	Development	17.38 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
0.547	S&T Max Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F
0.872	S&T Min Rho	0.0021	0.0018	1.4D + 1.4F
Heel Checks				
0.000	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.4D + 1.4F
-0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.4D + 1.4F
Stem Checks				
0.458	Moment	15.24 kN-m/m	6.98 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.148	Shear	109.2 kN/m	16.19 kN/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.042	Max Steel	0.0942	0.0040	1.4D + 1.4F
0.000	Min Steel	0 cm ² /m	0 cm ² /m	1.4D + 1.4F
0.871	Base Development	17.5 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
0.969	Horz Bar Rho	0.0021	0.0020	1.4D + 1.4F
0.547	Horz Bar Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F

Criteria

Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/06 (Str)
Masonry Load Combs	MSJC 02/05 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restrained Against Sliding	Yes
Neglect Bearing At Heel	Yes
Use Vert. Comp. for OT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & OT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Soil Over Toe	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for OT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Extend Backfill Pressure To Key Bottom	No
Use Toe Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for OT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Has Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	196 kPa
Req'd Bearing Location	Over footing
Wall Friction Angle	35°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³

Loads

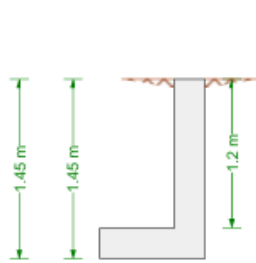


Load Combinations

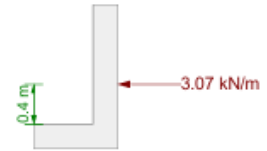
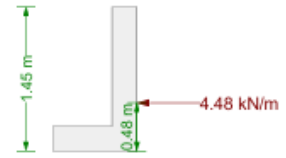
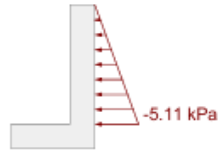
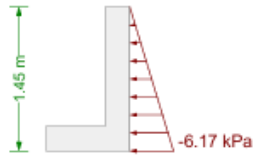
IBC 2003/06 (Str)

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

Backfill Pressure



$\gamma = 15.71 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 35^\circ$
 $c = 0 \text{ kPa}$



Lateral Earth Pressure

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 0.2710$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(1.45 \text{ m})(0.2710) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.2710} = 6.17 \text{ kPa}$$

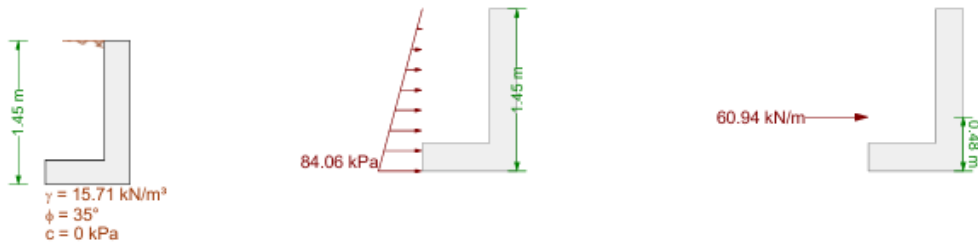
$$\alpha_p = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

Lateral Earth Pressure (stem only)

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(1.2 \text{ m})(0.2710) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.2710} = 5.11 \text{ kPa}$$

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

Passive Pressure



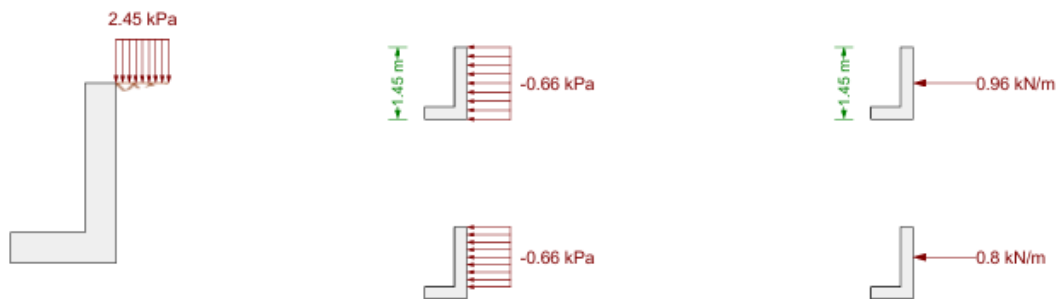
Lateral Earth Pressure

Rankine Passive Earth Pressure Theory

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 3.6902$$

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(1.45 \text{ m})(3.6902) + 2(0 \text{ kPa})\sqrt{3.6902} = 84.06 \text{ kPa}$$

Uniform Surcharge Pressure



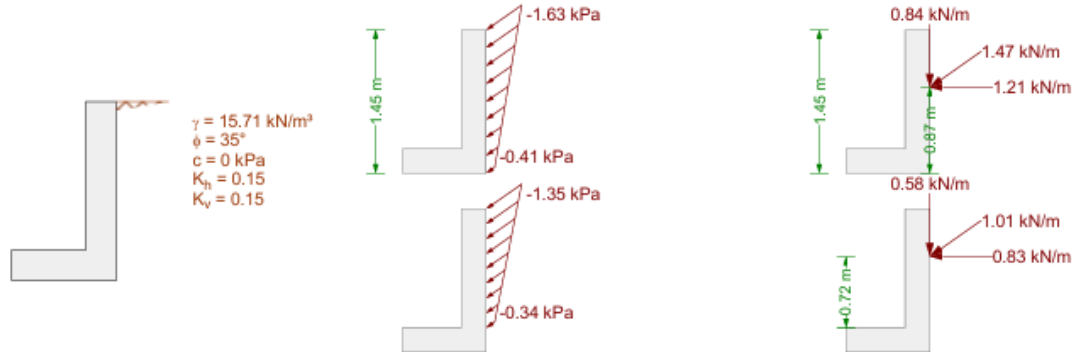
Lateral Surcharge Pressure

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 0.2710$$

$$\sigma_{sur} = K_a q = (0.2710)(2.45 \text{ kPa}) = 0.66 \text{ kPa}$$

Seismic Pressure



Seismic Pressure

Dynamic + static force (Mononobe - Okabe equation)

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

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ) - (10.01^\circ)]}{\cos[(10.01^\circ)] \sin^2[(90^\circ)] \sin[(90^\circ) - (10.01^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (10.01^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ) - (10.01^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}} \right]^2}$$

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

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v) = \frac{1}{2} (0.08 \text{ kN / m}) (15.71 \text{ kN / m}^3) (1.45 \text{ m})^2 [1 - (0.150)] = 6.45 \text{ kN / m}$$

Static - only force (Coulomb equation)

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ)]}{\sin^2[(90^\circ)] \sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}} \right]^2}$$

$$= 0.3011$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.3011) (15.71 \text{ kN / m}^3) (1.45 \text{ m})^2 = 4.97 \text{ kN / m}$$

Net dynamic force

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = (6.45 \text{ kN / m}) - (4.97 \text{ kN / m}) = 1.47 \text{ kN / m}$$

$$\alpha_p = 90^\circ - \beta + \delta = 90^\circ - (90^\circ) + (35^\circ) = 35^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

To arrive at the pressure distribution illustrated above (used to determine stem moments),

apply inverted triangular pressure plus a uniform portion to bring resultant to 0.6H

$$\sigma_{e_top} = \frac{8 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{8 (1.47 \text{ kN / m})}{5 (1.45 \text{ m})} = 1.63 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{e_bot} = \frac{2 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{2 (1.47 \text{ kN / m})}{5 (1.45 \text{ m})} = 0.41 \text{ kPa}$$

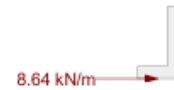
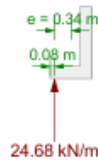
Manually Specified Lateral Stem Pressure



Wall/Soil Weights



Bearing Pressure



Friction

$$F = \mu R = (0.350)(24.68 \text{ kN / m}) = 8.64 \text{ kN / m}$$

Bearing Pressure Calculation

Contributing Forces

	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	-4.48 kN/m	0.48 m	486.3 ft-lb/ft
Uniform Surcharge Pressure	-0 kN/m	-	-0.96 kN/m	0.72 m	156.9 ft-lb/ft
Manual Lateral Pressure	-0 kN/m	-	-8.34 kN/m	0.67 m	1265 ft-lb/ft
Seismic Force	-0.84 kN/m	0.85 m	-1.21 kN/m	0.87 m	74.55 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	0 kN/m	-	-496.01 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-7.33 kN/m	0.73 m	0 kN/m	-	-1194.53 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-11.31 kN/m	0.3 m	0 kN/m	-	-762.83 ft-lb/ft
	-24.68 kN/m				-470.36 ft-lb/ft

$\frac{-470.36 \text{ ft-lb / ft}}{-24.68 \text{ kN / m}} = 0.08 \text{ m}$

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

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	2.69 kN/m	0.48 m	291.8 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.96 kN/m	0.72 m	156.9 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	8.34 kN/m	0.67 m	1265 ft-lb/ft
Seismic force	0 kN/m	0.87 m	0 ft-lb/ft
		Total:	1714 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	36.57 kN/m	0.48 m	3973 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-7.33 kN/m	0.73 m	1195 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-11.31 kN/m	0.3 m	762.8 ft-lb/ft
		Total:	6426 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{6426 \text{ ft-lb / ft}}{1714 \text{ ft-lb / ft}} = 3.749 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (187.4 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.34 m < 0.42 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	0.01 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	0.01 m

Stability Checks [1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0.525E]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	2.69 kN/m	0.48 m	291.8 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.72 kN/m	0.72 m	117.7 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	8.34 kN/m	0.67 m	1265 ft-lb/ft
Seismic force	0.63 kN/m	0.87 m	123.9 ft-lb/ft
		Total:	1799 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	36.57 kN/m	0.48 m	3973 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-7.33 kN/m	0.73 m	1195 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-11.31 kN/m	0.3 m	762.8 ft-lb/ft
		Total:	6426 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{6426 \text{ ft-lb / ft}}{1799 \text{ ft-lb / ft}} = 3.573 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (190.9 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.34 m < 0.42 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

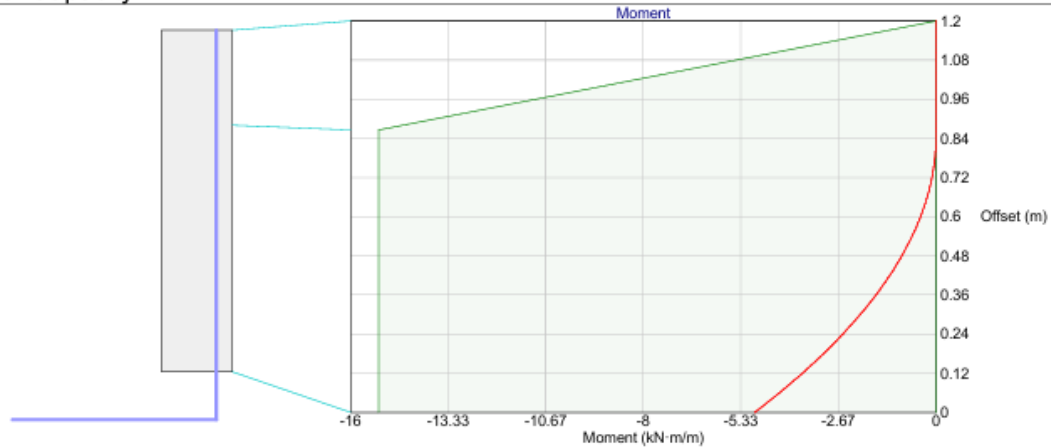
Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	0.01 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	0.01 m



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

<i>Overturning Check</i>				<i>Sliding Check</i>	
Overturning Moments				Check not performed; restrained against sliding.	
	Force	Distance	Moment		
Backfill pressure (horz)	4.48 kN/m	0.48 m	486.3 ft-lb/ft		
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.96 kN/m	0.72 m	156.9 ft-lb/ft		
Manual lateral pressure	8.34 kN/m	0.67 m	1265 ft-lb/ft		
Seismic force	1.21 kN/m	0.87 m	236 ft-lb/ft		
		Total:	2144 ft-lb/ft		
Resisting Moments					
	Force	Distance	Moment		
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft		
Passive pressure @ toe	60.94 kN/m	0.48 m	6622 ft-lb/ft		
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft		
Stem section 1 Weight	-7.33 kN/m	0.73 m	1195 ft-lb/ft		
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft		
Soil over toe Weight	-11.31 kN/m	0.3 m	762.8 ft-lb/ft		
		Total:	9075 ft-lb/ft		
F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{9075 \text{ ft-lb / ft}}{2144 \text{ ft-lb / ft}} = 4.232 > 1.50$ (OK)					
<i>Bearing Capacity Check</i>					
Bearing pressure < allowable (194 kPa < 196 kPa) - OK					
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.34 m < 0.42 m) - OK					
<i>Wall Top Displacement</i>					
(based on unfactored service loads)					
Deflection due to stem flexural displacement			0 m		
Deflection due to rotation from settlement			0.01 m		
Total deflection at top of wall (positive towards toe)			0.01 m		

Stem Flexural Capacity



Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 15.24 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0.87 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

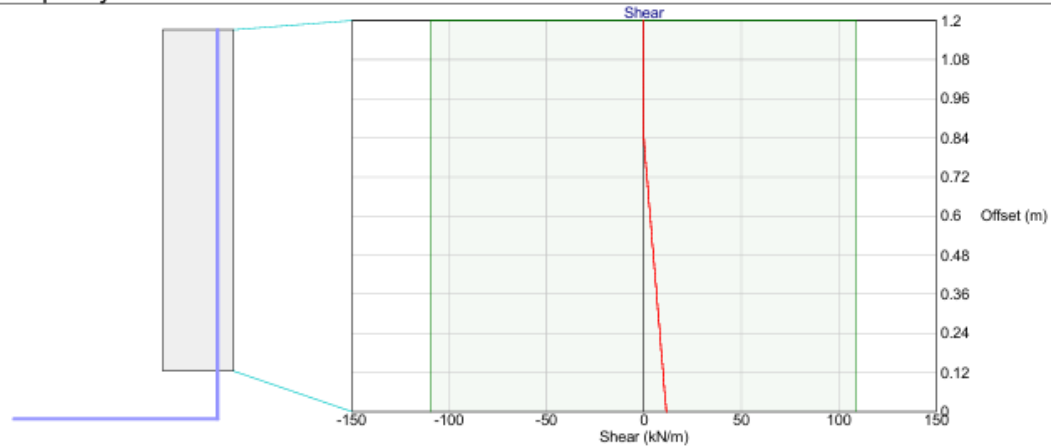
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 15.24 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 1.2 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0 \text{ m}) / 2] = 0 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 0 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (145.7 \text{ kN / m}) = 109.2 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 1.2 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (145.7 \text{ kN / m}) = 109.2 \text{ kN / m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Vertical bars stem section 1 (bottom end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

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

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

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

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

Vertical bars stem section 1 (top end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{bars are not horizontal})$$

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

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

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

$$s / 2 = (60 \text{ cm}) / 2 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{cover} + d_b / 2 = (50.8 \text{ mm}) + (12.7 \text{ mm}) / 2 = 57.15 \text{ mm}$$

$$c_b = 57.15 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

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

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(57.15 \text{ mm}) + (0.0)}{(12.7 \text{ mm})} = 4.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{F'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi}) (1.0) (1.0) (0.80) (1.0)}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} \frac{1}{2.5} \right] (12.7 \text{ mm}) = 33.39 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 10.9 \text{ kN-m/m} \geq M_{stem} = 4.96 \text{ kN-m/m}$$

$$M_U = 4.96 \text{ kN-m/m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN-m/m} \geq M_U = 4.96 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN/m} \geq V_u = 18.33 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN-m/m} \geq (4/3)M_U = [4/3](4.96 \text{ kN-m/m}) = 6.62 \text{ kN-m/m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$\rho_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2/\text{m})}{(0.25 \text{ m})(25 \text{ cm})} = 0.0021$$

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

$$\rho_{ST_min} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_prov} = 0.0021 \geq \rho_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

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

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_U}{\phi M_n} = \frac{(4.96 \text{ kN-m/m})}{(31.24 \text{ kN-m/m})} = 0.1588 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

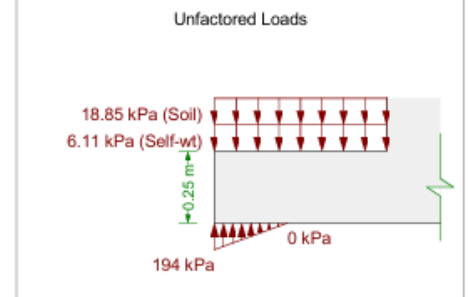
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.1588) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 3.09 \text{ cm}$

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

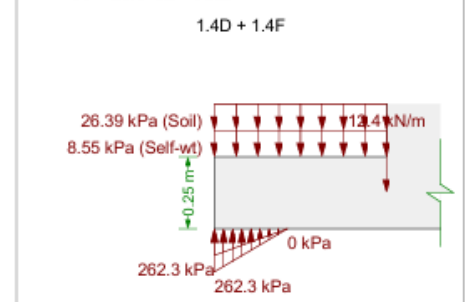
6 inch minimum controls

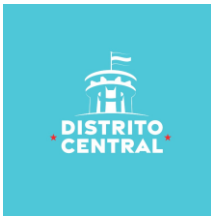
$$l_{dh_prov} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads





Heel Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 4.96 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

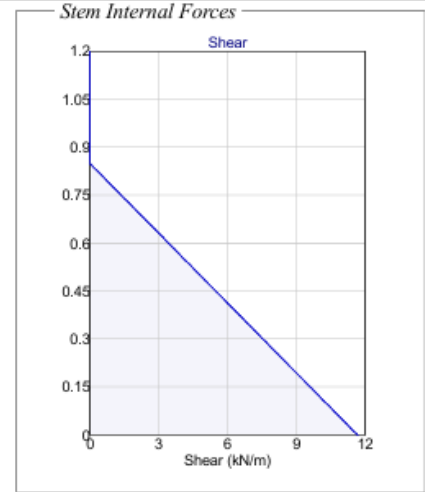
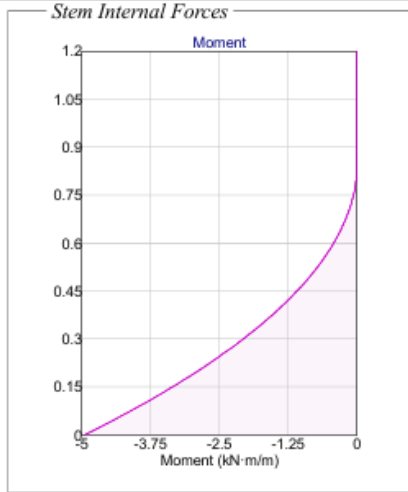
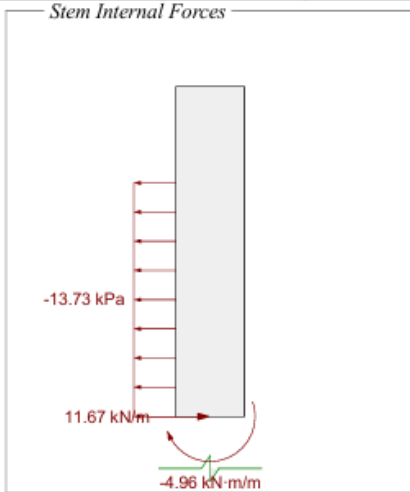
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

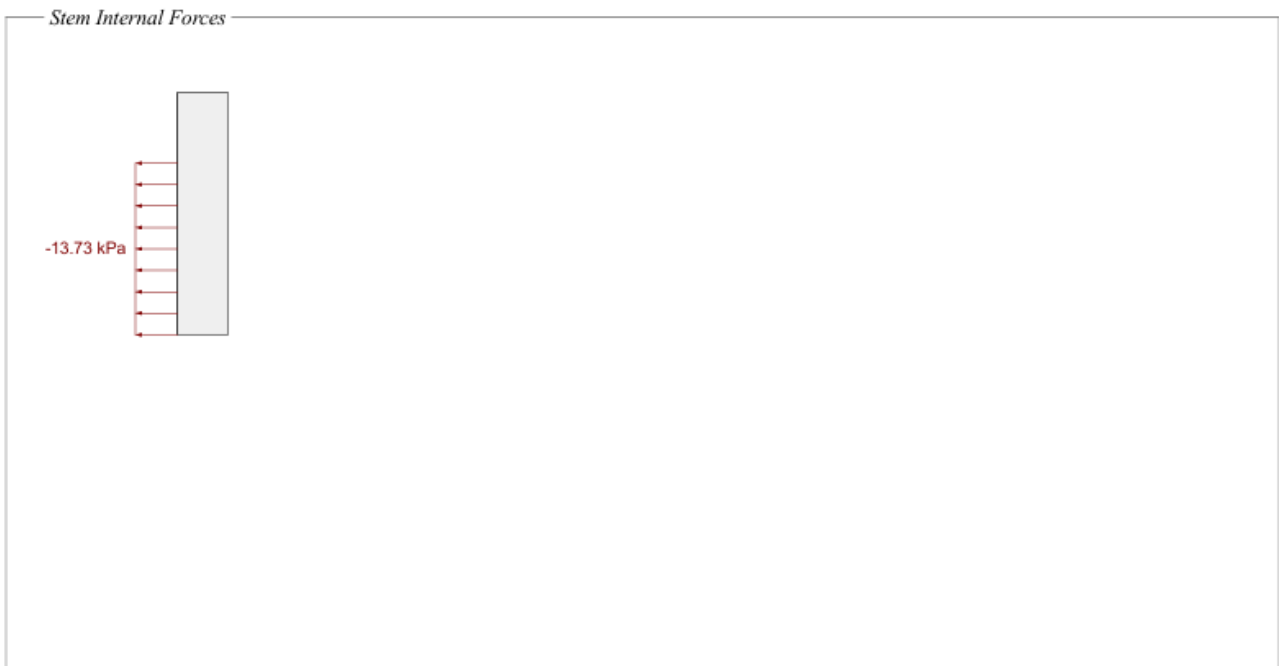
1.4D + 1.4F

Stem Forces [1.4D + 1.4F]

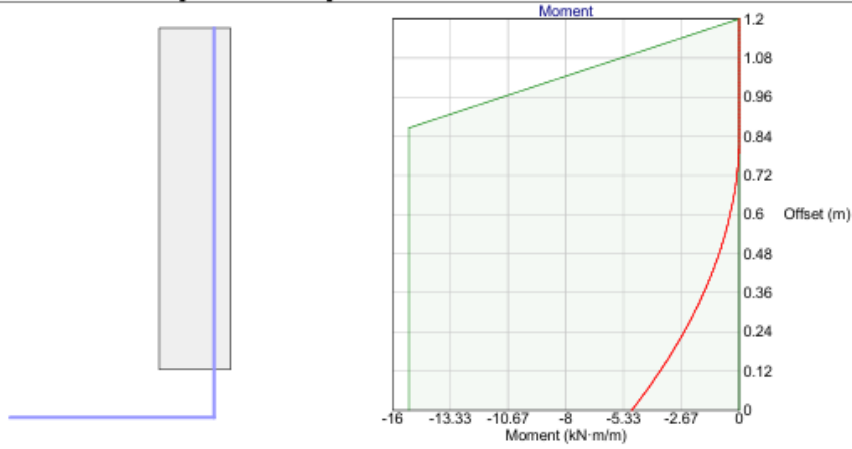


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	11.67 kN/m
@ joint 1.2 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.5 m from stem base	0 kN/m
@ joint 5.5 m from stem base	0 kN/m



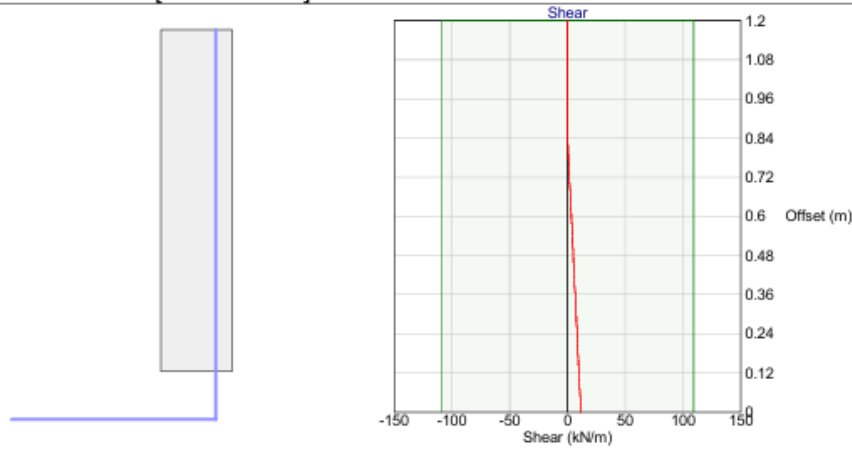
Stem Moment Checks [1.4D + 1.4F]



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 15.24 \text{ kN-m/m} \geq M_u = 4.96 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.4D + 1.4F]



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN/m} \geq V_u = 11.67 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.4D + 1.4F]

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](4.96 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 6.62 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 1.2 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0942$$

$$e_t = 0.0942 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 1.2 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0942$$

$$e_t = 0.0942 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 l_{wall} = 3 (0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(4.96 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.3256 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.3256) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 6.34 \text{ cm}$$

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

6 inch minimum controls

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

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:

$$M_{toe} = 9.34 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 15.71 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 9.31 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$\rho_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m})(25 \text{ cm})} = 0.0021$$

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

$$\rho_{ST_min} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_prov} = 0.0021 \geq \rho_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

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

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.2234 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

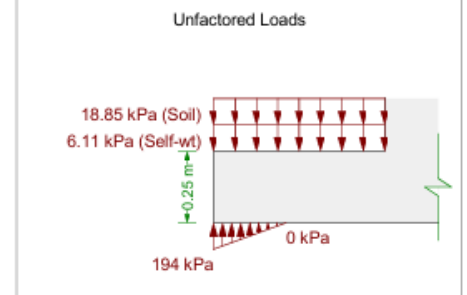
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.2234) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 4.35 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 101.6 \text{ mm} \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

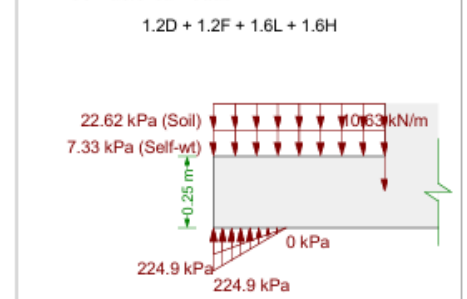
6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads





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

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

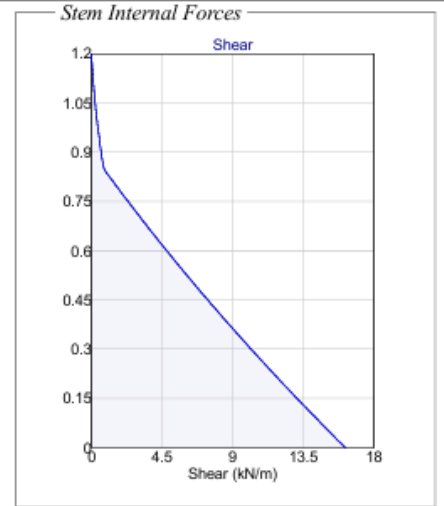
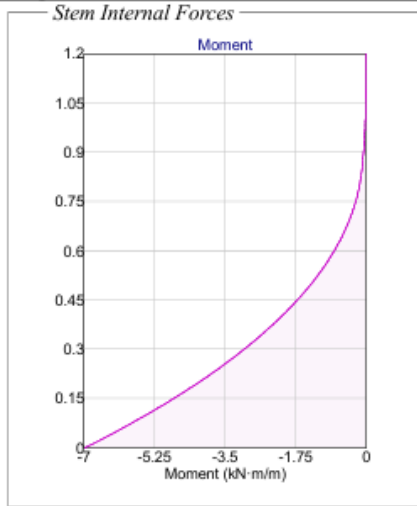
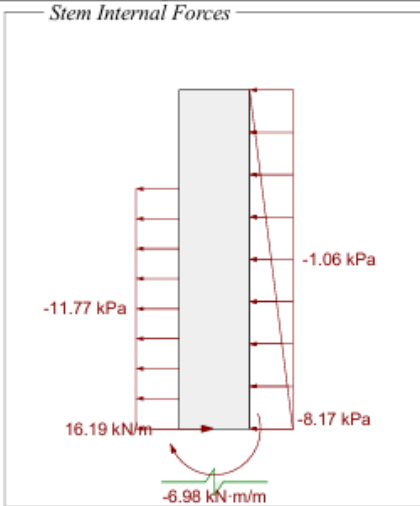
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

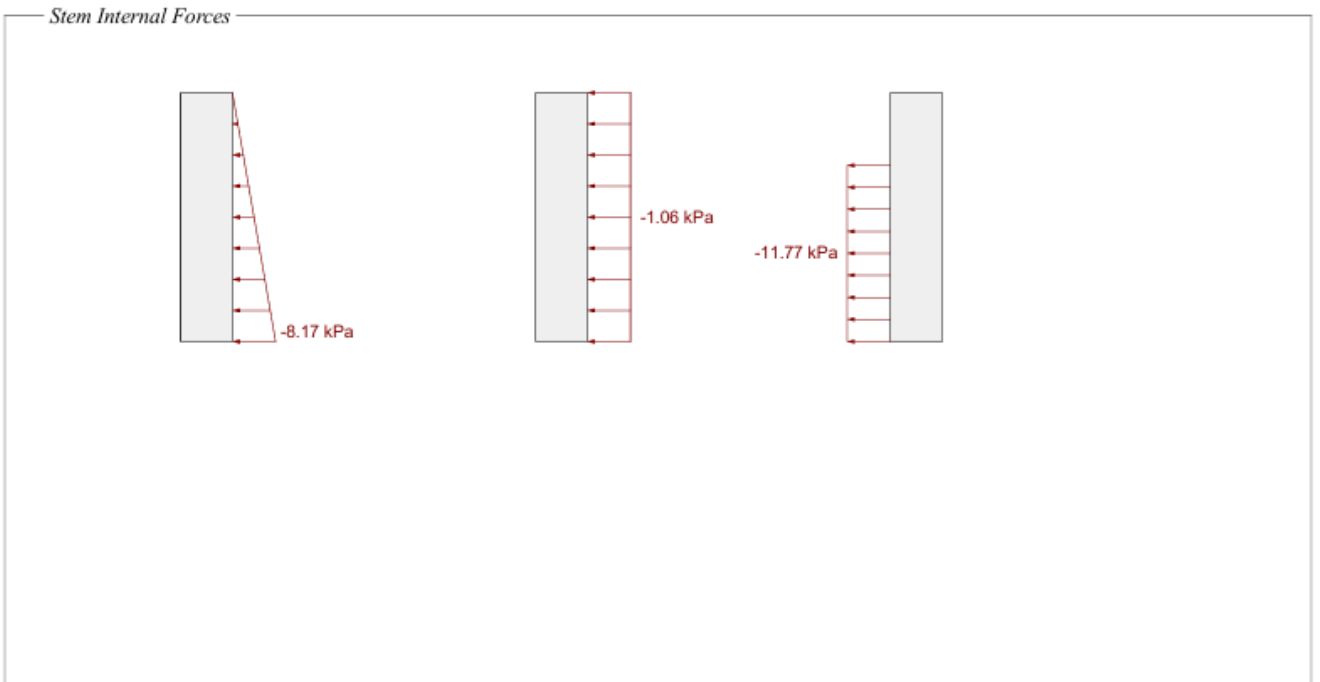
1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H

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

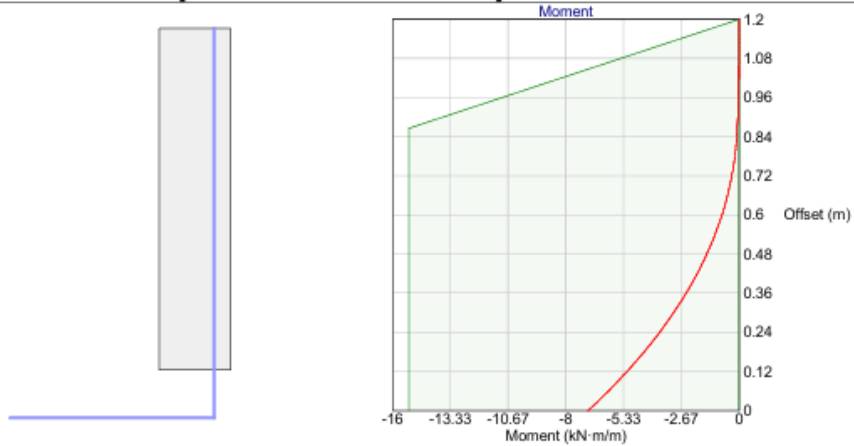


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	16.19 kN/m
@ joint 1.2 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.5 m from stem base	0 kN/m
@ joint 5.5 m from stem base	0 kN/m



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



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

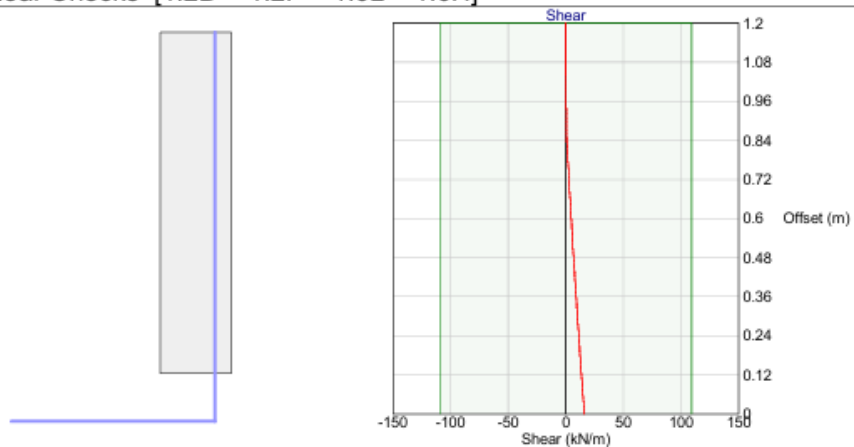
Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.87 m from base

$$\phi M_n = 15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.11 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.87 m from base

$$\phi M_n = 14.94 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.1 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

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



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 16.19 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 9.31 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 1.2 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85(3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0942$$

$$e_t = 0.0942 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 1.2 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(2.15 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85(3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0942$$

$$e_t = 0.0942 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 l_{wall} = 3(0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(6.98 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(15.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.4580 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.4580) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 8.92 \text{ cm}$

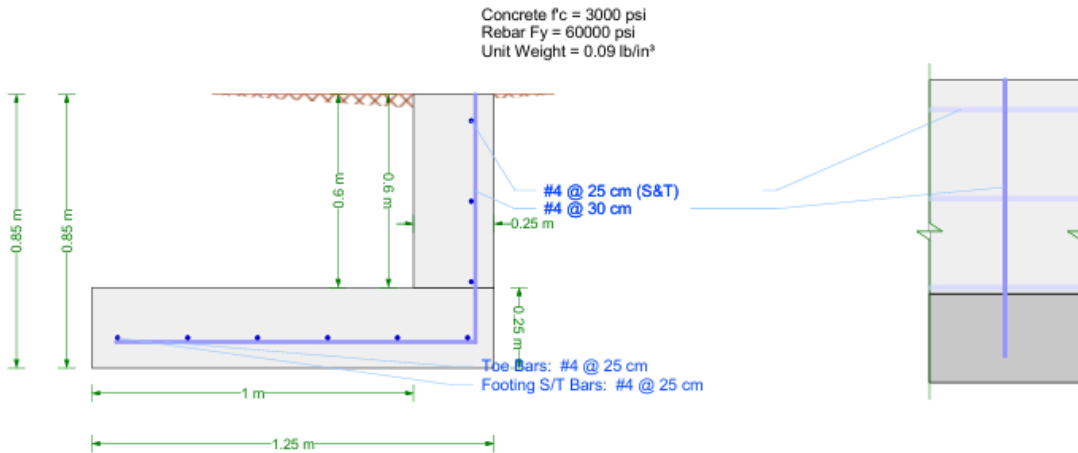
$$8 d_b = 8(12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

6 inch minimum controls

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

Geometría y Análisis (Cuneta 100cm x 60cm Concreto)

Design Detail



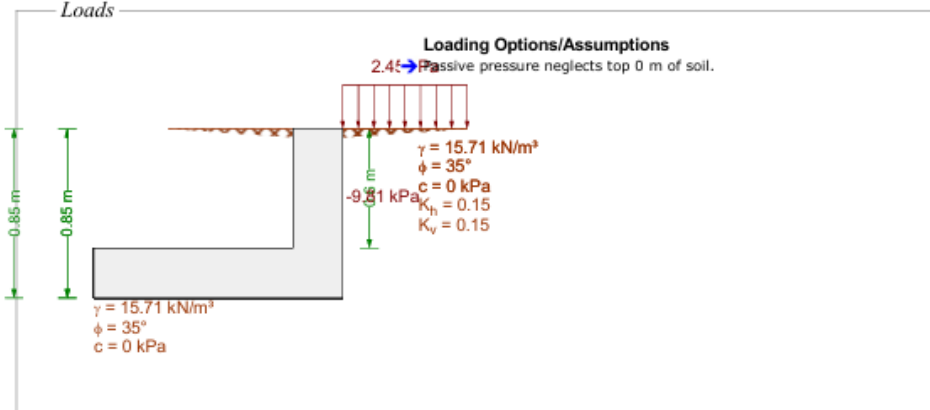
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
--- Stability Checks ---				
✓ 0.276	Overturning	5.44	1.50	1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0...
✓ 0.138	Bearing Pressure	196 kPa	27 kPa	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.202	Bearing Eccentricity	0.13 m	0.63 m	1.0D + 1.0F + 1.0L + 0.6H
--- Toe Checks ---				
✓ 0.054	Shear	95.54 kN/m	5.14 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ 0.065	Moment	31.24 kN-m/m	2.03 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.123	Min Strain	0.0324	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	13.11 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
✓ 0.877	Development	17.38 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
✓ 0.547	S&T Max Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F
✓ 0.872	S&T Min Rho	0.0021	0.0018	1.4D + 1.4F
--- Heel Checks ---				
✓ 0.000	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.4D + 1.4F
✓ -0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.4D + 1.4F
--- Stem Checks ---				
✓ 0.067	Moment	30.07 kN-m/m	2.03 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.073	Shear	109.2 kN/m	7.98 kN/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
✓ 0.088	Max Steel	0.0456	0.0040	1.4D + 1.4F
✓ 0.000	Min Steel	0 cm ² /m	0 cm ² /m	1.4D + 1.4F
✓ 0.871	Base Development	17.5 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
✓ 0.969	Horz Bar Rho	0.0021	0.0020	1.4D + 1.4F
✓ 0.547	Horz Bar Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F

Criteria

Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/06 (Str)
Masonry Load Combs	MSJC 02/05 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restrained Against Sliding	Yes
Neglect Bearing At Heel	Yes
Use Vert. Comp. for OT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & OT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Soil Over Toe	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for OT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Extend Backfill Pressure To Key Bottom	No
Use Toe Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for OT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Has Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	196 kPa
Req'd Bearing Location	Over footing
Wall Friction Angle	35°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³

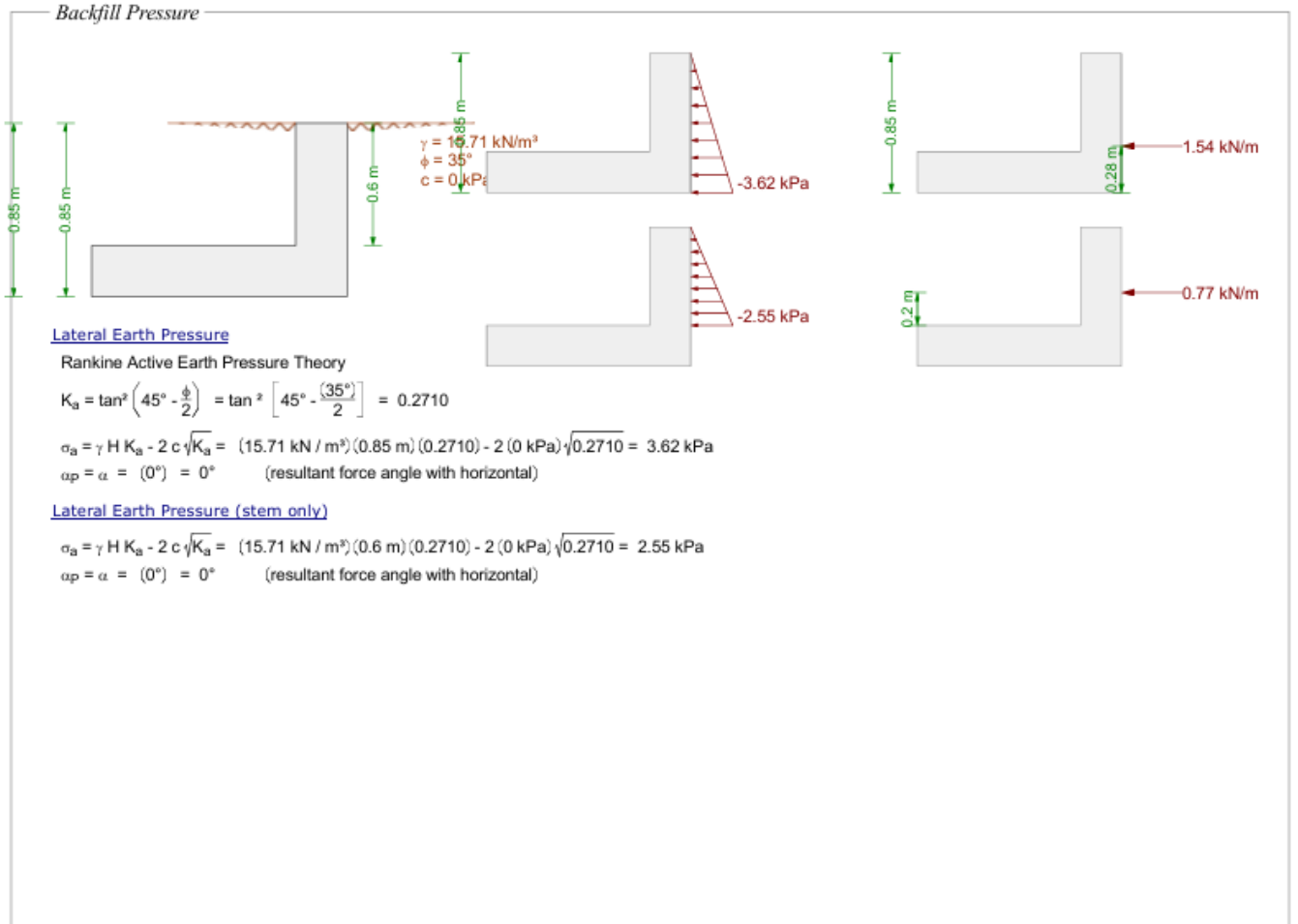
Loads



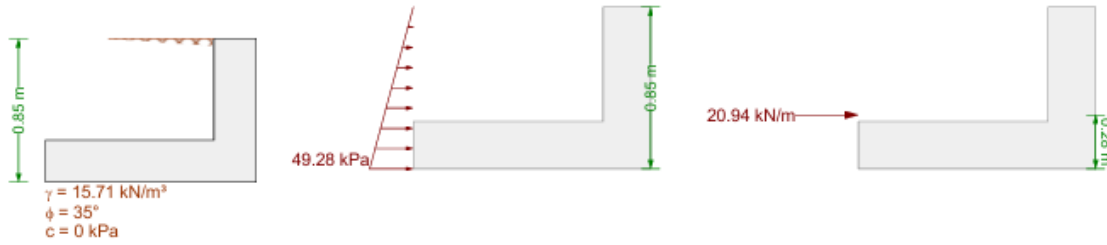
Load Combinations

IBC 2003/06 (Str)

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



Passive Pressure



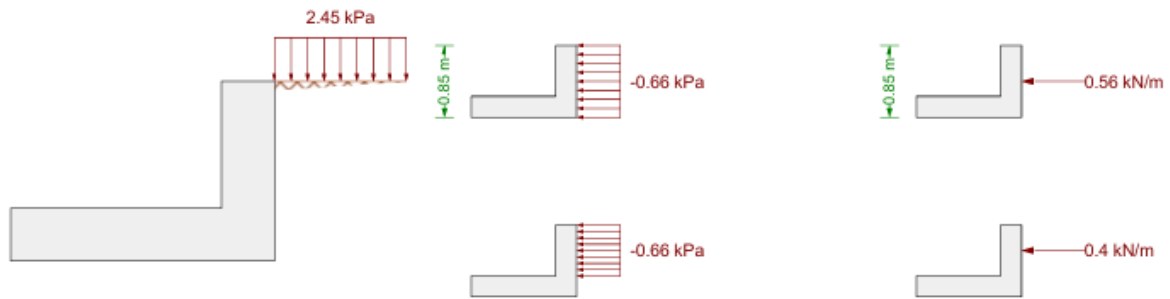
Lateral Earth Pressure

Rankine Passive Earth Pressure Theory

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 3.6902$$

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(0.85 \text{ m})(3.6902) + 2(0 \text{ kPa})\sqrt{3.6902} = 49.28 \text{ kPa}$$

Uniform Surcharge Pressure



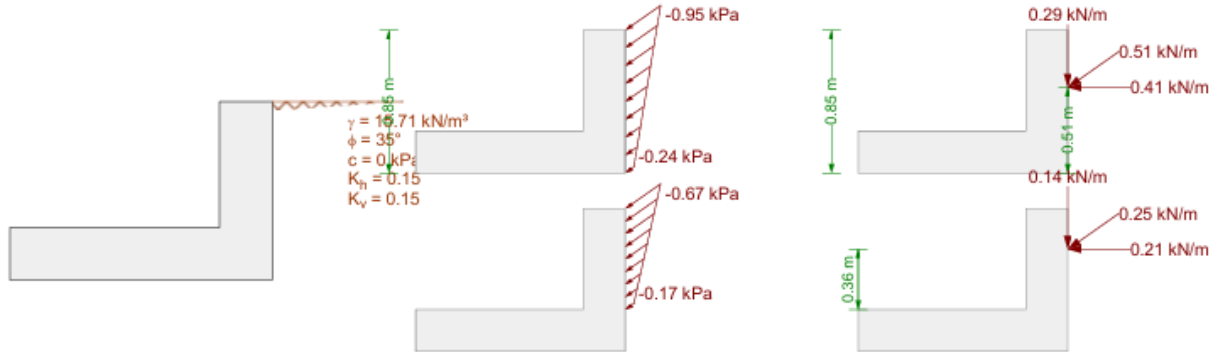
Lateral Surcharge Pressure

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 0.2710$$

$$\sigma_{sur} = K_a q = (0.2710)(2.45 \text{ kPa}) = 0.66 \text{ kPa}$$

Seismic Pressure



Seismic Pressure

Dynamic + static force (Mononobe - Okabe equation)

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

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ) - (10.01^\circ)]}{\cos[(10.01^\circ)] \sin^2[(90^\circ)] \sin[(90^\circ) - (10.01^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (10.01^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ) - (10.01^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}}\right]^2}$$

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

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v) = \frac{1}{2} (0.08 \text{ kN/m}) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.85 \text{ m})^2 [1 - (0.150)] = 2.22 \text{ kN/m}$$

Static - only force (Coulomb equation)

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ)]}{\sin^2[(90^\circ)] \sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}}\right]^2}$$

$$= 0.3011$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.3011) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.85 \text{ m})^2 = 1.71 \text{ kN/m}$$

Net dynamic force

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = (2.22 \text{ kN/m}) - (1.71 \text{ kN/m}) = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$\alpha_p = 90^\circ - \beta + \delta = 90^\circ - (90^\circ) + (35^\circ) = 35^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

To arrive at the pressure distribution illustrated above (used to determine stem moments),

apply inverted triangular pressure plus a uniform portion to bring resultant to 0.6H

$$\sigma_{e_top} = \frac{8 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{8 (0.51 \text{ kN/m})}{5 (0.85 \text{ m})} = 0.95 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{e_bot} = \frac{2 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{2 (0.51 \text{ kN/m})}{5 (0.85 \text{ m})} = 0.24 \text{ kPa}$$

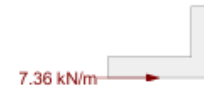
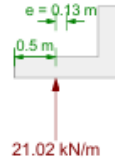
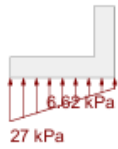
Manually Specified Lateral Stem Pressure



Wall/Soil Weights



Bearing Pressure



Friction

$$F = \mu R = (0.350)(21.02 \text{ kN / m}) = 7.36 \text{ kN / m}$$

Bearing Pressure Calculation

Contributing Forces

	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	-1.54 kN/m	0.28 m	97.96 ft-lb/ft
Uniform Surcharge Pressure	-0 kN/m	-	-0.56 kN/m	0.42 m	53.92 ft-lb/ft
Manual Lateral Pressure	-0 kN/m	-	-5.1 kN/m	0.51 m	584.8 ft-lb/ft
Seismic Force	-0.29 kN/m	1.25 m	-0.41 kN/m	0.51 m	-34.05 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.63 kN/m	0.63 m	0 kN/m	-	-1072.68 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-3.66 kN/m	1.13 m	0 kN/m	-	-926.79 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	-0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-9.43 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-1059.48 ft-lb/ft
	-21.02 kN/m				-2356.28 ft-lb/ft

$$\frac{-2356.28 \text{ ft-lb / ft}}{-21.02 \text{ kN / m}} = 0.5 \text{ m}$$

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

Overtuning Check

Overtuning Moments

	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.92 kN/m	0.28 m	58.77 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.56 kN/m	0.42 m	53.92 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	5.1 kN/m	0.51 m	584.8 ft-lb/ft
Seismic force	0 kN/m	0.51 m	0 ft-lb/ft
			Total: 697.5 ft-lb/ft

Resisting Moments

	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	12.57 kN/m	0.28 m	800.3 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.63 kN/m	0.63 m	1073 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-3.66 kN/m	1.13 m	926.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-9.43 kN/m	0.5 m	1059 ft-lb/ft
			Total: 3859 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{3859 \text{ ft-lb / ft}}{697.5 \text{ ft-lb / ft}} = 5.533 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (26.63 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.63 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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

Stability Checks [1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0.525E]

Overtuning Check

Overtuning Moments

	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.92 kN/m	0.28 m	58.77 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.42 kN/m	0.42 m	40.44 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	5.1 kN/m	0.51 m	584.8 ft-lb/ft
Seismic force	0.22 kN/m	0.51 m	24.96 ft-lb/ft
			Total: 709 ft-lb/ft

Resisting Moments

	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	12.57 kN/m	0.28 m	800.3 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.63 kN/m	0.63 m	1073 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-3.66 kN/m	1.13 m	926.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-9.43 kN/m	0.5 m	1059 ft-lb/ft
			Total: 3859 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{3859 \text{ ft-lb / ft}}{709 \text{ ft-lb / ft}} = 5.443 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (26.82 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.63 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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



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

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	1.54 kN/m	0.28 m	97.96 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.56 kN/m	0.42 m	53.92 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	5.1 kN/m	0.51 m	584.8 ft-lb/ft
Seismic force	0.41 kN/m	0.51 m	47.54 ft-lb/ft
		Total:	784.3 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	20.94 kN/m	0.28 m	1334 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.63 kN/m	0.63 m	1073 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-3.66 kN/m	1.13 m	926.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.25 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-9.43 kN/m	0.5 m	1059 ft-lb/ft
		Total:	4393 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{4393 \text{ ft-lb/ft}}{784.3 \text{ ft-lb/ft}} = 5.601 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

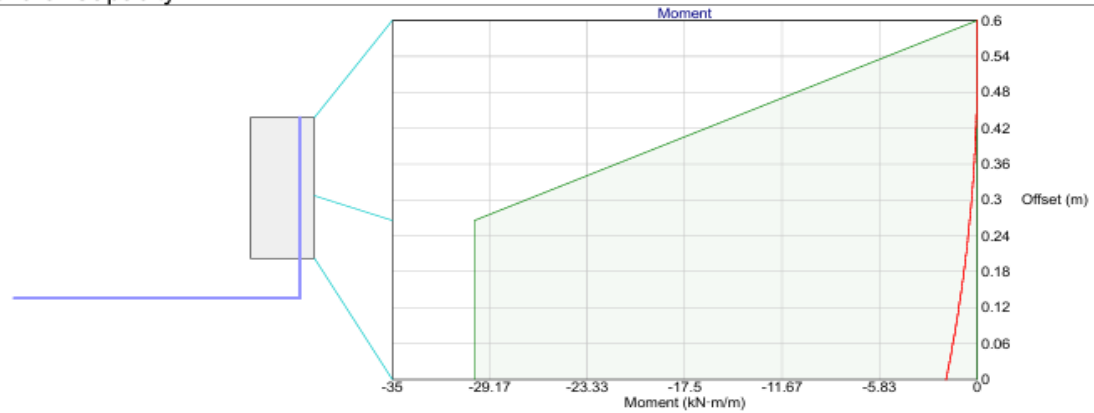
Bearing pressure < allowable (27 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.63 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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

Stem Flexural Capacity



Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 30.07 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0.27 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

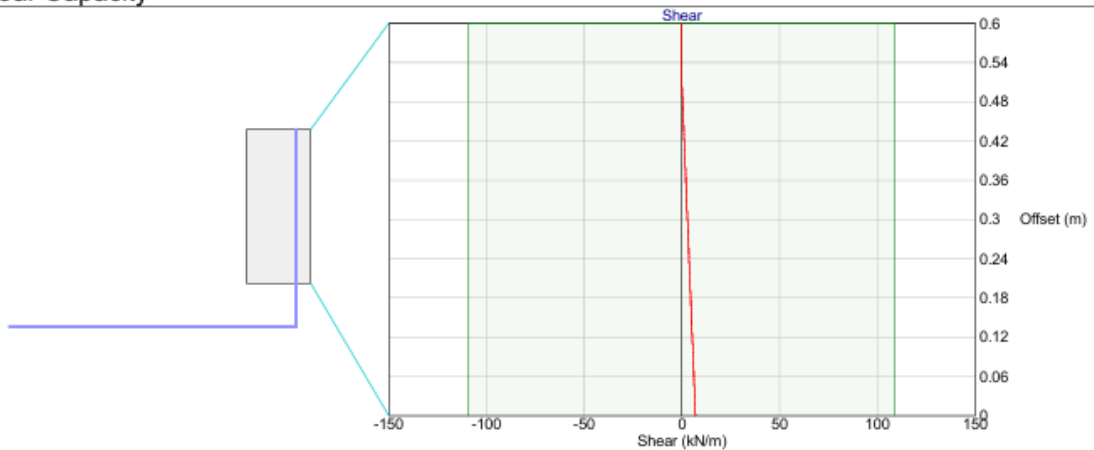
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 30.07 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0.6 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (0 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0 \text{ m}) / 2] = 0 \text{ kN-m} / \text{m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 0 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (145.7 \text{ kN} / \text{m}) = 109.2 \text{ kN} / \text{m}$$

Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 0.6 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (145.7 \text{ kN} / \text{m}) = 109.2 \text{ kN} / \text{m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Vertical bars stem section 1 (bottom end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

$$\begin{aligned} \beta &= 1.0 && \text{(uncoated hooked bars)} \\ \lambda &= 1.0 && \text{(normal weight concrete)} \\ l_{dh} &= 0.02 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{F'_c}} d_b = 0.02 (1.0)(1.0) \frac{(60000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} (12.7 \text{ mm}) = 27.82 \text{ cm} \\ 8 d_b &= 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 && \text{(minimum limit, does not control)} \end{aligned}$$

Vertical bars stem section 1 (top end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.0 && \text{(bars are not horizontal)} \\ \beta &= 1.0 && \text{(bar not epoxy coated)} \\ \gamma &= 0.80 && \text{(bars are #6 or smaller)} \\ \lambda &= 1.0 && \text{(normal weight concrete)} \\ s / 2 &= (30 \text{ cm}) / 2 = 15 \text{ cm} \\ \text{cover} + d_b / 2 &= (50.8 \text{ mm}) + (12.7 \text{ mm}) / 2 = 57.15 \text{ mm} \\ c_b &= 57.15 \text{ mm} && \text{(lesser of half spacing, ctr to surface)} \\ K_{tr} &= 0.0 && \text{(no transverse reinforcement)} \\ \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} &= \frac{(57.15 \text{ mm}) + (0.0)}{(12.7 \text{ mm})} = 4.50 \\ l_d &= \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{F'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)(1.0)}{2.5} \right] (12.7 \text{ mm}) = 33.39 \text{ cm} \end{aligned}$$

Toe Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{toe} = 4.01 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 5.14 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 2.48 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$\rho_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m})(25 \text{ cm})} = 0.0021$$

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

$$\rho_{ST_min} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_prov} = 0.0021 \geq \rho_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

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

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0594 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

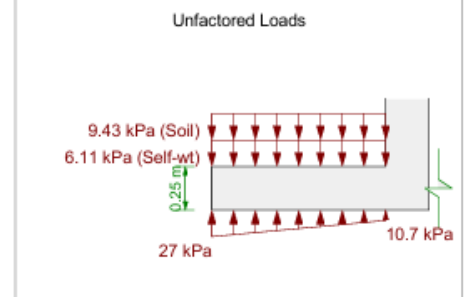
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0594) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 1.16 \text{ cm}$

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

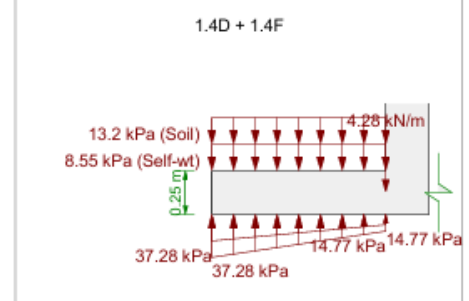
6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads





Heel Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

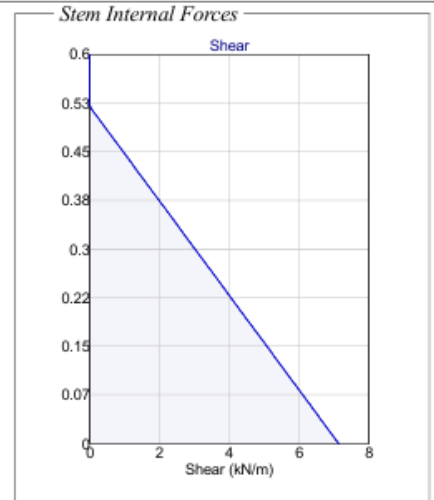
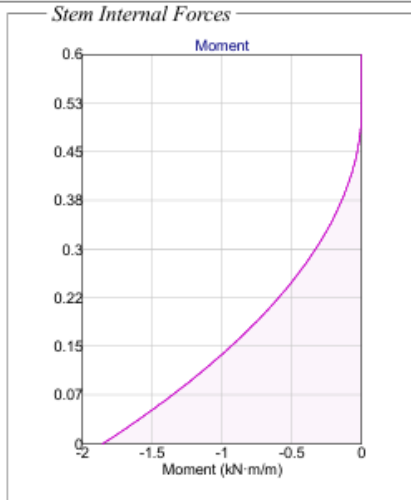
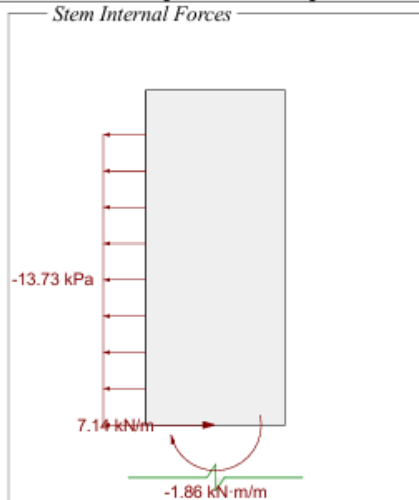
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

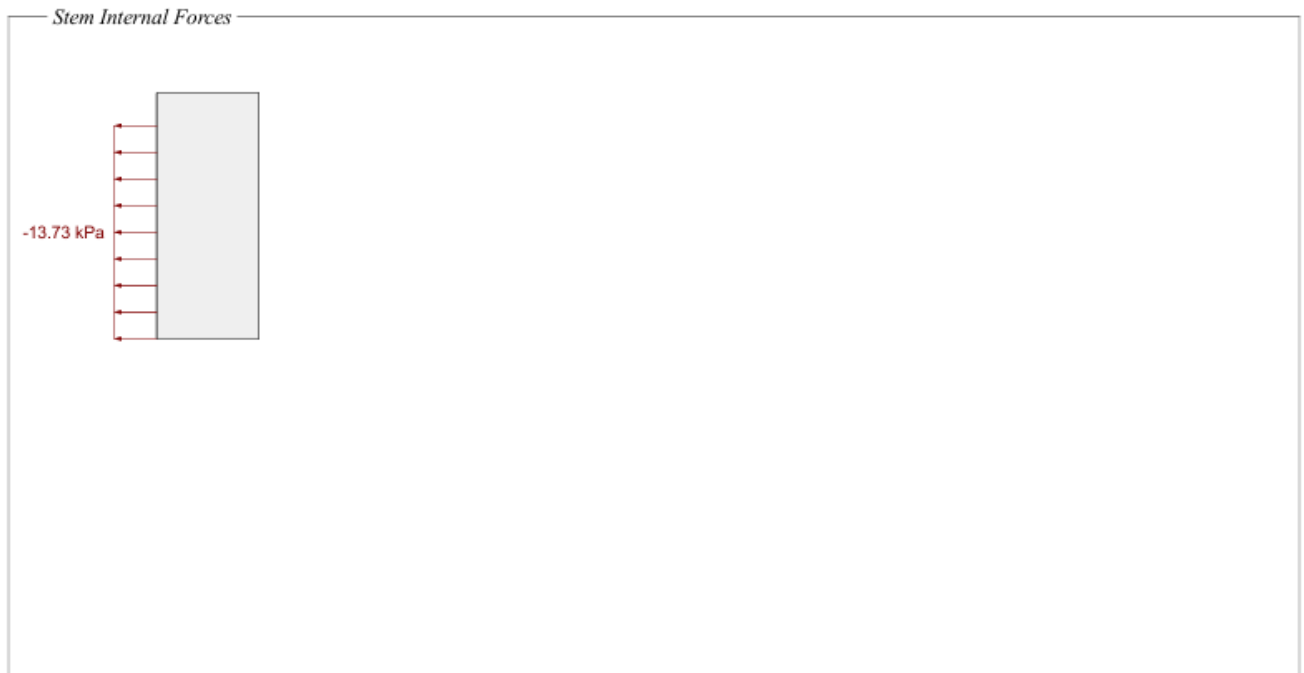
1.4D + 1.4F

Stem Forces [1.4D + 1.4F]

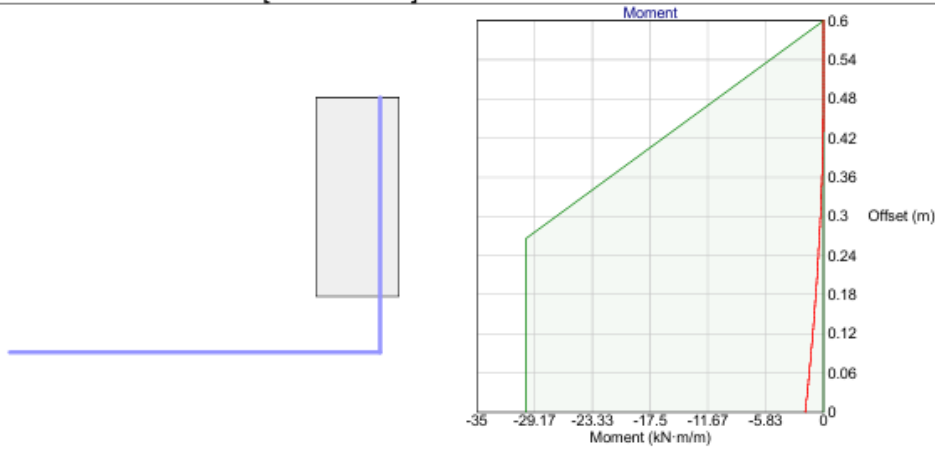


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	7.14 kN/m
@ joint 0.6 m from stem base	0 kN/m
@ joint 2.4 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3.9 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.9 m from stem base	0 kN/m



Stem Moment Checks [1.4D + 1.4F]



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

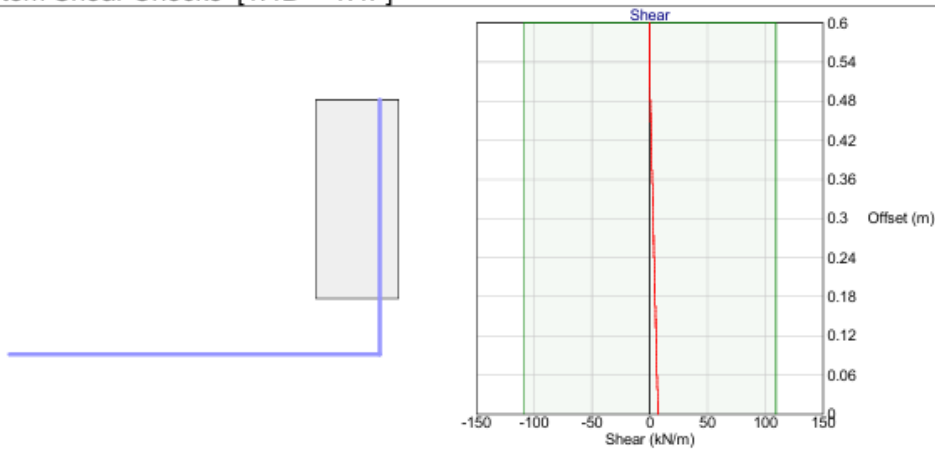
Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.27 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.44 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.27 m from base

$$\phi M_n = 30.02 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.44 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.4D + 1.4F]



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 7.14 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.4D + 1.4F]

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 2.48 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0.6 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85(3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$e_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0.6 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85(3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a/\beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$e_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3(0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(1.86 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0617 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.0617) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 1.2 \text{ cm}$$

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

6 inch minimum controls

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

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:

$$M_{toe} = 3.44 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 4.41 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 2.7 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$PST_{prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m})(25 \text{ cm})} = 0.0021$$

$$PST_{min} = \frac{0.0018 (60000)}{f_y} = \frac{0.0018 (60000)}{(60000 \text{ psi})} = 0.0018$$

$$PST_{min} = 0.0018$$

$$PST_{prov} = 0.0021 \geq PST_{min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{ST_{max}} = 45.72 \text{ cm}$$

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_{max}} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0649 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

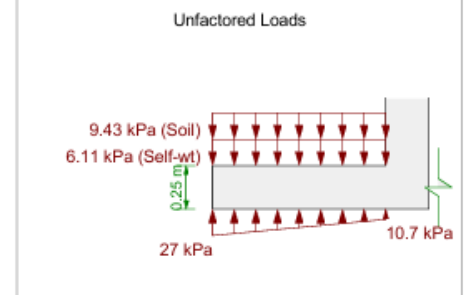
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0649) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 1.26 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 101.6 \text{ mm} \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

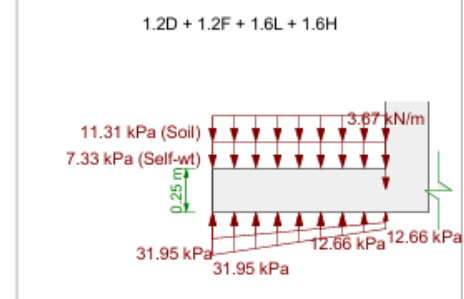
6 inch minimum controls

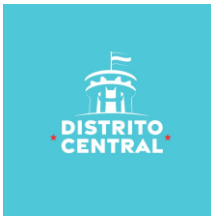
$$l_{dh_{prov}} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads





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

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

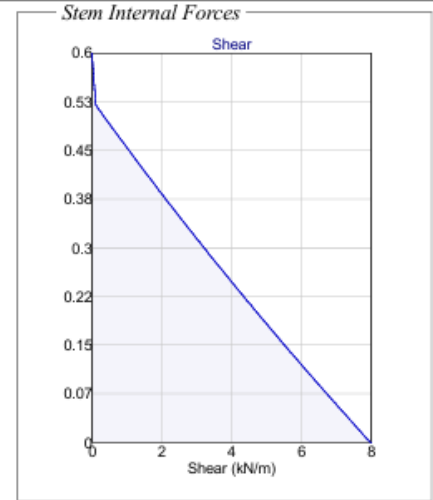
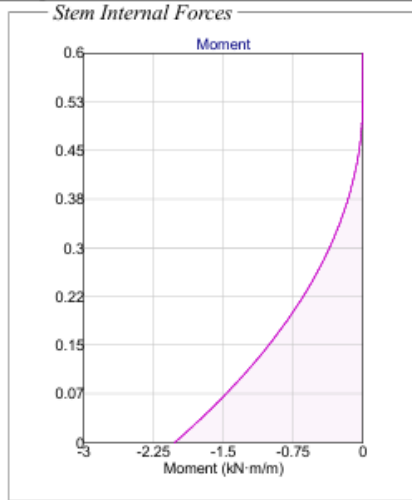
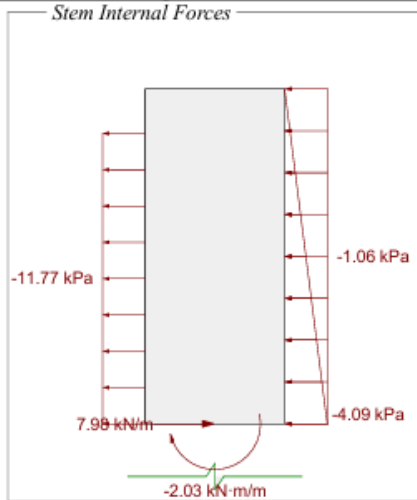
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

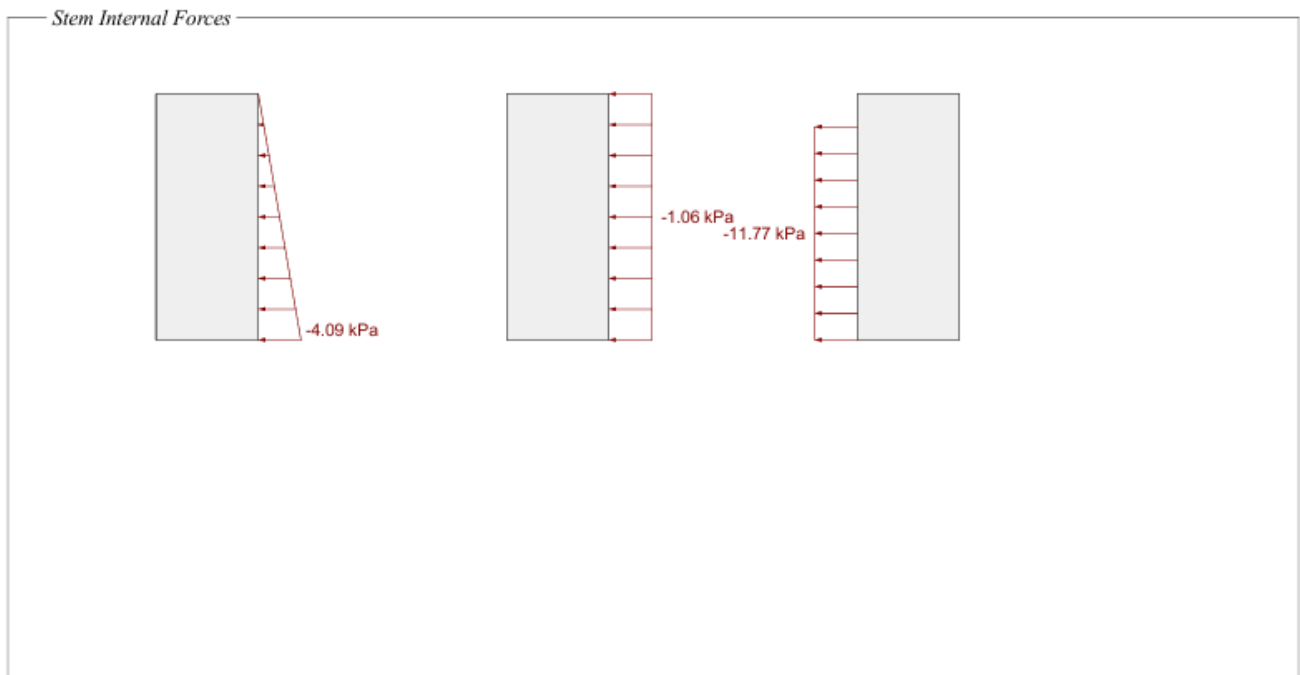
1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H

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

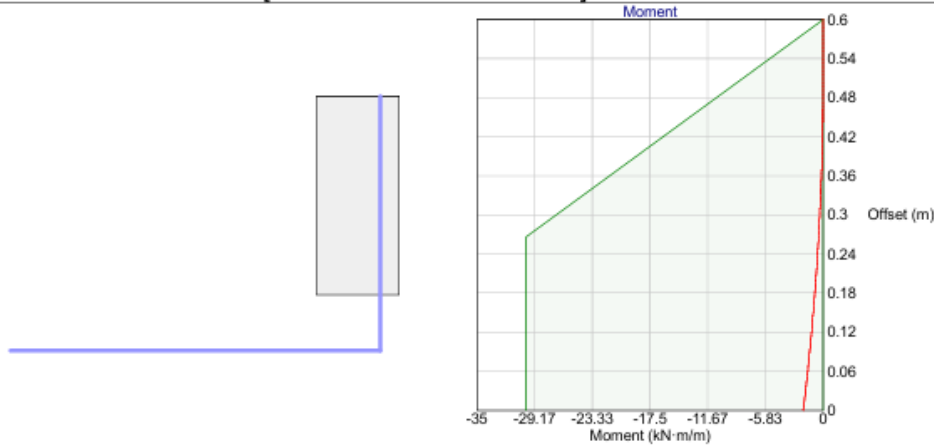


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	7.98 kN/m
@ joint 0.6 m from stem base	0 kN/m
@ joint 2.4 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3.9 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.9 m from stem base	0 kN/m



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



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

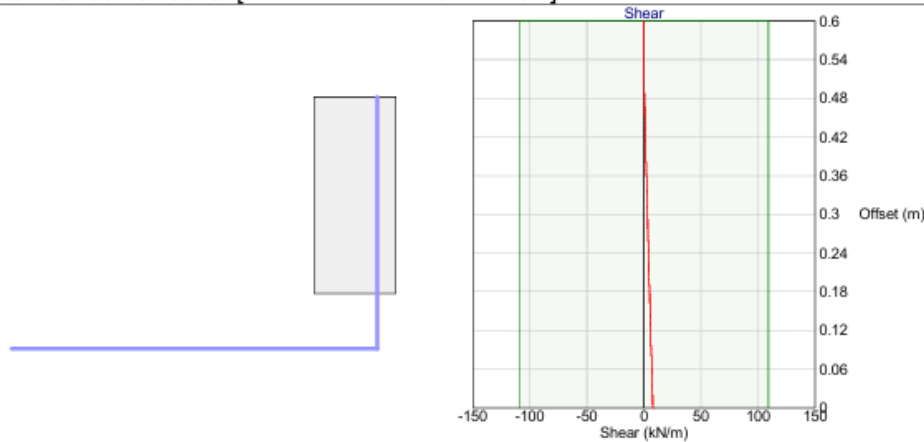
Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.27 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.48 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.27 m from base

$$\phi M_n = 30.02 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.48 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

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



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 7.98 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 2.7 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0.6 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$e_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0.6 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$e_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3 (0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(2.03 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0674 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0674) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 1.31 \text{ cm}$

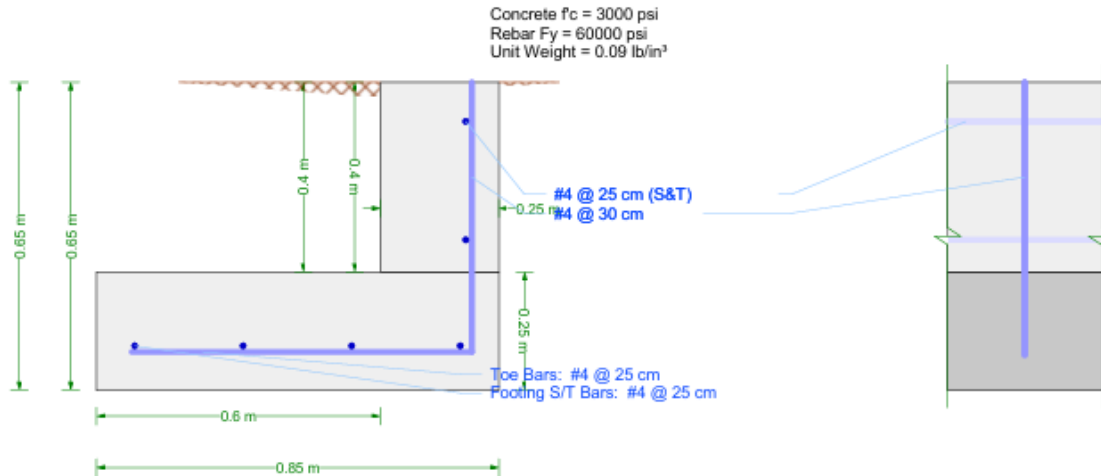
$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

6 inch minimum controls

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

Geometría y Análisis (Cuneta 60cm x 40cm Concreto)

Design Detail



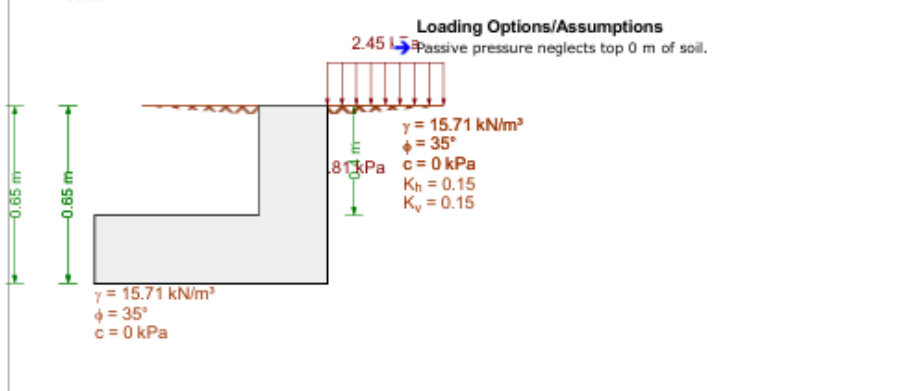
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
0.387	Overturning	3.87	1.50	1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0...
0.135	Bearing Pressure	196 kPa	26.53 kPa	1.0D + 1.0F + 1.0L + 1.0H + 1.0E
0.316	Bearing Eccentricity	0.13 m	0.42 m	1.0D + 1.0F + 1.0L + 0.6H
Toe Checks				
0.046	Shear	95.54 kN/m	4.4 kN/m	1.4D + 1.4F
0.028	Moment	31.24 kN-m/m	0.88 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.123	Min Strain	0.0324	0.0040	1.4D + 1.4F
0.000	Min Steel	13.11 mm ²	0 mm ²	1.4D + 1.4F
0.877	Development	17.38 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
0.547	S&T Max Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F
0.872	S&T Min Rho	0.0021	0.0018	1.4D + 1.4F
Heel Checks				
0.000	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.4D + 1.4F
-0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.4D + 1.4F
Stem Checks				
0.029	Moment	30.07 kN-m/m	0.88 kN-m/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.047	Shear	109.2 kN/m	5.09 kN/m	1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H
0.088	Max Steel	0.0456	0.0040	1.4D + 1.4F
0.000	Min Steel	0 cm ² /m	0 cm ² /m	1.4D + 1.4F
0.871	Base Development	17.5 cm	15.24 cm	1.4D + 1.4F
0.969	Horz Bar Rho	0.0021	0.0020	1.4D + 1.4F
0.547	Horz Bar Spacing	25 cm	45.72 cm	1.4D + 1.4F

Criteria

Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/06 (Str)
Masonry Load Combs	MSJC 02/05 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restrained Against Sliding	Yes
Neglect Bearing At Heel	Yes
Use Vert. Comp. for OT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & OT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Soil Over Toe	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for OT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Extend Backfill Pressure To Key Bottom	No
Use Toe Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for OT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Has Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	196 kPa
Req'd Bearing Location	Over footing
Wall Friction Angle	35°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³

Loads

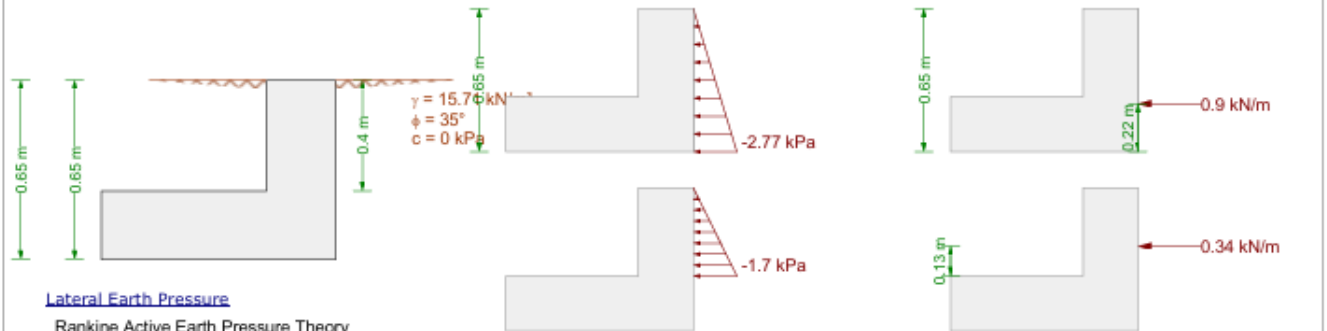


Load Combinations

IBC 2003/06 (Str)

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

Backfill Pressure



Lateral Earth Pressure

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 0.2710$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(0.65 \text{ m})(0.2710) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.2710} = 2.77 \text{ kPa}$$

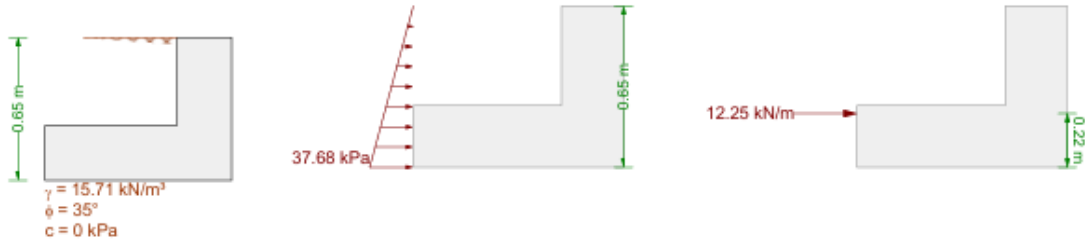
$$\alpha_P = \alpha = (0^\circ) = 0^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

Lateral Earth Pressure (stem only)

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(0.4 \text{ m})(0.2710) - 2(0 \text{ kPa})\sqrt{0.2710} = 1.7 \text{ kPa}$$

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

Passive Pressure



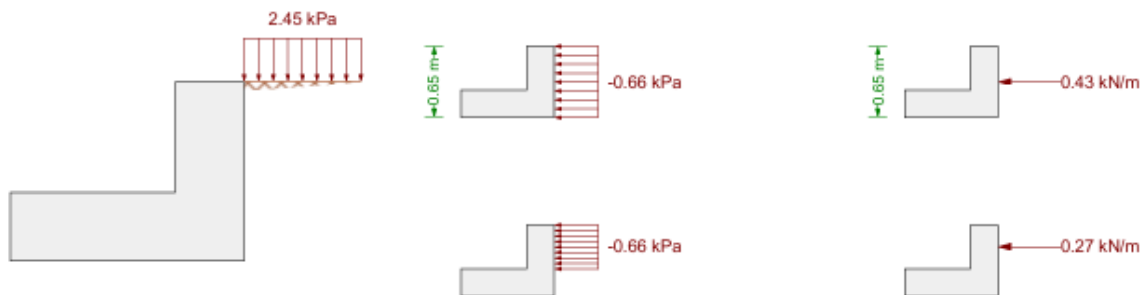
Lateral Earth Pressure

Rankine Passive Earth Pressure Theory

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 3.6902$$

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p} = (15.71 \text{ kN/m}^3)(0.65 \text{ m})(3.6902) + 2(0 \text{ kPa})\sqrt{3.6902} = 37.68 \text{ kPa}$$

Uniform Surcharge Pressure



Lateral Surcharge Pressure

Rankine Active Earth Pressure Theory

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{(35^\circ)}{2} \right] = 0.2710$$

$$\sigma_{sur} = K_a q = (0.2710)(2.45 \text{ kPa}) = 0.66 \text{ kPa}$$

Seismic Pressure



Seismic Pressure

Dynamic + static force (Mononobe - Okabe equation)

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

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ) - (10.01^\circ)]}{\cos(10.01^\circ) \sin^2(90^\circ) \sin[(90^\circ) - (10.01^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (10.01^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ) - (10.01^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}}\right]^2}$$

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

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v) = \frac{1}{2} (0.08 \text{ kN/m}) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.65 \text{ m})^2 [1 - (0.150)] = 1.3 \text{ kN/m}$$

Static - only force (Coulomb equation)

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

$$= \frac{\sin^2[(90^\circ) + (30^\circ)]}{\sin^2(90^\circ) \sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin[(30^\circ) + (35^\circ)] \sin[(30^\circ) - (0^\circ)]}{\sin[(90^\circ) - (35^\circ)] \sin[(0^\circ) + (90^\circ)]}}\right]^2}$$

$$= 0.3011$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.3011) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.65 \text{ m})^2 = 1 \text{ kN/m}$$

Net dynamic force

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = (1.3 \text{ kN/m}) - (1 \text{ kN/m}) = 0.3 \text{ kN/m}$$

$$\alpha_p = 90^\circ - \beta + \delta = 90^\circ - (90^\circ) + (35^\circ) = 35^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

To arrive at the pressure distribution illustrated above (used to determine stem moments),

apply inverted triangular pressure plus a uniform portion to bring resultant to 0.6H

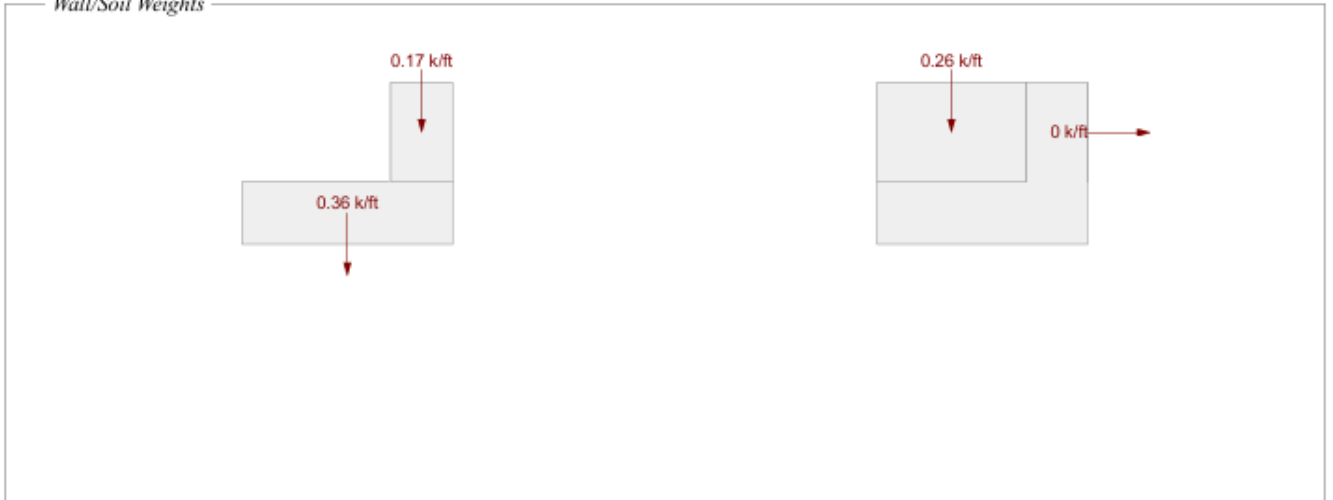
$$\sigma_{e_top} = \frac{8 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{8 (0.3 \text{ kN/m})}{5 (0.65 \text{ m})} = 0.73 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{e_bot} = \frac{2 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{2 (0.3 \text{ kN/m})}{5 (0.65 \text{ m})} = 0.18 \text{ kPa}$$

Manually Specified Lateral Stem Pressure



Wall/Soil Weights



Bearing Pressure



Friction

$$F = \mu R = (0.350)(11.57 \text{ kN / m}) = 4.05 \text{ kN / m}$$

Bearing Pressure Calculation

Contributing Forces

	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	-0.9 kN/m	0.22 m	43.8 ft-lb/ft
Uniform Surcharge Pressure	-0 kN/m	-	-0.43 kN/m	0.33 m	31.53 ft-lb/ft
Manual Lateral Pressure	-0 kN/m	-	-3.43 kN/m	0.43 m	328 ft-lb/ft
Seismic Force	-0.17 kN/m	0.85 m	-0.24 kN/m	0.39 m	-11.18 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	0 kN/m	-	-496.01 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-2.44 kN/m	0.73 m	0 kN/m	-	-398.18 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	-0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-3.77 kN/m	0.3 m	0 kN/m	-	-254.28 ft-lb/ft
	-11.57 kN/m				-756.27 ft-lb/ft

$\frac{-756.27 \text{ ft-lb / ft}}{-11.57 \text{ kN / m}} = 0.29 \text{ m}$

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

Overturning Check

Overturning Moments

	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.54 kN/m	0.22 m	26.28 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.43 kN/m	0.33 m	31.53 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	3.43 kN/m	0.43 m	328 ft-lb/ft
Seismic force	0 kN/m	0.39 m	0 ft-lb/ft
Total:			385.8 ft-lb/ft

Resisting Moments

	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	7.35 kN/m	0.22 m	357.9 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-2.44 kN/m	0.73 m	398.2 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-3.77 kN/m	0.3 m	254.3 ft-lb/ft
Total:			1506 ft-lb/ft

$$F.S. = \frac{RM}{OTM} = \frac{1506 \text{ ft-lb / ft}}{385.8 \text{ ft-lb / ft}} = 3.904 > 1.50 \text{ (OK)}$$

Sliding Check

Check not performed, restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (26.14 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.42 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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

Stability Checks [1.0D + 1.0F + 0.75L + 0.6H + 0.525E]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.54 kN/m	0.22 m	26.28 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.32 kN/m	0.33 m	23.65 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	3.43 kN/m	0.43 m	328 ft-lb/ft
Seismic force	0.13 kN/m	0.39 m	11.16 ft-lb/ft
		Total:	389.1 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	7.35 kN/m	0.22 m	357.9 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-2.44 kN/m	0.73 m	398.2 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-3.77 kN/m	0.3 m	254.3 ft-lb/ft
		Total:	1506 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{1506 \text{ ft-lb/ft}}{389.1 \text{ ft-lb/ft}} = 3.871 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

Bearing pressure < allowable (26.35 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.42 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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

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

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.9 kN/m	0.22 m	43.8 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	0.43 kN/m	0.33 m	31.53 ft-lb/ft
Manual lateral pressure	3.43 kN/m	0.43 m	328 ft-lb/ft
Seismic force	0.24 kN/m	0.39 m	21.26 ft-lb/ft
		Total:	424.6 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	12.25 kN/m	0.22 m	596.5 ft-lb/ft
Footing Weight	-5.19 kN/m	0.42 m	496 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-2.44 kN/m	0.73 m	398.2 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	0.85 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-3.77 kN/m	0.3 m	254.3 ft-lb/ft
		Total:	1745 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{1745 \text{ ft-lb/ft}}{424.6 \text{ ft-lb/ft}} = 4.109 > 1.50$ (OK)

Sliding Check

Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check

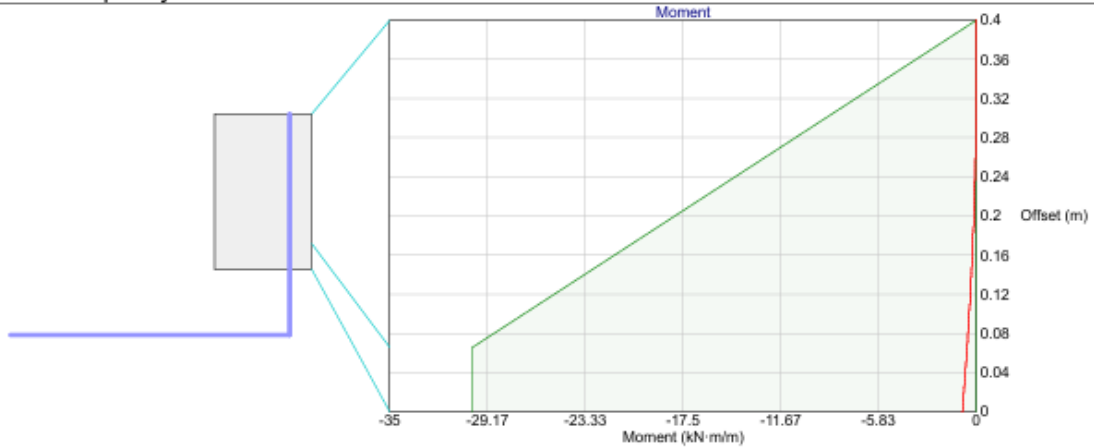
Bearing pressure < allowable (26.53 kPa < 196 kPa) - OK
 Bearing resultant eccentricity < allowable (0.13 m < 0.42 m) - OK

Wall Top Displacement

(based on unfactored service loads)

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

Stem Flexural Capacity



Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0.07 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

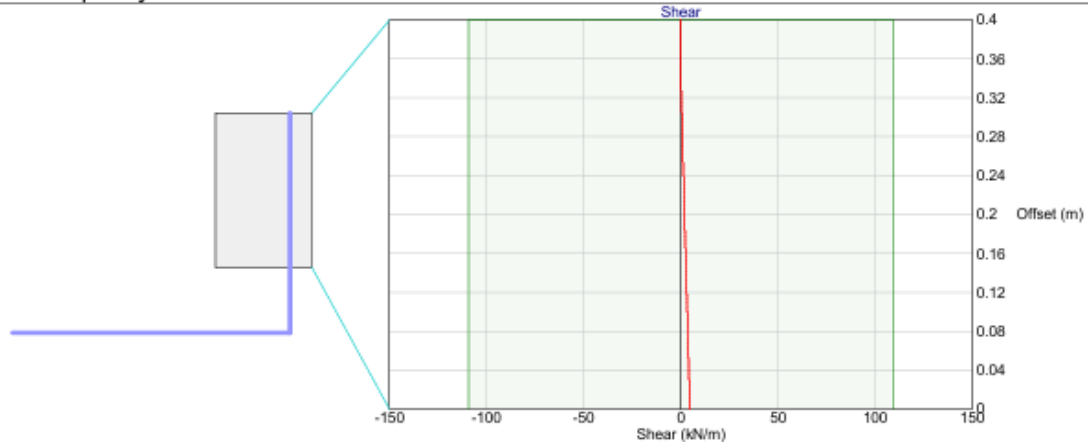
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (4.3 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Capacity (ACI 318-02 10.2) @ 0.4 m from base

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(0 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (0 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.19 \text{ m}) - (0 \text{ m}) / 2] = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 0 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.75)(145.7 \text{ kN / m}) = 109.2 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1) @ 0.4 m from base

$$V_c = 2 \sqrt{F'_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.19 \text{ m}) = 145.7 \text{ kN / m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.75)(145.7 \text{ kN / m}) = 109.2 \text{ kN / m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Vertical bars stem section 1 (bottom end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

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

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

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

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

Vertical bars stem section 1 (top end) - Development Length Calculation (ACI 318-02 12.2.3, 12.5)

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{bars are not horizontal})$$

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

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

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

$$s / 2 = (30 \text{ cm}) / 2 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{cover} + d_b / 2 = (50.8 \text{ mm}) + (12.7 \text{ mm}) / 2 = 57.15 \text{ mm}$$

$$c_b = 57.15 \text{ mm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

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

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(57.15 \text{ mm}) + (0.0)}{(12.7 \text{ mm})} = 4.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{F'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi}) (1.0) (1.0) (0.80) (1.0)}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} \right] (12.7 \text{ mm}) = 33.39 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{\text{toe}} = 1.96 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{\text{stem}} = 0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 4.4 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 1.12 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$p_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m})(25 \text{ cm})} = 0.0021$$

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

$$p_{ST_min} = 0.0018$$

$$p_{ST_prov} = 0.0021 \geq p_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

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

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0269 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

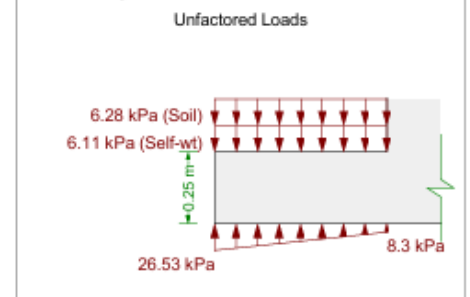
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0269) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 0.52 \text{ cm}$

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

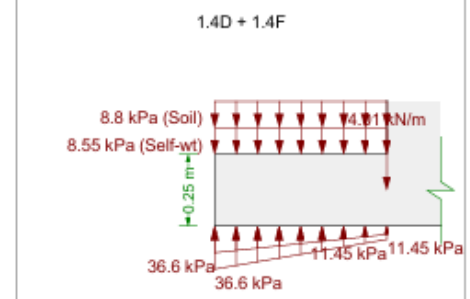
6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads



Heel Checks [1.4D + 1.4F]

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

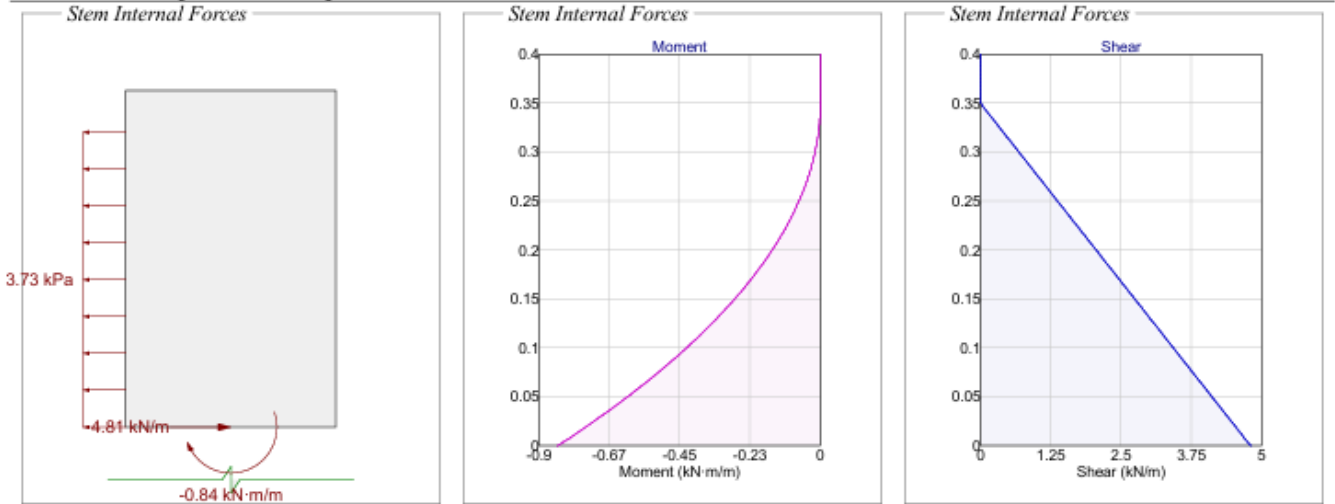
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

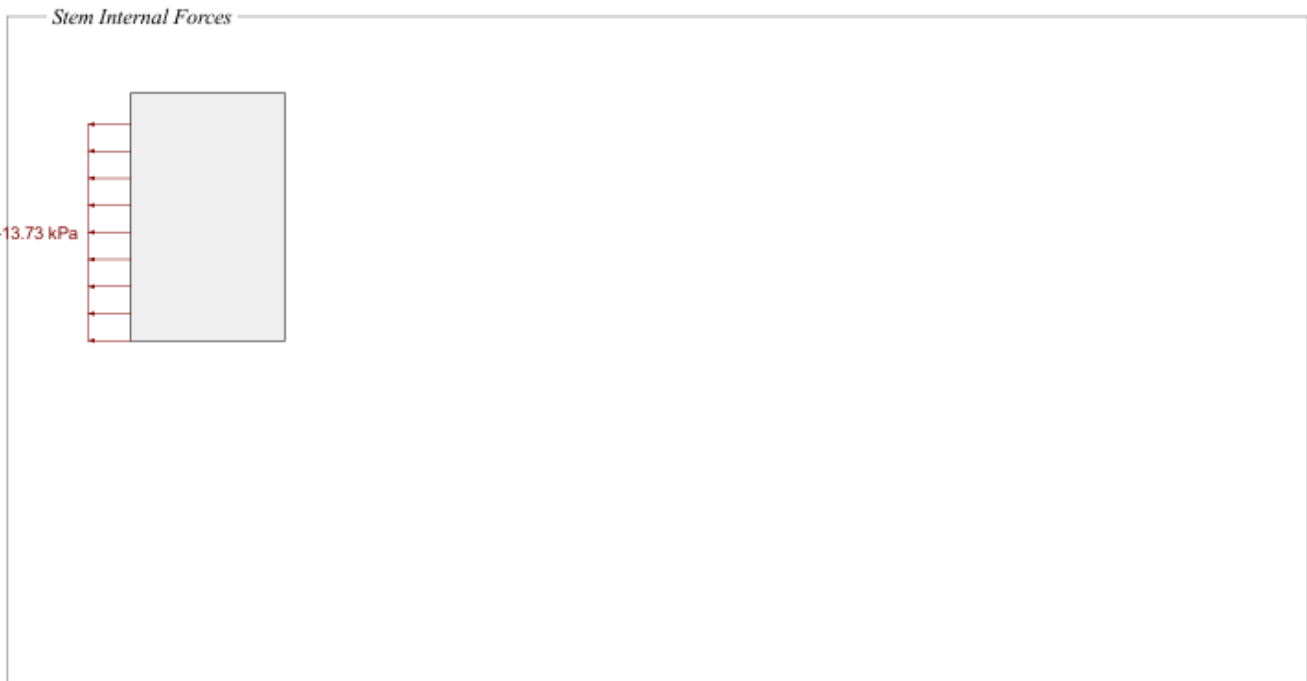
1.4D + 1.4F

Stem Forces [1.4D + 1.4F]

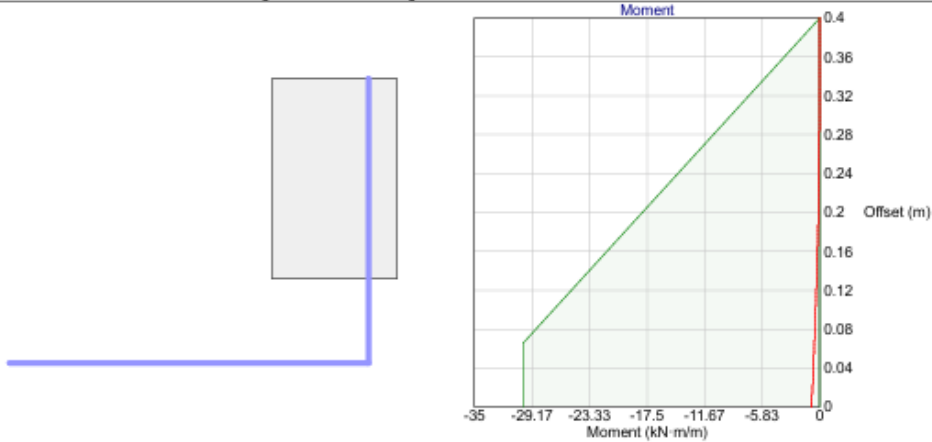


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	4.81 kN/m
@ joint 0.4 m from stem base	0 kN/m
@ joint 2.2 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3.7 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.7 m from stem base	0 kN/m



Stem Moment Checks [1.4D + 1.4F]



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

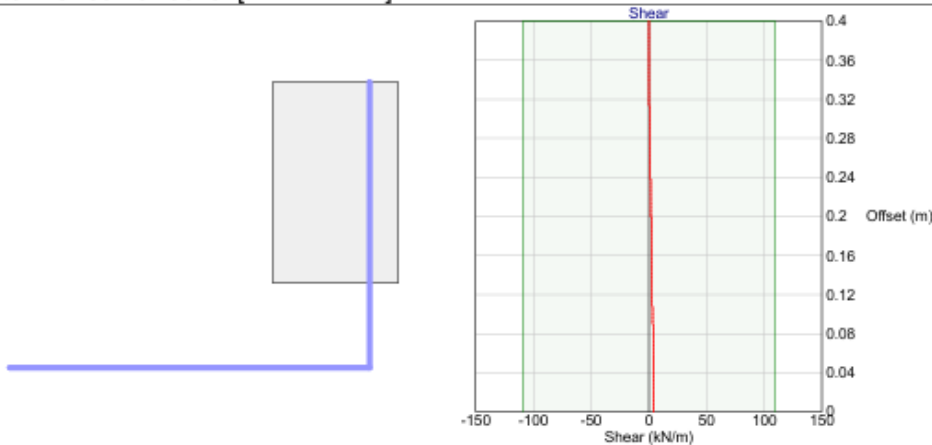
Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.07 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.56 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.07 m from base

$$\phi M_n = 29.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.54 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.4D + 1.4F]



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 4.81 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.4D + 1.4F]

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 1.12 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0.4 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$c_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$c_1 = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0.4 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$c_1 = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$c_1 = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3 (0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0280 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0280) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 0.54 \text{ cm}$

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

6 inch minimum controls

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

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:

$$M_{toe} = 1.68 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

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

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

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

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

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

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 3.77 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

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

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

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

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3] (0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 1.17 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$\rho_{ST_prov} = \frac{A_{ST}}{t s_{ST}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m}) (25 \text{ cm})} = 0.0021$$

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

$$\rho_{ST_min} = 0.0018$$

$$\rho_{ST_prov} = 0.0021 \geq \rho_{ST_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

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

$$s_{ST} = 25 \text{ cm} \leq s_{ST_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0281 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

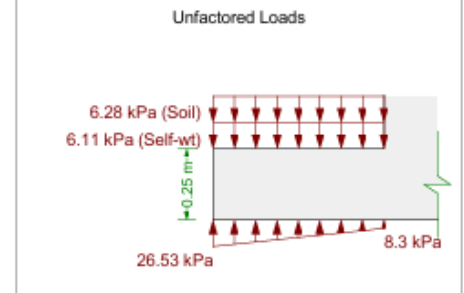
Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0281) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 0.55 \text{ cm}$

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

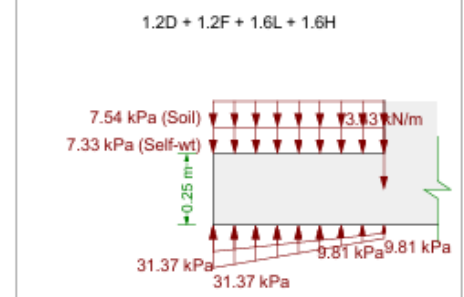
6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.38 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads





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

Controlling Moment

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

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

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

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

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

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

$$\phi = 0.550$$

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

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

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

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

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

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

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

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

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

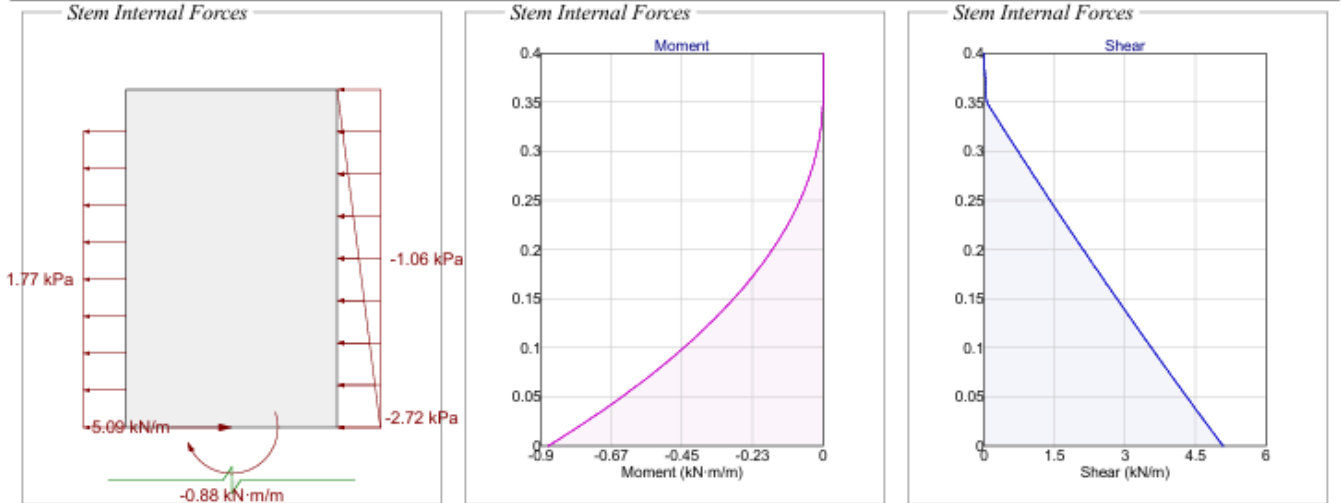
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

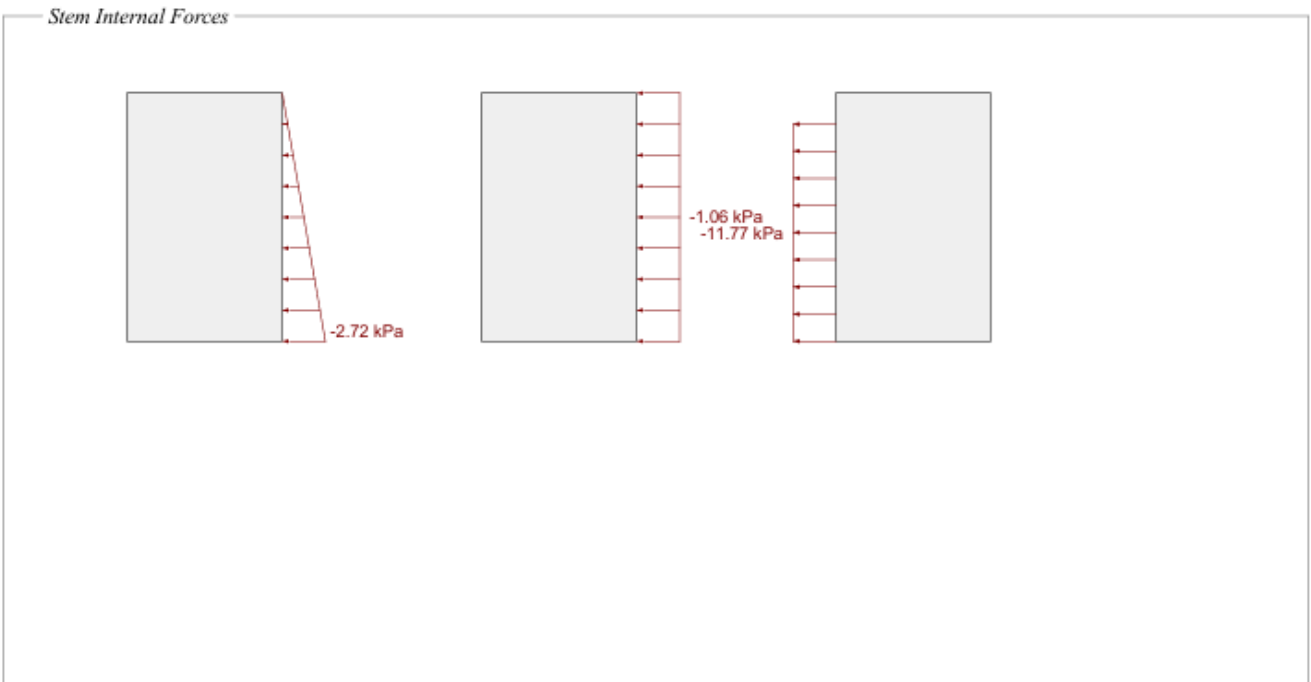
1.2D + 1.2F + 1.6L + 1.6H

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

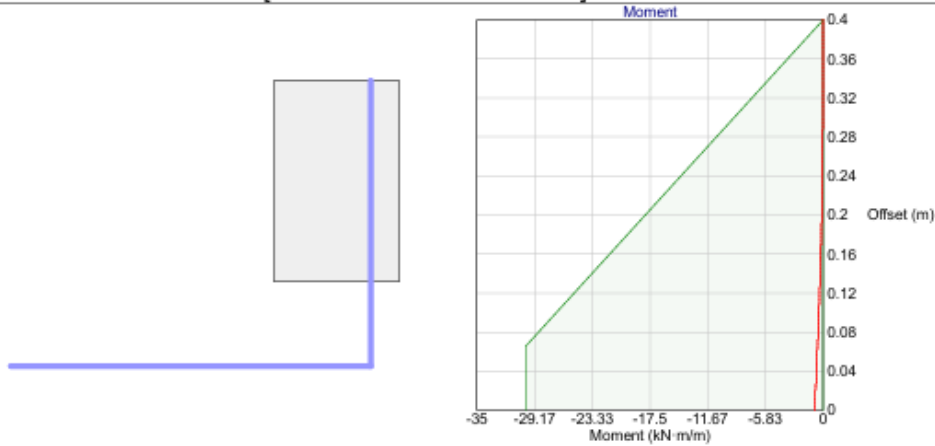


Stem Joint Force Transfer

Location	Force
@ stem base	5.09 kN/m
@ joint 0.4 m from stem base	0 kN/m
@ joint 2.2 m from stem base	0 kN/m
@ joint 3.7 m from stem base	0 kN/m
@ joint 4.7 m from stem base	0 kN/m



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



Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

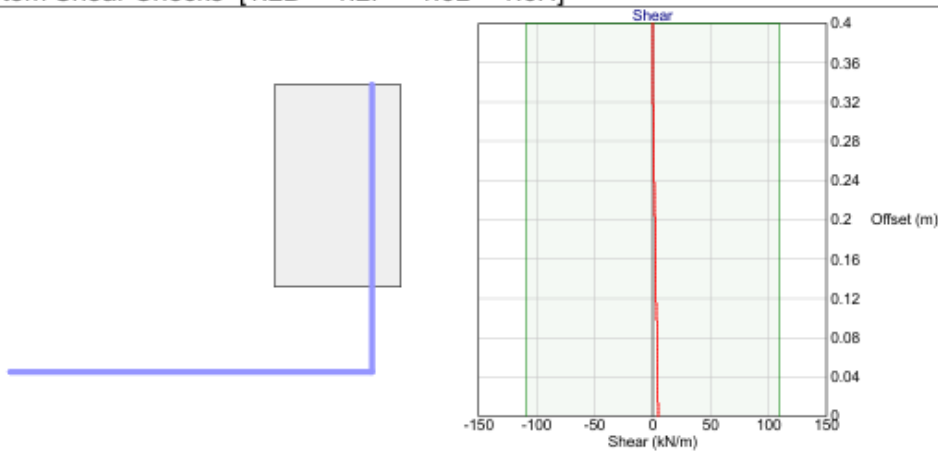
Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.07 m from base

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.58 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Check (ACI 318-02 Ch 10) @ 0.07 m from base

$$\phi M_n = 29.84 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.57 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

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



Shear Check (ACI 318-02 Ch 11.1.1) @ 0 m from base

$$\phi V_n = 109.2 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 5.09 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

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

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

$$\phi M_n = 30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4/3) M_u = [4/3](0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 1.17 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1) @ 0.4 m from base [Stem in negative flexure]

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

Check is waived per ACI 10.5.3 ✓

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$c_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$c_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Maximum Steel Check (ACI 318-02 10.3.5) @ 0.4 m from base [Stem in negative flexure]

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(4.3 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$c_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.19 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0456$$

$$c_t = 0.0456 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Wall Horizontal Steel (ACI 318-02 14.3.3, 14.3.5)

$$\rho_h = \frac{A_{s_horz} / s_{horz}}{t} = \frac{(129 \text{ mm}^2) / (25 \text{ cm})}{(0.25 \text{ m})} = 0.0021$$

$$\rho_{h_min} = 0.0020 \quad (\text{bars No. 5 or less, not less than 60 ksi})$$

$$\rho_h = 0.0021 \geq \rho_{h_min} = 0.0020 \quad \checkmark$$

$$3 t_{wall} = 3 (0.25 \text{ m}) = 75 \text{ cm}$$

18 inch limit governs

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

$$s_{horz} = 25 \text{ cm} \leq s_{horz_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(30.07 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0292 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

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

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

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

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

Factoring l_{dh} by the excess reinforcement ratio (0.0292) per 12.5.3 (d): $l_{dh} = 0.57 \text{ cm}$

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

6 inch minimum controls

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

5. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LOSA VEHICULAR 1.20X2.00M (MAX)

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

Para los cálculos que a continuación se presentan, el ancho de la losa mínimo de acceso se considera de 2.00 m, con una longitud entre apoyos máxima de 1.20 m y un espesor de 15 cm.

Idealización de losa

La distribución de cargas que actúa sobre la losa se estima que es en una dirección.

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

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

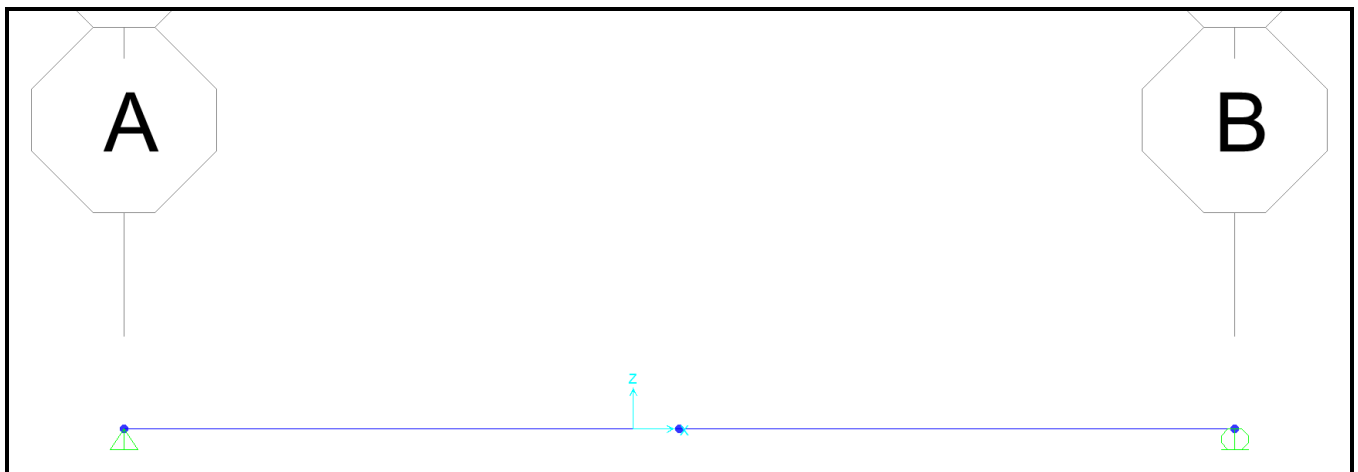


Figura: Idealización de losa ($L=1.2max$).

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1)

Características de los materiales

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

Peso unitario del concreto hidráulico	$\gamma_{concreto} = 2,400 \text{ kgf/m}^3$
Peso unitario del acero	$\gamma_{acero} = 7,850 \text{ kgf/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ (4.00 ksi)
Grado del acero de refuerzo	40 ($f_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$)

Las características mostradas en el cuadro anterior describen los materiales considerados para la losa de concreto reforzado. El peso propio del elemento se calcula a través de la asistencia computacional con SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1) de manera automática.

Determinación de las cargas

Carga muerta

Peso propio

Tal y como se describió en el apartado anterior, el peso propio del elemento lo determina de forma automática el programa computacional SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

Carga viva

Debido a las cortas dimensiones (1.20x2.00m) de la losa, se asume que este elemento tiene la capacidad de soportar el peso de una llanta de un eje trasero (el eje más solicitante) del vehículo estándar, esto último basado en lo que prescribe el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) de la siguiente forma: "el área de contacto de la rueda del vehículo standard de diseño será un rectángulo de 50 cm en la dirección transversal al tráfico y 20 en la dirección del tráfico" (p. Capítulo II – 51). Además, se considera que la losa estará sometida a la carga de una sola llanta del camión estándar, ya que las separaciones entre llantas y ejes del vehículo superan las dimensiones de la losa de la caja.

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

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

Donde,

P_{viva} : Carga puntual viva.

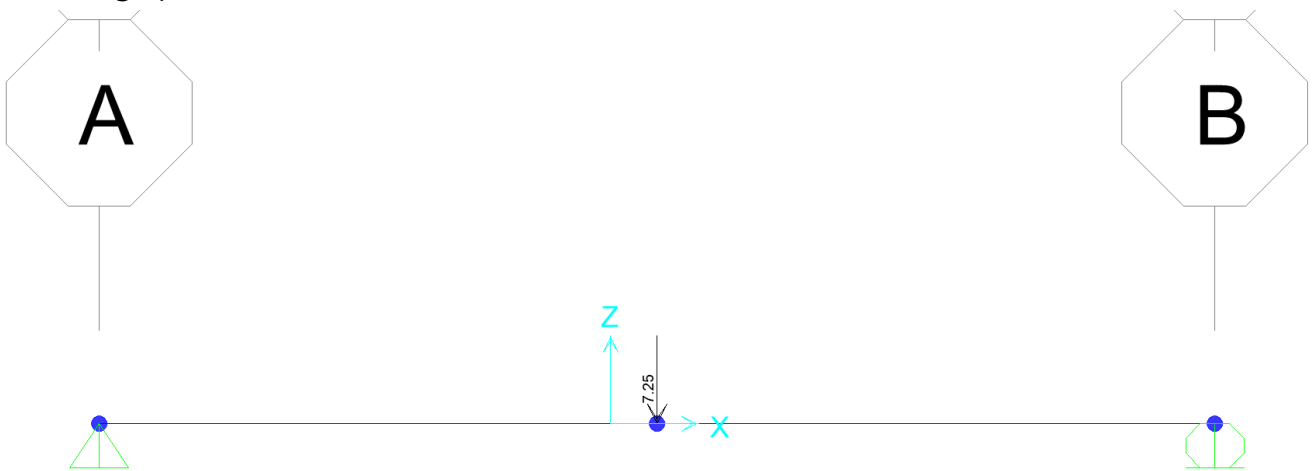


Figura1: Carga viva puntual sobre la losa de 1.20x2.00m

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1)

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

Análisis de las deflexiones

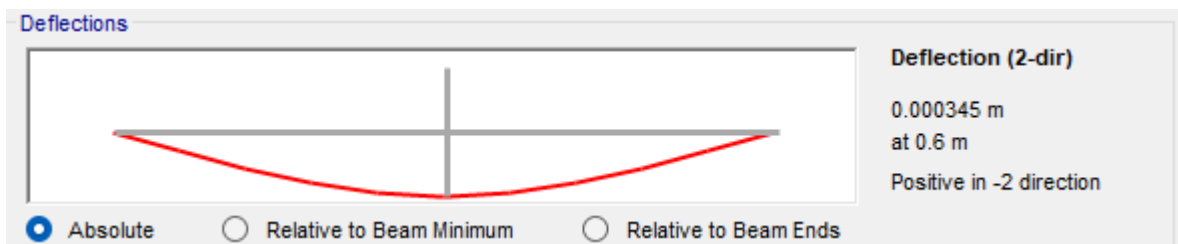


Figura: Contornos de deformada (en mm) de la superestructura debido a la carga viva

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

La **Figura** anterior muestra que la deflexión máxima causada por los efectos de la carga viva es de $\delta_{\max} = -0.000345\text{m} = -0.345\text{mm}$

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

Ecuación: Deflexión máxima permisible para losa de 1.20x2.00m

$$\delta_{\text{perm}} = -\frac{L}{800} = -\frac{1,200\text{ mm}}{800} = -1.50\text{ mm}$$

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

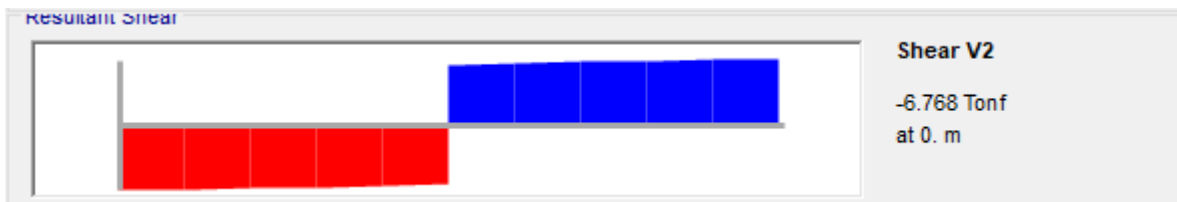
Combinaciones de carga

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

Solicitaciones

En las siguientes figuras se muestran las magnitudes de las solicitaciones en el elemento de la losa.

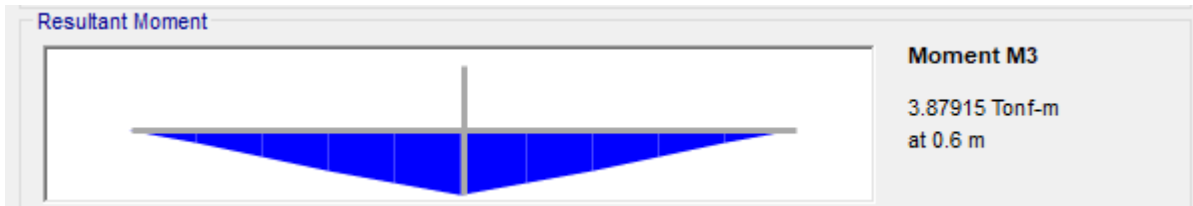
Fuerzas cortantes máximas en kgf/m



Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

Según la figura anterior, la fuerza cortante máxima corresponde a aproximadamente 6.768 tonf= 6,768 kgf por unidad de longitud.

Figura: Momento máximo flector en kgf-m/m



Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

Según la figura anterior, el momento flector máximo corresponde a aproximadamente 3.87915 ton-m= 3,879.15 kgf-m por unidad de longitud.

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

$$V_u = 6,768 \frac{kgf}{m}, \quad M_u = 3,879.15 \frac{kgf * m}{m}$$

Donde,

V_u : fuerza cortante última.

M_u : momento flector último.

Capacidad de fuerza cortante

A continuación, se describen los cálculos de capacidad por cortante de la losa.

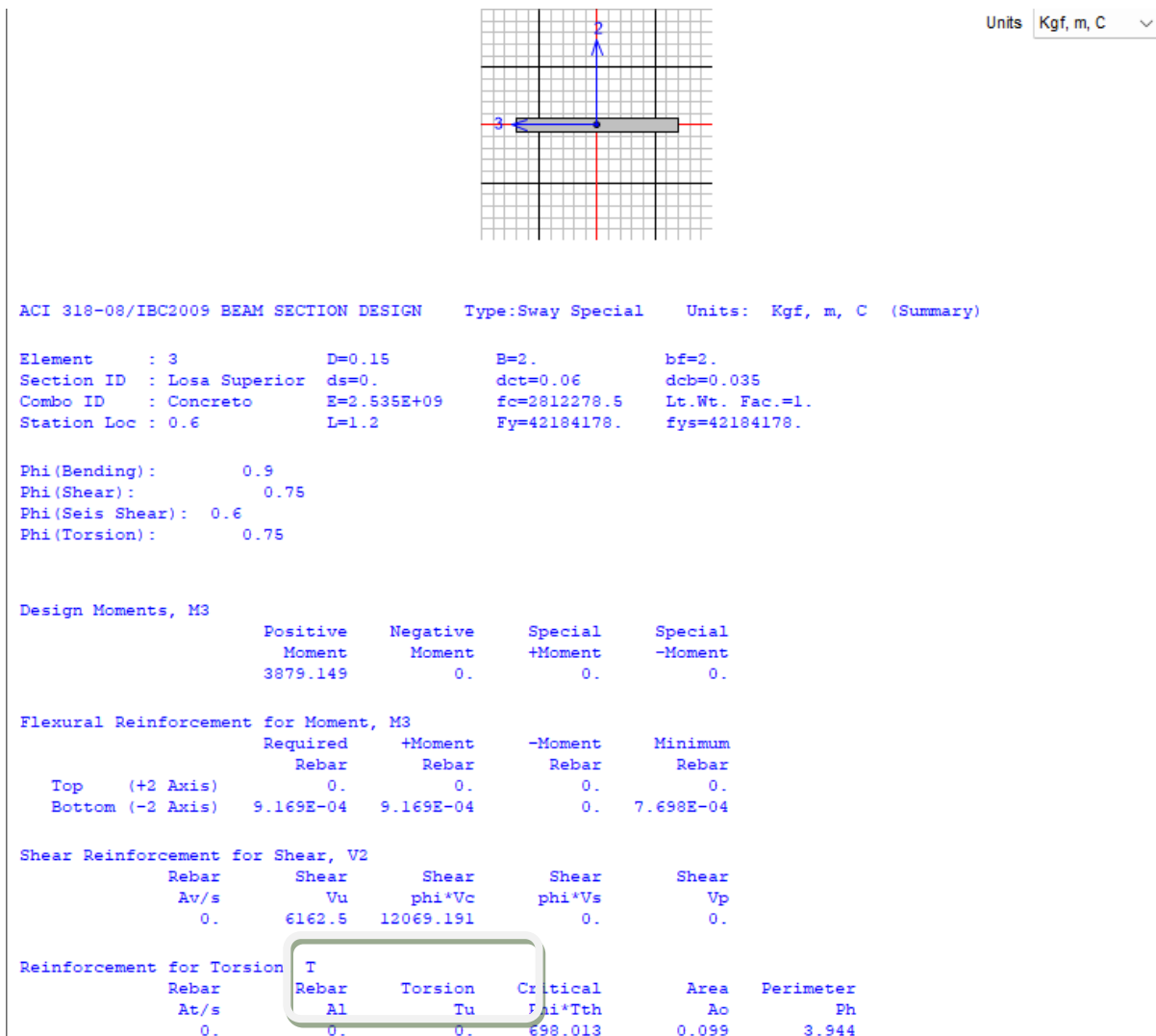


Figura: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

$$V_u = 6,162.5 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 12,069.191 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c > V_u$$

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

Donde,

V_u : fuerza cortante última factorizada.

ϕV_c : resistencia al corte del concreto hidráulico.

Acero requerido por flexión

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

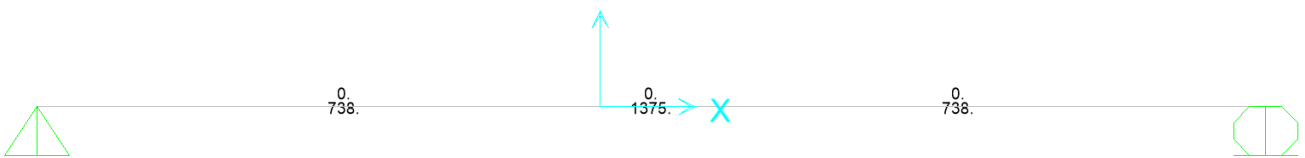


Figura: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., V-24.1).

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

AREA DE ACERO MINIMO POR FLEXION

1. Esquema de parámetros estructurales

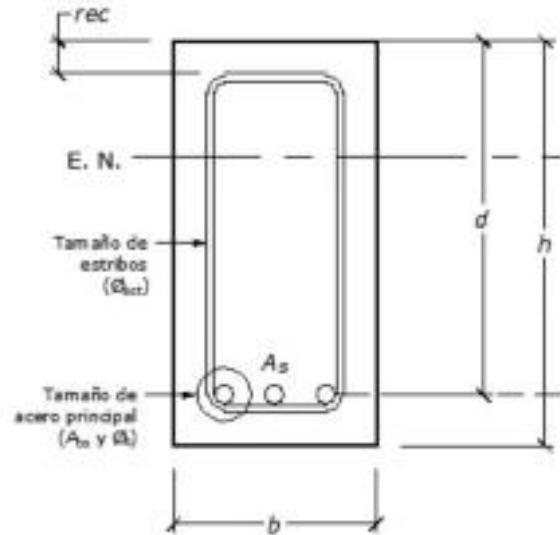


Figura A.

2. Datos de entrada

$h := 150 \text{ mm}$

Peralte de sección transversal.

$b := 2000 \text{ mm}$

Ancho de sección transversal.

$rec := 75 \text{ mm}$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$\#_{s,l} := 4$

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

$\phi_{s,l} = 12.7 \text{ mm}$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal.

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

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

$f_y := 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

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

3. Proceso (cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\emptyset_{s,l}}{2} \right) = 68.65 \text{ mm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 656.4196 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min2} := \frac{14 \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 686.5 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 686.5 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo.

Acero requerido por contracción y temperatura

Se consideró la cuantía de acero mínimo por retracción y temperatura, según ACI 24.4.3.2, $\rho = 0.0018A_g$.

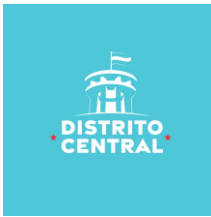
$$\rho = \frac{A_s}{bh}$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_s = 2.7 \frac{cm^2}{m}$$

Utilizando varilla #3@15 cm:

$$A_{\#3} = 0.713 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 4.74 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_s = 4.74 \frac{cm^2}{m} > 2.7 \frac{cm^2}{m} \text{ OK}$$

Acero requerido por flexión

En base a la información descrita anteriormente, se determina que el área de acero de refuerzo requerido por flexión es 1,375 mm²/m.

Acero proporcionado

En el siguiente esquema se muestra la distribución de acero de refuerzo proporcionado a la losa apoyada sobre las paredes de la caja de inspección. El acero de refuerzo es de #4@15cm longitudinal, #3@15 transversal.

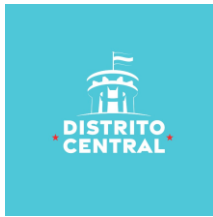
Conclusiones

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

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

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

Recomendaciones



- Se debe garantizar un buen curado del concreto para evitar la aparición temprana de fisuras. Esto incluye, evitar un curado diferencial a lo largo de estos elementos y la proporción de la cantidad suficiente de agente curativo para cada caso.
- Se debe compactar adecuadamente el suelo soportante, para evitar los asentamientos diferenciales y los daños prematuros a la estructura.
- Es importante mantener la integridad estructural entre cada subelemento de las cunetas y disipadores de energías. Todas estas piezas deben trabajar en conjunto. Se recomienda el uso de ganchos estándar para las varillas de refuerzo, tal como lo recomienda el Código Hondureño de Construcción.
- Luego de un evento sísmico considerable, se deberán inspeccionar los elementos aquí expuestos. Convendrá evaluar su capacidad de cumplir su función y deberán ser enmendados en caso de que así sea necesario.

6. CAJA COLECTORA DE 1.50MX1,50M(MAX)

En este capítulo se realizó el diseño para la sección caja colectora con sección crítica de concreto de 1.5mx1.5mx1.5, en el proyecto se utilizó secciones de 0.80mx0.80mx0.80 y de 1.00mx1.00mx1.30 con cimentación y paredes de concreto.

Para los cálculos que a continuación se presentan:

- DC : Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales
- EV : Presión vertical del suelo de relleno
- EH : Presión horizontal del suelo
- WA : Presión por presencia del nivel freático
- ES : Sobrecarga del suelo
- CM : Carga Muerta
- CV : Carga Variable

LoadPat	DesignType	SelfWtMult
PP	Dead	1
EH	Live	0
LS	Live	0
CV	Live	0
WA	Other	0
CM	Dead	0

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

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: Sobrecarga de suelo

LS: Sobrecarga viva

Tabla 3.5.1-1 – Densidades

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

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Se presenta una breve descripción de los parámetros usados de acuerdo con la normativa vigente para el análisis y posterior diseño de la estructura. Se analizan las secciones transversales de las estructuras para un (1.00) metro lineal de la misma.

Consideraciones de Combinaciones de carga:

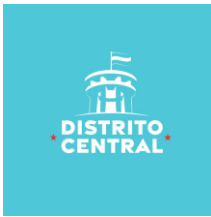
Para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado (5.5.3). Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con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

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

TABLE: Combination

Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
COMB1-Serv1	Linear Add	No	Linear Static	PP	1
COMB1-Serv1			Linear Static	EH	1
COMB1-Serv1			Linear Static	ES	1
COMB1-Serv1			Linear Static	CV	1
COMB1-Serv1			Linear Static	CM	1
COMB1-Serv1			Linear Static	WA	1
COMB-1 CHOC 2.9.2.4	Linear Add	No	Linear Static	CV	1.7
COMB-1 CHOC 2.9.2.4			Linear Static	EH	1.7
COMB-1 CHOC 2.9.2.4			Linear Static	PP	1.4
COMB-1 CHOC 2.9.2.4			Linear Static	CM	1.4
COMB-1 CHOC 2.9.2.4			Linear Static	ES	1.7
COMB-1	Linear Add	No	Linear	CV	1.7



CHOC 2.9.2.5				Static		
COMB-1				Linear	WA	1.4
CHOC 2.9.2.5				Static		
COMB-1				Linear	PP	1.4
CHOC 2.9.2.5				Static		
COMB-1				Linear	CM	1.4
CHOC 2.9.2.5				Static		
AASHTO R1- 3.4.1-1	Linear Add	No		Linear Static	PP	1.25
AASHTO R1- 3.4.1-1				Linear Static	EH	1.35
AASHTO R1- 3.4.1-1				Linear Static	ES	1.75
AASHTO R1- 3.4.1-1				Linear Static	CV	1.75
AASHTO R1- 3.4.1-1				Linear Static	CM	1.25

Datos generales considerados

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	Kgf/cm3	Kgf-s2/cm4	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Unitless	1/C
fc210kgf/cm2	0.00240277	2.45014E-06	218819.79	91174.91	0.2	9.9E-06
Refuerzo	0.007849048	8.0038E-06	2030000			1.17E-05

TABLE: Area Section Properties							
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
Losa Inferior	fc210kgf/cm2	0.00	Shell	Shell-Thin	Yes	0.25	0.25
Losa Superior	fc210kgf/cm2	0.00	Shell	Shell-Thin	Yes	0.12	0.12
Muro	fc210kgf/cm2	0.00	Shell	Shell-Thin	Yes	0.2	0.20

Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso volumétrico del hormigón

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

Fluencia del acero de refuerzo

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

Módulo de Elasticidad acero

$$E := 2030000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$\gamma'_s := 18.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1899.731 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo

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

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro (°)

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

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

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

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

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

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

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

Ángulo del suelo con la horizontal

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

Ángulo inclinación del muro del lado del terreno

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

Cohesión

$$c := 0 \text{ kPa}$$

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

DATOS GEOMETRICOS BARRAS DE REFUERZO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

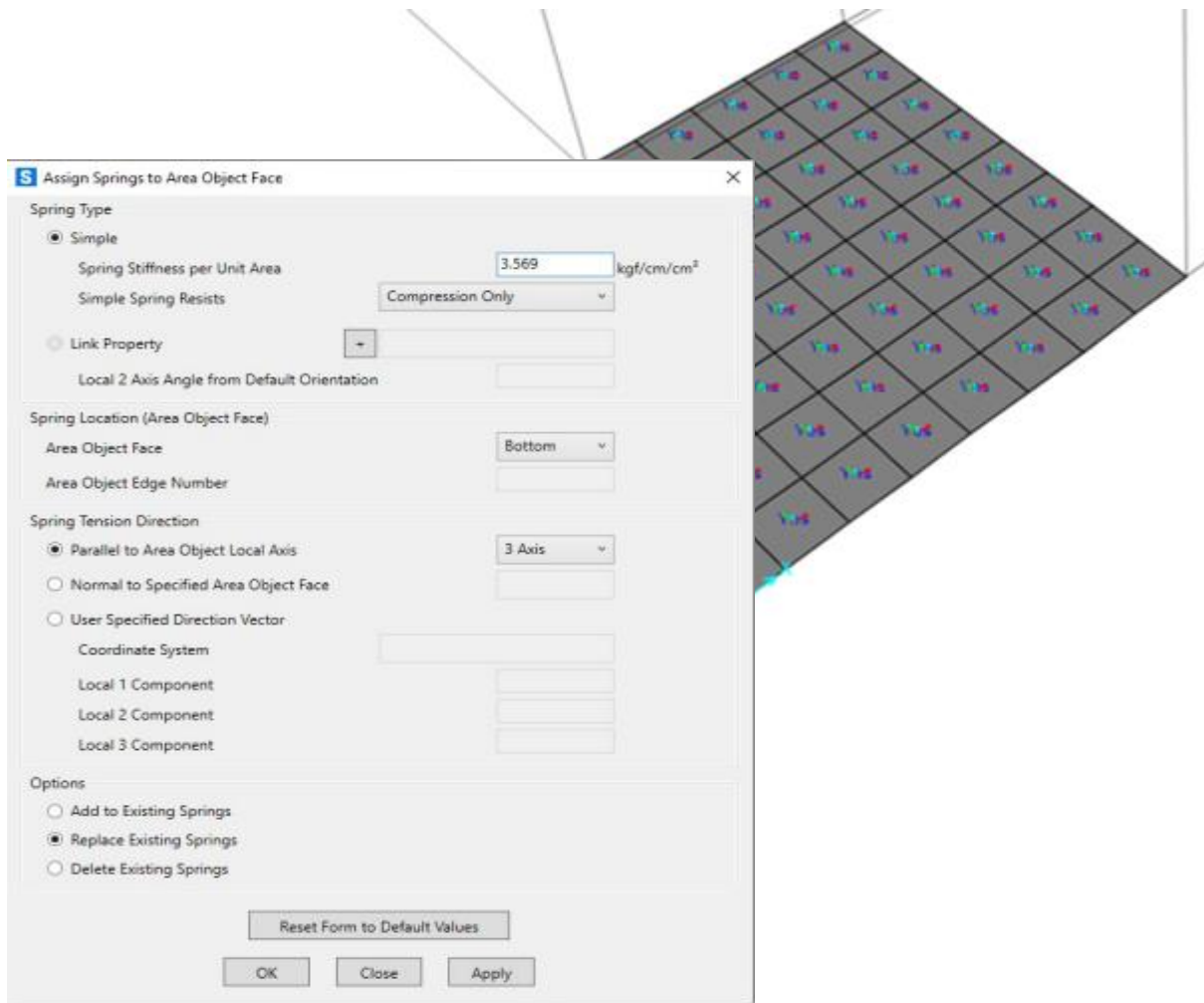
El suelo de la cimentación se ha considerado como un medio elástico, el cual se modela mediante resortes elásticos cuya rigidez es determinada a partir del coeficiente de balasto. El suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de estos resortes hipotéticos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

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

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

$$k := 35 \frac{MN}{m^3} \quad k = 3.569 \frac{kgf}{cm^3}$$

Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones - Braja M. Das - 7ma Edición.



Análisis de Cargas

Altura libre $h_4 := 1.50 \text{ m}$

Espesor losa inf. $e_{losa_4} := 0.25 \text{ m}$

Ancho libre $a_4 := 1.50 \text{ m}$

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

Espesor losa sup. $e_{losa_{41}} := 0.12 \text{ m}$

$$\text{Altura análisis } h_{a_4} := h_4 + \frac{e_{losa_4} + e_{losa_{41}}}{2} = 1.685 \text{ m}$$

$$\text{Ancho análisis } a_{a_4} := a_4 + e_{PARED} = 1.7 \text{ m}$$

A. Presión Horizontal del Terreno (EH)

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

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

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la estructura: $y_2 := h_{a_4} + 0.015 \text{ m} = 1.7 \text{ m}$

$$EH_2 := k_a \cdot \gamma'_s \cdot y_2 = 1165.87 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 := \frac{EH_2 - EH_1}{-y_2} = -685.803 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Valor de Joint Pattern EH}$$

B. Sobrecarga del Suelo (ES): es la misma carga LS

De la Tabla 3.11.6.4-1 (AASHTO), por interpolación:

Carga lateral en la parte superior del canal: Para una altura medida desde la corona de la estructura hasta el borde superior del terreno de $y_1 = 0 \text{ m}$, la altura equivalente de terreno es:

$$h'_1 := \text{if} \left(y_1 < 6.0 \text{ m}, 1.20 \text{ m} - \frac{(1.5 \text{ m} - y_1) (0.90 \text{ m} - 1.20 \text{ m})}{3 \text{ m} - 1.5 \text{ m}}, 1.2 \text{ m} + \frac{(y_1 - 1.5 \text{ m}) \cdot (0.6 \text{ m} - 1.2 \text{ m})}{6 \text{ m} - 1.5 \text{ m}} \right) = 1.5 \text{ m}$$

$$ES_1 := k_a \cdot \gamma'_s \cdot h'_1 = 1028.7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga lateral en el fondo de la cuneta: $y_2 = 1.7 \text{ m}$

$$h'_2 := \text{if} \left(y_2 < 6.0 \text{ m}, 1.20 \text{ m} - \frac{(1.5 \text{ m} - y_2) (0.90 \text{ m} - 1.20 \text{ m})}{3 \text{ m} - 1.5 \text{ m}}, 1.2 \text{ m} + \frac{(y_2 - 1.5 \text{ m}) \cdot (0.6 \text{ m} - 1.2 \text{ m})}{6 \text{ m} - 1.5 \text{ m}} \right) = 1.16 \text{ m}$$

$$ES_2 := k_a \cdot \gamma'_s \cdot h'_2 = 795.531 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

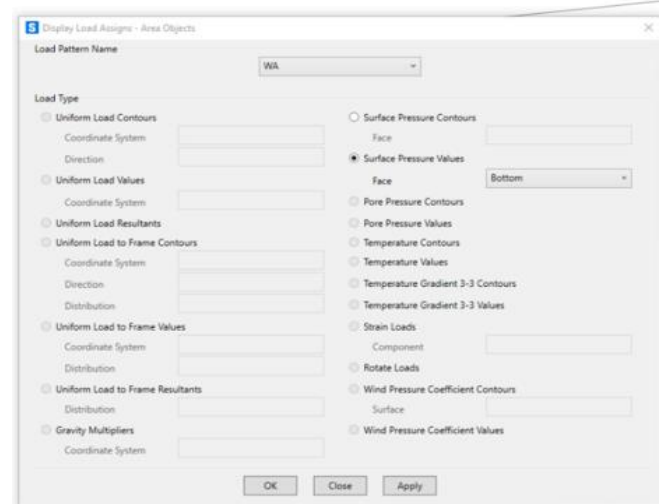
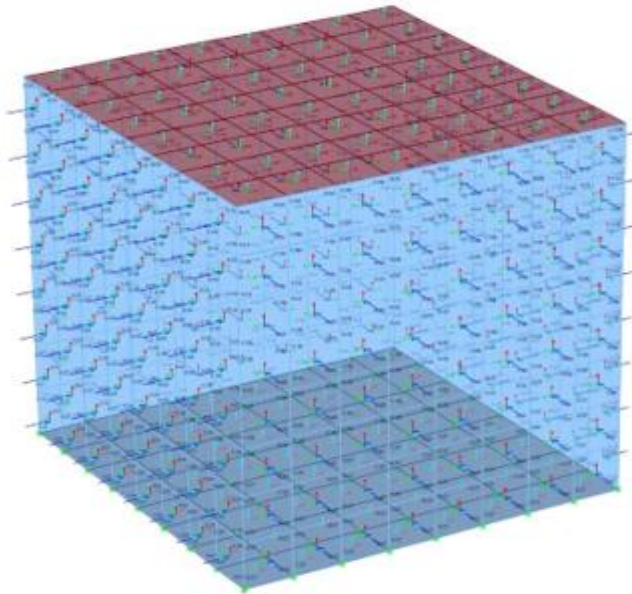
$$C_1 := \frac{ES_1 - ES_2}{y_2} = 137.161 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Valor de Joint Pattern ES}$$

C. Cargas Muertas y Cargas Variables (CM y CV)

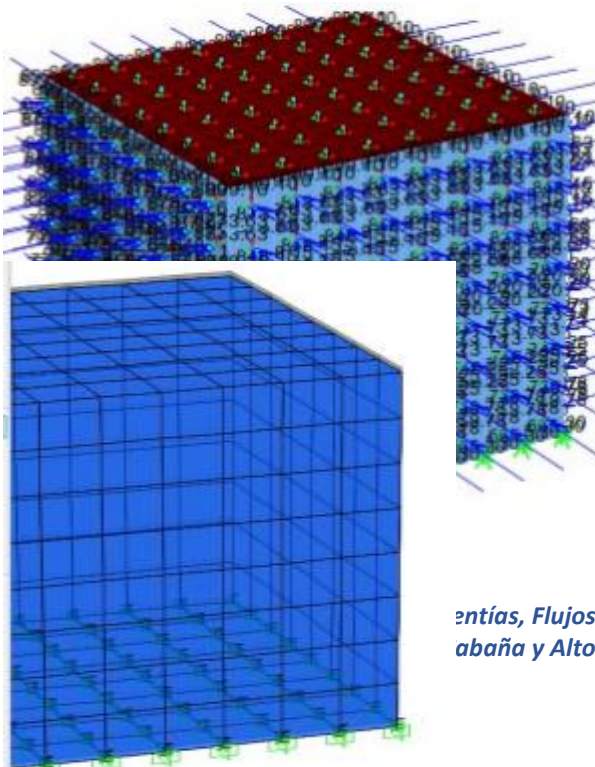
$$CM := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad CV := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Para superficies de estructuras}$$

Proceso de análisis y diseño:

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



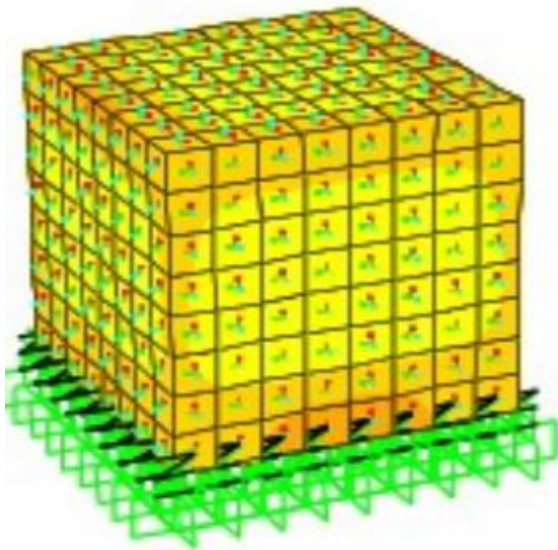
Aplicación de cargas laterales (WA)



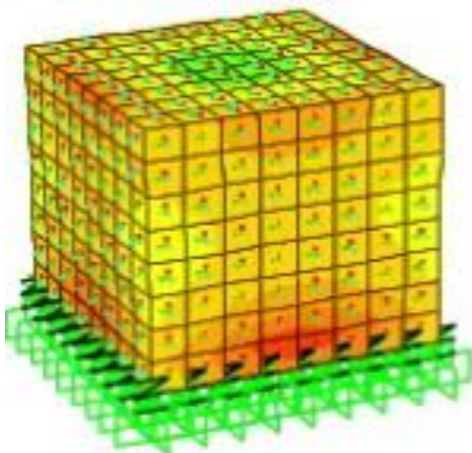
Aplicación de cargas verticales



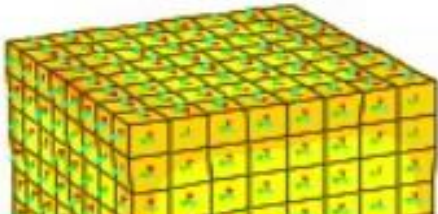
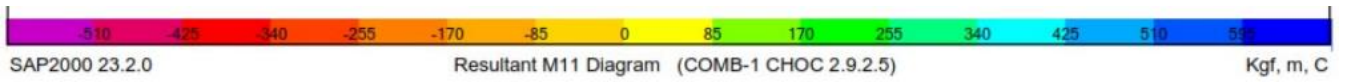
Revisión deformaciones por Combinación de Servicio



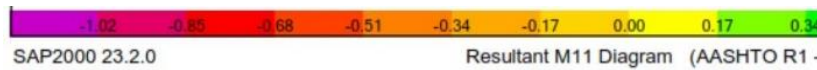
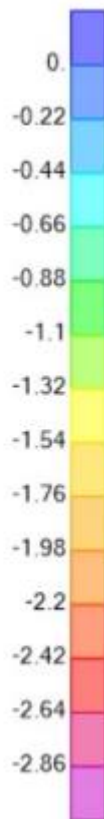
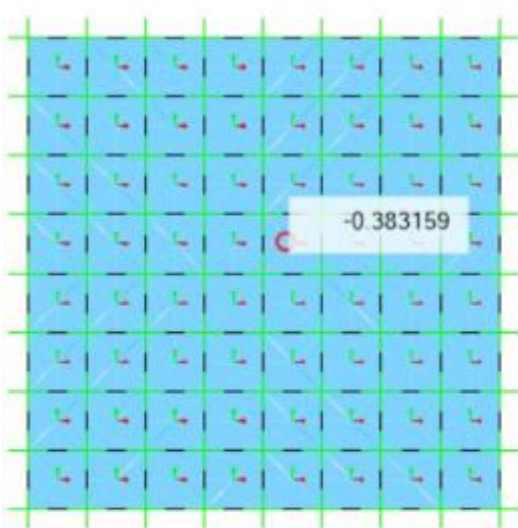
Revisión momentos Combinación CHOC 2.9.2.4



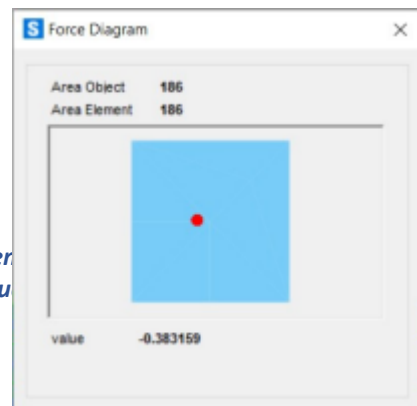
Revisión momentos Combinación CHOC 2.9.2.4

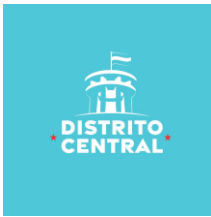


Revisión momentos Combinación AASTO R1



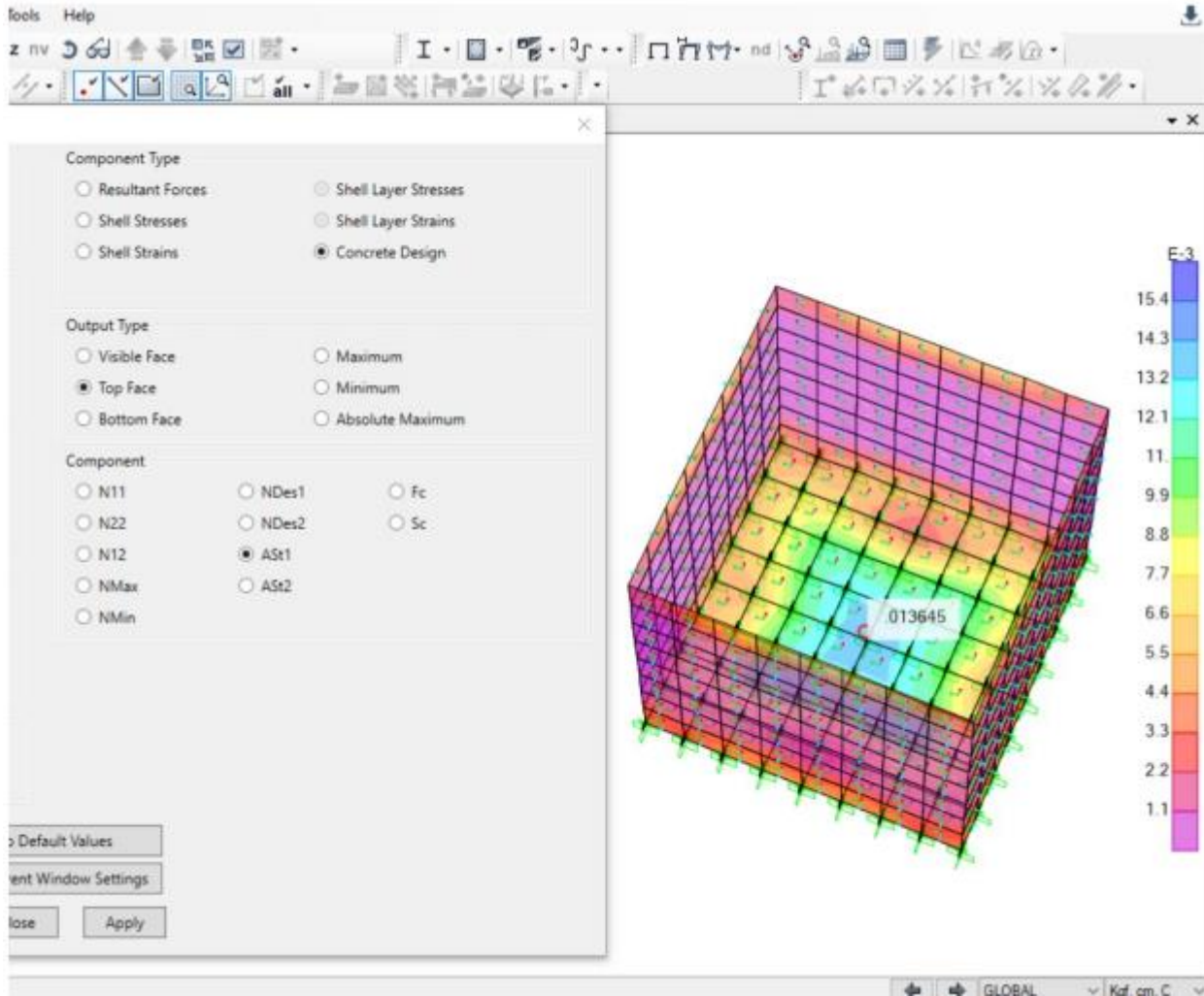
⇒ Infiltraciones en de El Edén, Tegucigalpa





Revisión de presiones al suelo por COMB-SERVICIO para caja colectora: 0.383kgf/cm² que resulta adecuada, teniendo una capacidad mínima 2.95 kg/cm²

Refuerzo Caja Colectora 150cmx150cm



$$A_{S_4} := 0.01365 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S_4} = 1.365 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

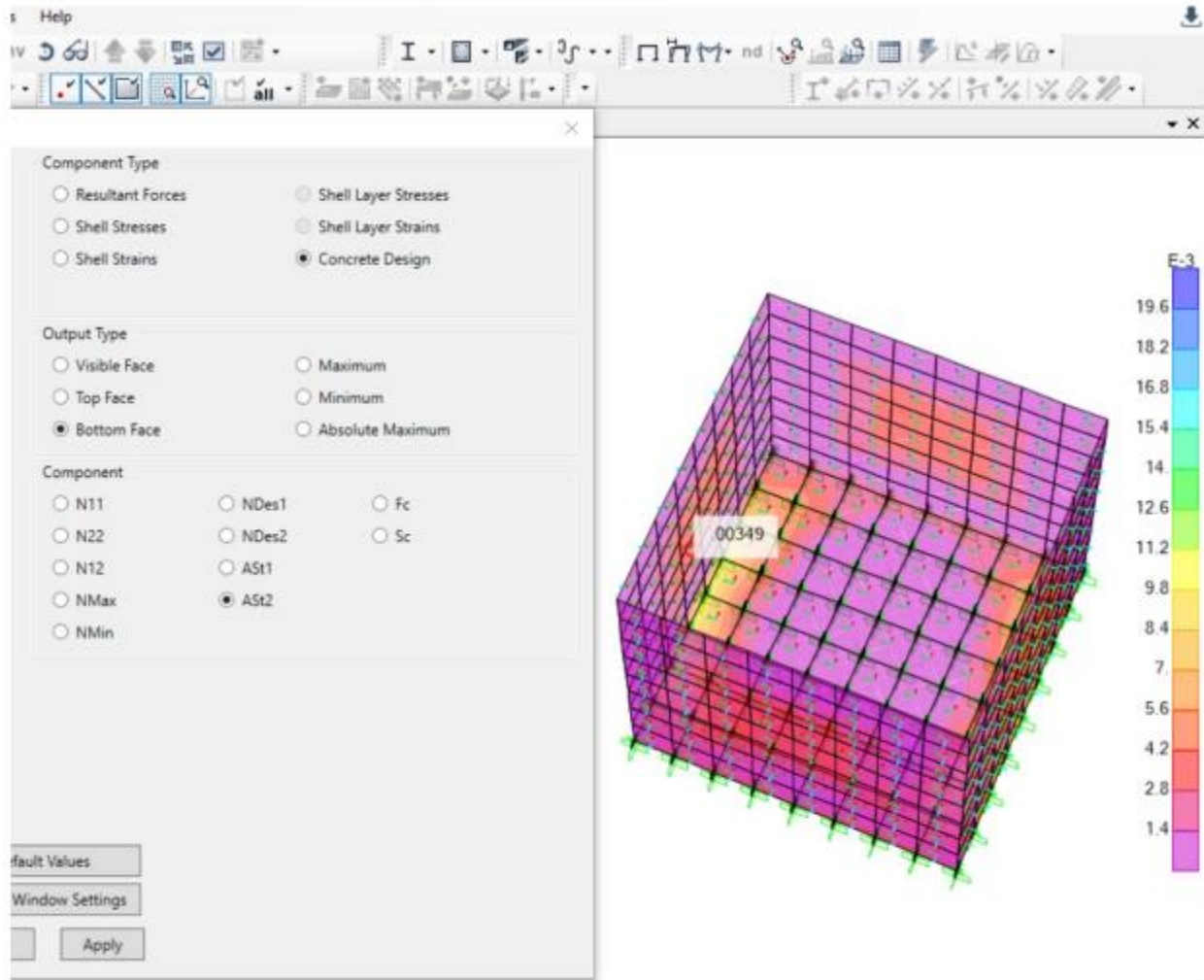
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{S_{\min}} = 0.0018 \cdot A_g$

$$A_{S_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{losa}_4} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 4.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

if ($A_{S_4} > A_{S_{\min}}$, "Refuerzo calculado", "Usar Acero Mínimo") = "Usar Acero Mínimo"

$$\text{USAR } \#3 \text{ a: } s := \frac{A_{S_3}}{A_{S_{\min}}} = 15.778 \text{ cm}$$

Separación Adoptada S=15.00cm, #3@15cm A.S



$$A_{S5} := 0.00349 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S5} = 0.349 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

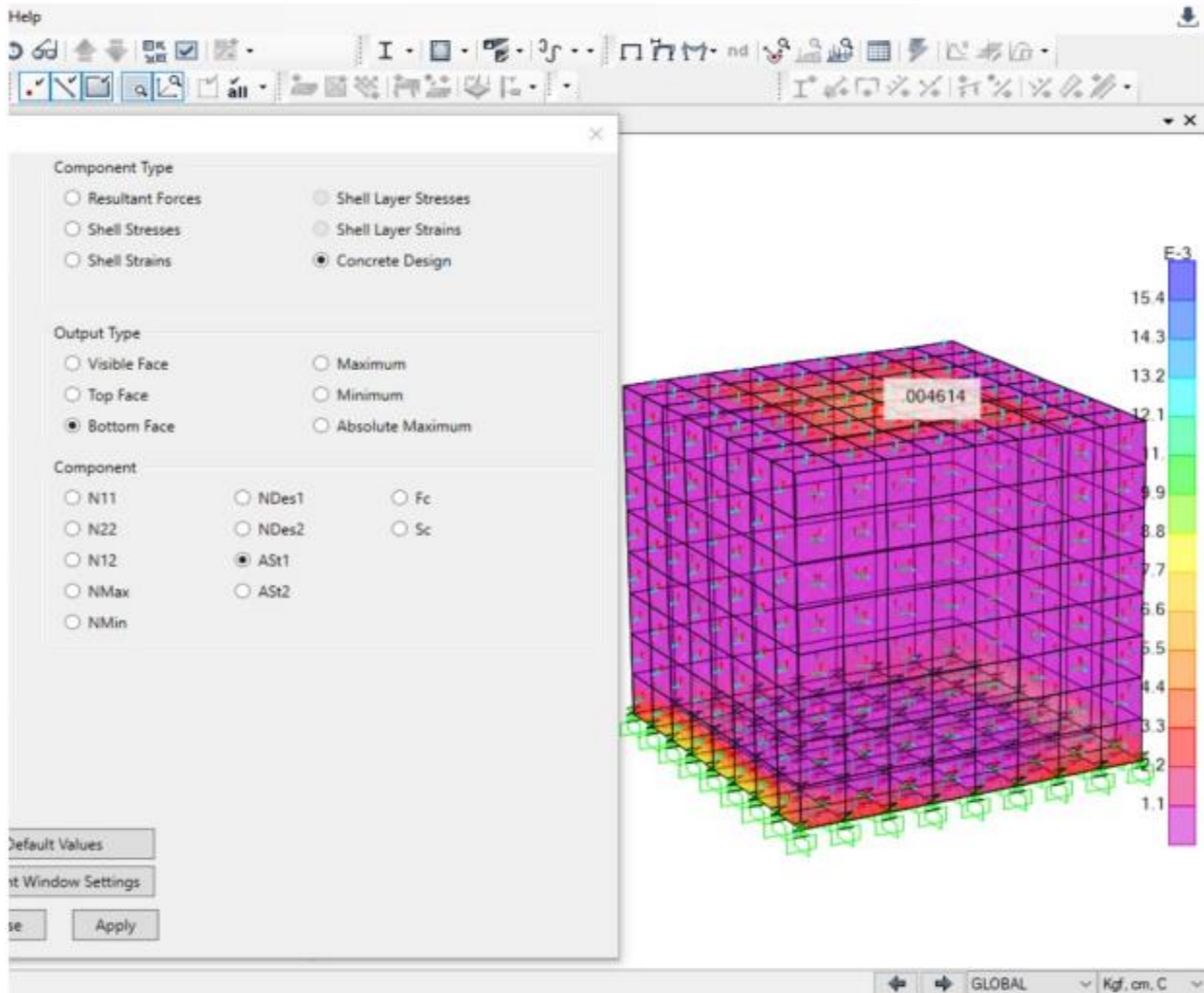
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{Smin} = 0.0018 \cdot A_g$

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

if ($A_{S5} > A_{Smin}$, "Refuerzo calculado", "Usar Acero Mínimo") = "Usar Acero Mínimo"

$$\text{USAR 1\#3 a: } s := \frac{A_{S\#3}}{A_{Smin}} = 19.722 \text{ cm}$$

Separación Adoptada S=15.00cm, #3@15cm A.S Criterio Constructivo



$$A_{S6} := 0.004614 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S6} = 0.461 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

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

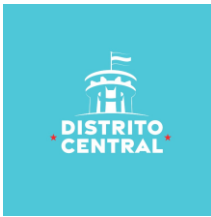
$$A_{S_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{losa}_4} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 2.16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

if ($A_{S6} > A_{S_{\min}}$, "Refuerzo calculado", "Usar Acero Mínimo") = "Usar Acero Mínimo"

$$\text{USAR } \#3 \text{ a: } s := \frac{A_{S\#3}}{A_{S_{\min}}} = 32.87 \text{ cm}$$

Separación Adoptada $S=25.00\text{cm}$, #3@25cm A.S Criterio Constructivo

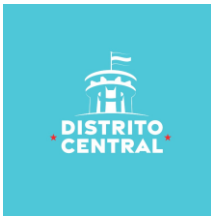
Conclusiones y recomendaciones



- La vida útil de los elementos aquí expuestos está fuertemente ligado a lo bien que se pueda asegurar la continuidad de los mismos. Es de vital importancia evitar el agrietamiento del concreto en la etapa constructiva y de uso. En conclusión, un proceso de curado adecuado, un buen compactado del suelo soportante y el seguimiento de buenas prácticas constructivas producirán un producto final con una óptima vida útil.
- Se debe garantizar un buen curado del concreto para evitar la aparición temprana de fisuras. Esto incluye, evitar un curado diferencial a lo largo de estos elementos y la proporción de la cantidad suficiente de agente curativo para cada caso.
- Se debe compactar adecuadamente el suelo soportante, para evitar los asentamientos diferenciales y los daños prematuros a la estructura.
- Se debe estabilizar el suelo arcilloso de la zona con cal o cemento o se deberá sustituir con una capa superficial de material selecto para que el hinchamiento del mismo no cause daños a las obras proyectadas.
- Es importante mantener la integridad estructural entre cada subelemento de las cunetas, gradas y losas. Todas estas piezas deben trabajar en conjunto. Se recomienda el uso de ganchos estándar para las varillas de refuerzo, tal como lo recomienda el Código Hondureño de Construcción.
- Luego de un evento sísmico considerable, se deberán inspeccionar los elementos aquí expuestos. Convendrá evaluar su capacidad de cumplir su función y deberán ser enmendados en caso de que así sea necesario.

Notas Estructurales

- Los lineamientos descritos en el Código Hondureño de Construcción, y las normas a las cuáles éste haga referencia, se deberán implementar, aunque no sean mencionadas explícitamente en este documento.
- El concreto hidráulico para las cunetas y disipadores de energía tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 (3,000 psi) a los 28 días.
- El concreto hidráulico para las cajas colectoras tendrá una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 (3,000 psi) a los 28 días.
- El acero de refuerzo consistirá de barras con una resistencia a la fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (grado 60) de acuerdo a las especificaciones A.S.T.M. A615 Y AASHTO M30.
- La calidad de los agregados para el concreto debe cumplir con las especificaciones A.S.T.M. C 1157
- Los elementos de mampostería deben tener una resistencia a la compresión de 75 kg/cm^2 (1,070 psi) a los 28 días.
- La proporción que se debe utilizar para la mampostería es de 30% concreto simple y 70% de rocas desplazadas.
- La piedra utilizada para la mampostería deberá ser sólida, sana, resistente y su dimensión debe estar entre 15cm y 25cm. Las caras de la piedra deberán de ser planas y un labrado que mejore el entrelazamiento del todo, es preferible. La roca no deberá presentar oquedades u otros defectos estructurales. No se utilizarán pizarras ni cualquier otra roca de fácil desintegración o de baja resistencia a la compresión.
- Para la mampostería, el concreto simple que se utilizará tendrá proporciones 1:2:2 de volumen de cemento a volumen de arena lavada y a grava de 1/2" con consistencia pastosa supervisada y aprobada por el Ingeniero.
- Para la mampostería, para unir concreto fresco con concreto fraguado, las rocas de la última fundición deberán sobresalir en un 50% (aproximadamente) del plano de contacto.
- Las piedras de la mampostería no deben de ser lanzadas abruptamente, sino que se deben colocar suavemente para evitar la formación de vacíos.



- El recubrimiento mínimo de concreto colado en el sitio debe ser proporcionado como se especifica a continuación:
 - 7.00 cm para los elementos en contacto con el suelo
 - 4.00 cm para el resto de casos relevantes a este proyecto
- Los traslapes entre barras deben de tener una longitud de 30 veces el diámetro de la barra.
- No deben emplearse traslapes en las juntas constructivas, ni en una distancia de dos veces el peralte del elemento desde la cara de la junta.
- Las juntas de construcción en sentido horizontal se deben elaborar limpiando el concreto endurecido proporcionando una superficie rugosa.
- Las cotas priman sobre la escala.
- El terreno natural debe estar libre de material suelto, vegetal, o residuos de cualquier naturaleza.
- La capa de suelo que soporte cualquier estructura deberá estar compactada a por lo menos 95% la densidad óptima calculada de la prueba Proctor Modificado.
- Los criterios para la aceptación de la estabilización del suelo debido a consideraciones estructurales son: la eliminación del potencial del suelo para absorber agua e hincharse y un ángulo de fricción interno igual o mayor a $\phi'f = 28^\circ$. En caso contrario se deberá sustituir el suelo.
- En la caja colectora se utilizó el siguiente refuerzo en las paredes:
#3@15cm a/s.
- En la caja colectora en la losa se utilizó el siguiente refuerzo:
- Losa Inferior e=0.25 m Ref #3@15cm a/s y Losa Superior e=0.12m Ref #3@25cm a/s.