



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**APOYO TÉCNICO EN EL DISEÑO Y
CONSULTORÍA EN PROYECTOS DE
GEOTÉCNIA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN LA
EMPRESA TEAM INGENIERÍA Y CONSULTORÍA**

Autor
Juan Gabriel Mancera Trejos

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental
Medellín, Colombia
2019



Apoyo técnico en el diseño y consultoría en proyectos de geotécnica y análisis estructural en la empresa Team Ingeniería y Consultoría

Juan Gabriel Mancera Trejos

Informe de práctica como requisito para optar al título de:
Ingeniero Civil

Asesores

Edwin Fabián García Aristizábal
Ingeniero Civil

Anderson Yesid Viviescas Pico
Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental.
Medellín, Colombia
2019.

Contenido

1	Resumen	6
2	Introducción	7
3	Objetivos	8
3.1	Objetivo General.....	8
3.2	Objetivos Específicos	8
4	Marco Teórico	8
4.1	Autopista al Mar 1:	9
4.2	Muros de Concreto Reforzado.....	9
4.3	Muros en Gaviones	10
4.4	Muros de tierra armada.....	11
4.5	Diseño sísmico de estructuras de concreto que contienen líquidos y comentarios.(Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary - ACI 350.3-06)	11
4.6	Sifonamiento:.....	12
4.7	Diseño a flexión, armadura a tracción	13
4.8	Puentes.....	15
5	Metodología	16
6	Resultados y análisis	17
6.1	Viaducto ATXONDO-ABADIÑO	17
6.2	Muros de contención y box culvert	19
6.2.1	Muro encole-La culebra	20
6.2.2	Muro en gaviones San Jerónimo	22
6.2.3	Embocaduras	24
6.2.4	Resalto hidráulico La Frisola	24
6.3	SH 99 Grand Parkway	26
6.4	Túnel Larraskitu	30
6.5	Longitud de solapes	31
6.6	Revisión muros de suelo reforzado	32
6.7	Tanque de almacenamiento	34
6.8	Tablestacas proyecto “Gibraltar airport and frontier acces road”	36
6.9	APA (Application for project’s amendment)	38
7	Conclusiones	40
8	Referencias Bibliográficas	41

Índice de ilustraciones

Ilustración 1.Esquema muro en ménsula. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)	10
Ilustración 2.Esquema muro en gaviones. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)	10
Ilustración 3.Esquema de fuerzas. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)	10
Ilustración 4.Esquema flujo de agua. Tomado de (Recomendado de obras marítimas)	12
Ilustración 5.Diagrama de flujo para el diseño del acero de refuerzo. Tomado de (Rochel Awad Roberto, Hormigón armado)	14
Ilustración 6.Diagrama de la metodología empleada en los procesos de diseño.....	16
Ilustración 7.Tabla pilas viaducto Arrazola.....	18
Ilustración 8.Tabla cimentación viaducto Arrazola.....	19
Ilustración 9.Corte longitudinal del muro de contención. Tomado de (MAR1-OFT-12-SPD-DT006-190001-07).....	21
Ilustración 10.Dimensiones del muro de contención. Elaboración propia.....	21
Ilustración 11.Armado de muro encole-La Culebra. Elaboración propia.....	21
Ilustración 12.Alzado muro en gaviones San Jerónimo. Tomado de (Anexo 2 ESTABILIDAD MURO_1-S.Jeronimo-UF2.1)	22
Ilustración 13.Sección transversal muro San Jerónimo. Elaboración propia	22
Ilustración 14.Estabilidad del muro condiciones estáticas. Elaboración propia.....	23
Ilustración 15.Estabilidad del muro condiciones dinámicas. Elaboración propia.....	23
Ilustración 16.Refuerzo embocadura tipo. Tomado de (MAR1-TAM-12-DWG-DT000-190017-05)	24
Ilustración 17.Extensión horizontal mínima de la zona de mejora del subsuelo. Tomado de (SH99_HI_GPI_RFC_H1A)	26
Ilustración 18. Recommendations de diseño MSE 4(H):1(V)). Tomado de (SH99_HI_GPI_RFC_H1A)	27
Ilustración 19.Recomendaciones de diseño pendiente plana. Tomado de (SH99_HI_GPI_RFC_H1A).	27
Ilustración 20.Tabla de características del segmento H1A. Elaboración propia.....	28
Ilustración 21.Tabla combinaciones de diseño segmento H1A. Elaboración propia..	29
Ilustración 22.Sección transversal túnel Larraskitu. Tomado de (sección tipo túnel Larraskitu)	30
Ilustración 23.Tabla de coordenadas primer tramo zona 1. Elaboración propia.....	31
Ilustración 24.Longitud de solapes norma NSR-10	32
Ilustración 25.Longitud de solapes norma CCP-14	32
Ilustración 26. Estabilidad del muro 20+485 condiciones estáticas. Elaboración propia.....	33
Ilustración 27. Estabilidad del muro 20+485 condiciones dinámicas. Elaboración propia.....	33
Ilustración 28. Carga de hundimiento del muro 20+485 condiciones estáticas. Elaboración propia.....	34
Ilustración 29. Carga de hundimiento del muro 20+485 condiciones estáticas. Elaboración propia.....	34
Ilustración 30.Sección Sals del lado este. Elaboración propia	37
Ilustración 31.Modelo en software Vettones. Elaboración propia.....	37
Ilustración 32.Modelo tablestaca en Cypecad. Elaboración propia	37
Ilustración 33.Resultados diseño de tablestacas. Elaboración propia.....	38

Índice de tablas

Tabla 1. Momentos de diseño y coeficientes de seguridad, según modelo de verificación.....	25
Tabla 2. Cortantes de diseño y coeficientes de seguridad, según modelo de verificación.....	25
Tabla 3. Abertura de fisura para los elementos, según modelo de verificación.....	25
Tabla 4. Cargas de hundimiento en estado dinámico y estático	33
Tabla 5. Momentos de diseño y coeficiente de seguridad, según modelo de verificación.....	35
Tabla 6. Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo.	36
Tabla 7. Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo	36
Tabla 8. Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo	36
Tabla 9. Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo	36
Tabla 10. Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo ...	36
Tabla 11. Resultados cálculo estadístico	38
Tabla 12. Resultados cálculo teórico	39



1 Resumen

Team Ingeniería y Consultoría desarrolla actividades comerciales en diferentes áreas de la ingeniería civil como ferrocarriles, consultoría, gestión de riesgos y medio ambiente, urbanismo y edificaciones, industria, interventoría, energía y gestión del agua, actualmente los proyectos que se desarrollan en Colombia están relacionados principalmente con las áreas de geotécnica y análisis estructural. A su vez la oficina técnica de Colombia tiene participación en los demás proyectos que la empresa desarrolla en sus diferentes sedes de Estados Unidos, México, Ecuador, Reino Unido y España.

En el presente documento se realiza una recopilación de los diferentes proyectos que durante el tiempo de las prácticas académicas se tuvo participación en la empresa Team Ingeniería y consultoría, dicha participación estuvo enfocada en la asistencia técnica, y el alcance de esta fue diferente en cada proyecto, en algunos casos se limitaba a la revisión de normativa o el estado del arte, en otros proyectos se llevó a cabo el diseño completo de la estructura que se requería.

A nivel geotécnico las principales actividades desarrolladas se enfocaron en el diseño y revisión de muros de contención, primero se realizaba una revisión de los reportes geotécnicos, y una vez identificados y definido los parámetros para los diseños se ejecutaba un prediseño calculado manualmente, y posterior a esto se realizaba el modelo mediante un software, para verificar la estabilidad frente al deslizamiento y vuelco de la contención, y por último la capacidad portante del suelo.

Las validaciones y diseños relacionados con el área estructural tenían como finalidad la revisión a flexo-compresión de los elementos que conformaban la estructura y mediante los modelos ejecutados se obtenían los momentos flectores y cortante definitivos. En cada diseño se debía garantizar las cuantías mínimas y factores de seguridad establecidos en las normativas que regían el diseño, en el caso de Team ingeniería y consultoría se emplean la NSR 10, CCP 14, AASHTO y el Eurocódigo, la aplicación de estas estaba supeditado al lugar donde se iba a realizar la obra o los requerimientos específicos de cada proyecto.

2 Introducción

La aplicación de los conocimientos conceptuales y teóricos de la ingeniería civil en los procesos de asistencia técnica de una empresa implican la retroalimentación, estudio o actualización de normativas y metodologías de cálculo. Dado que para cada diseño se debe tener claridad de los factores de seguridad mínimos, coeficientes de mayoración de cargas, las cuantías mínimas de acero establecidas y análisis sísmico de cada estructura.

Lo anterior fue fundamental durante las practicas académica en la empresa Team Ingeniería y Consultoría, cuyas áreas de actividad se enfocan principalmente en la geotécnica y el análisis estructural, también entre los proyectos que han realizado en Colombia se destacan oficina técnica durante la construcción del tranvía de Ayacucho, interventoría Administrativa, legal y técnica de construcción del Proyecto de Metroplús en los municipios de Itagüi y Envigado, oficina técnica en fase de diseño y construcción de la Autopista al Mar 1 y la oficina técnica durante la construcción de la PTAR de Bello.

Actualmente la empresa Team Ingeniería y Consultoría continua con la asistencia técnica del proyecto autopista al mar 1, en el cual se diseñan principalmente las estructuras de contención, las cuales pueden ser muros en ménsula o muros de tierra armada, también se realiza la estabilidad de taludes, cada uno de estos diseños conlleva el análisis estructural, donde se define la cantidad y el número de barras que conformaran el acero de refuerzo.

Además del proyecto descrito anteriormente también se desarrollaron actividades en los siguientes proyectos:

- Viaducto Atxondo-Abadiño: verificación de las cantidades de obra de los planos entregados por parte del cliente, y así compararlo con las cantidades que previamente se habían establecido.
- Gibraltar airport and frontier acces road: diseño tablestacas y la revisión de la capacidad estructural de unas barras de acero que sufrieron afectaciones en obra.
- SH 99 Grand Parkway: revisión de los reportes geotécnico, con el fin de sintetizar la información y consolidar las posibles variaciones de los muros de tierra armada según sus características geomecánicas.
- Revisión muros tierra armada: validación de los diferentes cambios que se presentaban en los diseños originales de los muros de tierra armada.

- Túnel Larraskitu: Con los datos obtenidos por medio de un geo-radar del recubrimiento real a lo largo del túnel, se solicitó realizaron unas tablas que sirvieron como algoritmos para la modelación de las secciones en FLAC.

Para cada uno de estos proyectos se presentan en este documento, los resultados de los cálculos, ilustraciones de las modelaciones realizadas en software o ilustraciones de las tablas mencionadas, también un análisis de los resultados obtenidos en cada caso.

3 Objetivos

3.1 Objetivo General

Apoyar los diferentes proyectos de infraestructura que desarrolle la empresa Team ingeniería localizados a nivel nacional e internacional, en áreas como la geotécnica y análisis estructural.

3.2 Objetivos Específicos

- Apoyar las labores de análisis estructural, diseño de estructuras de hormigón armado, acero y puentes.
- Apoyar las actividades relacionadas con el área de geotécnica como: mecánica de suelos, cimentaciones, estructuras de contención y estabilidad de taludes.
- Apoyar la elaboración de informes de diseño e ingeniería, avance, instrumentación, memorias de cálculo, planos, y demás información requerida por la coordinación técnica.
- Conocer la información de los planos, memorias y demás información técnica de los proyectos.

4 Marco Teórico

La fundamentación teórica para el desarrollo de la practica académica se ha enfocado en la revisión bibliográfica necesaria para cada proyecto, entre las cuales se encuentra el análisis geotécnico y estructural de muros de contención, taludes con anclajes y la revisión de la norma CCP-14 (norma colombiana de diseño de puentes), especialmente en los capítulos referente a la mayoración de cargas y el efecto del sismo en el cálculo de empujes de los muros de contención.

A continuación, se presentan algunas de las revisiones realizadas.

4.1 Autopista al Mar 1:

El proyecto Autopista al Mar 1 es uno de los proyectos de vías de Cuarta Generación, una iniciativa del Gobierno Nacional, que tiene una longitud de 176 km aproximadamente, donde se tiene contemplado lo siguiente:

1. Construcción del segundo tubo del Túnel de Occidente, el cual solucionará los problemas de tráfico en la entrada a Medellín.
2. Rehabilitación de la vía entre Santa Fe de Antioquia y el Corregimiento de Peñalisa (Municipio de Salgar) incluyendo el mejoramiento del puente de Peñalisa sobre el río San Juan
3. Rehabilitación de la vía entre Santa Fe de Antioquia y el Corregimiento de Peñalisa (Municipio de Salgar) incluyendo el mejoramiento del puente de Peñalisa sobre el río San Juan.
4. Rehabilitación y la operación y el mantenimiento de la vía entre Santa Fe de Antioquia a Cañasgordas. [2]

4.2 Muros de Concreto Reforzado

Los muros de concreto reforzado son relativamente esbeltos y comúnmente en forma de L, con relleno en tierra por encima de la cimentación. Una estructura de concreto reforzado resiste las fuerzas de un movimiento, debido principalmente a la presión de la tierra sobre el muro. El muro, a su vez, debe apoyarse en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Tipos de muro de concreto reforzado Existen los siguientes tipos de muro de concreto reforzado.

- Muros empotrados o en voladizo, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base (Figura 3.4).
- Muros con contrafuertes, en los cuales, la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- Muros con estribos, en los cuales, adicionalmente a la placa vertical, la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior subhorizontal que aumenta la rigidez y capacidad para soportar momentos. [3]

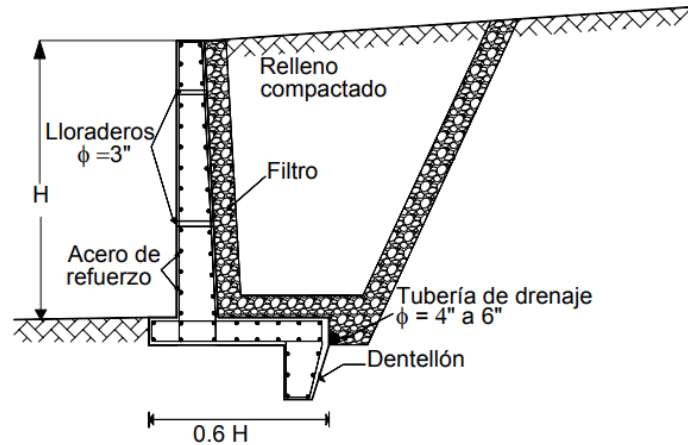


Ilustración 1.Esquema muro en ménsula. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)

4.3 Muros en Gaviones

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica estándar de la ingeniería civil.

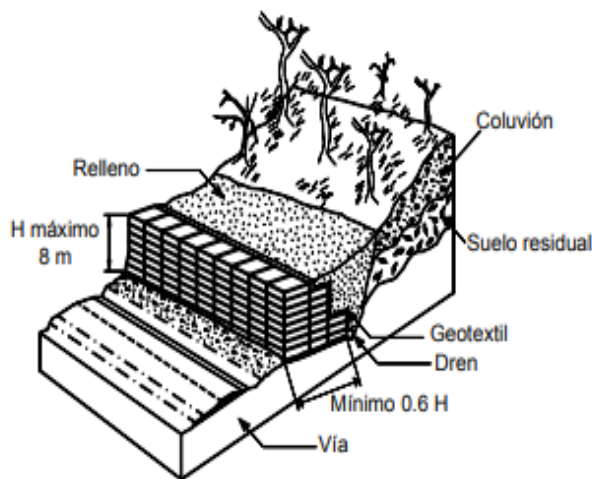


Ilustración 2.Esquema muro en gaviones. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)

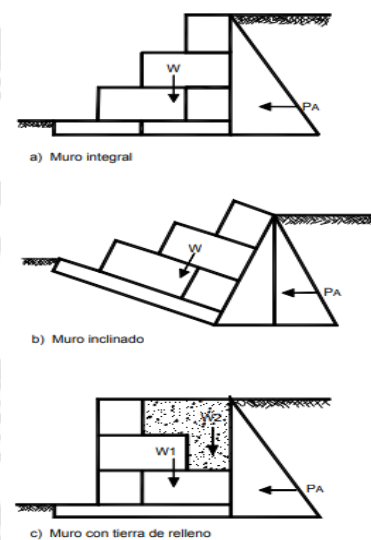


Ilustración 3.Esquema de fuerzas. Tomado de (Suarez Jaime, Deslizamiento: técnicas de remediación)

Debe tenerse en cuenta, de manera muy especial, el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales.

El muro puede flectarse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento, y es común encontrar deflexiones hasta el 20% de la altura.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

- Simple de construir, mantener y utiliza los cantos y rocas disponibles en el sitio.
- Se puede construir sobre fundaciones débiles.
- Su estructura es flexible, puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar. [4]

4.4 Muros de tierra armada

Las estructuras de muro MSE (Mechanically Stabilized Earth Walls) son alternativas rentables para la mayoría de las aplicaciones donde tradicionalmente se han utilizado muros de hormigón armado o de tipo de gravedad para retener el suelo. Estos incluyen estribos de puentes y paredes de ala, así como áreas donde el paso es restringido, de manera que no se puede construir un terraplén o una excavación con pendientes laterales estables. Son particularmente adecuados para la construcción económica en terrenos con pendientes pronunciadas, en terrenos sujetos a inestabilidad de pendientes o en áreas donde los suelos de los cimientos son deficientes.

Los muros de tierra mecánicamente estabilizados ofrecen importantes ventajas técnicas y de costos sobre las estructuras de retención de concreto reforzado convencionales en sitios con condiciones de cimientos deficientes. En tales casos, la eliminación de costos para mejoras de cimientos, tales como pilas y grupos de pilas, que pueden ser requeridos para el soporte de estructuras convencionales, han resultado en ahorros de costos de más del 50 por ciento en proyectos completados. [5]

4.5 Diseño sísmico de estructuras de concreto que contienen líquidos y comentarios.(Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary - ACI 350.3-06)

Esta norma proporciona instrucciones al diseñador de estructuras de concreto que contienen líquidos para calcular las fuerzas sísmicas que se aplicarán a la estructura particular. El diseñador también debe considerar los efectos de las fuerzas sísmicas en componentes fuera del alcance de esta norma, como tuberías, equipos (por ejemplo, mecanismos de clarificación) y pasarelas de conexión donde los movimientos verticales u horizontales entre las estructuras adyacentes o el relleno circundante podrían influir negativamente en la Capacidad de la estructura para funcionar adecuadamente (Fundación Nacional de Ciencias, 1981)[6]. Además, las fuerzas sísmicas aplicadas en la interfaz de tuberías o pasillos con la estructura también pueden introducir esfuerzos apreciables de flexión o corte en estas conexiones. [7].

4.6 Sifonamiento:

Arrastre de partículas que produce erosión interna en el terreno natural o en rellenos artificiales a causa del flujo del agua. En ocasiones se llama «sifonamiento» al levantamiento del fondo de excavaciones ocasionados por un fuerte gradiente de presiones intersticiales que llega a anular la tensión efectiva. [8]

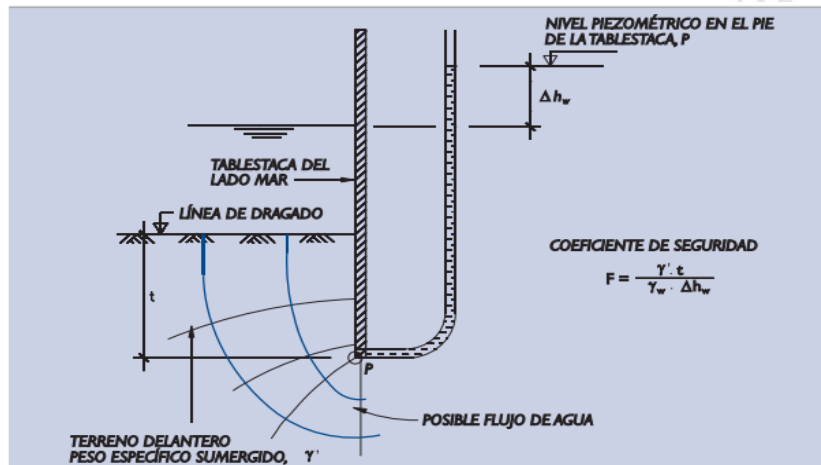


Ilustración 4. Esquema flujo de agua. Tomado de (Recomendado de obras marítimas)

El coeficiente de seguridad frente a este mecanismo de fallo se define como el cociente entre el gradiente crítico que provocaría la rotura por sifonamiento:

$$I(\text{crítico}) = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

donde:

γ' = peso específico sumergido del terreno en el entorno del pie

γ_w = peso específico del agua

y el gradiente estimado:

$$I(\text{estimado}) = \frac{\Delta h_w}{t}$$

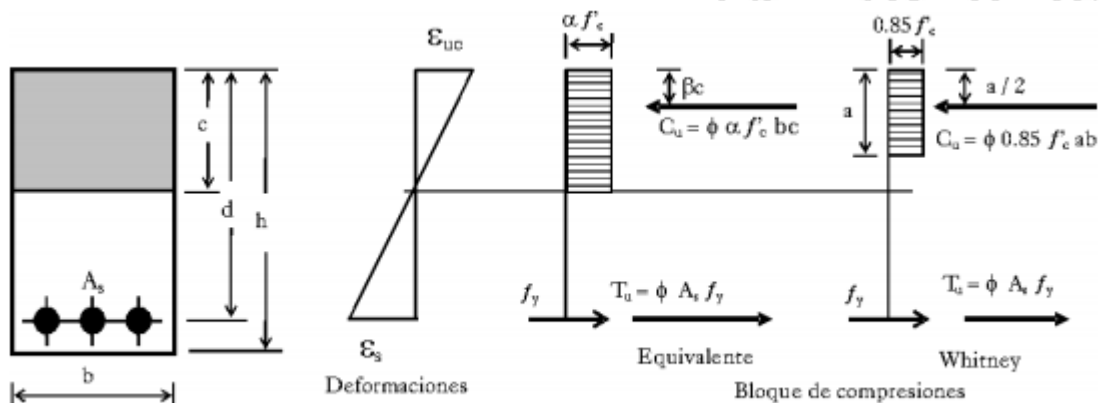
esto es:

$$F = \frac{I(\text{crítico})}{I(\text{estimado})}$$

4.7 Diseño a flexión, armadura a tracción

Los modernos métodos de análisis de estructuras de hormigón reforzado fueron inicialmente propuestos en 1912 y en 1932 por F. Stussi. La relación tensión-deformación, en el hormigón, no es lineal, especialmente para tensiones superiores a $0.5 * f_c$. En la zona de compresión de una viga es de esperarse que exista la misma variación entre las tensiones y las deformaciones que las obtenidas de probetas estándar. La distribución de las tensiones de compresión puede esperarse que tenga un comportamiento teórico. Los valores de k_1 , k_2 y k_3 han sido obtenidos experimentalmente y sus resultados publicados en la referencia 26. Sin embargo, es deseable para el diseño, poder disponer de un método simple que permita de una manera fácil plantear las relaciones de equilibrio. Por esta razón el ACI-318-02 adopta para el diagrama de compresiones una distribución rectangular, la cual fue inicialmente propuesta, en la década de los 30, por C.S. Whitney, y posteriormente fue revisada por Mattock y otros. El método es conocido como método de Whitney.[9]

Un resumen de dichas expresiones generales para el diseño de secciones rectangulares es el siguiente:



a) Cuantía de diseño y límites de la misma:

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK}{\phi f_y}} \right)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \alpha * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (f_y \text{ en } \text{kgf} / \text{cm}^2)$$

b) Momento resistente:

$$M_u = \phi * \rho * f_y * [1 - \beta * \rho * f_y / (\alpha * f_c)] * b d^2$$

$$K = \phi * \rho * f_y * [1 - \beta * \rho * f_y / (\alpha * f_c)]$$

$$M_u = K * b d^2, \quad d = \sqrt{\frac{M_u}{b * K}}, \quad k_2 = \sqrt{\frac{1}{K}}, \quad d = k_2 \sqrt{\frac{M_u}{b * K}}$$

Con las actuales facilidades de computación es muy fácil programar el procedimiento de diseño. A continuación, se elabora un diagrama de flujo:

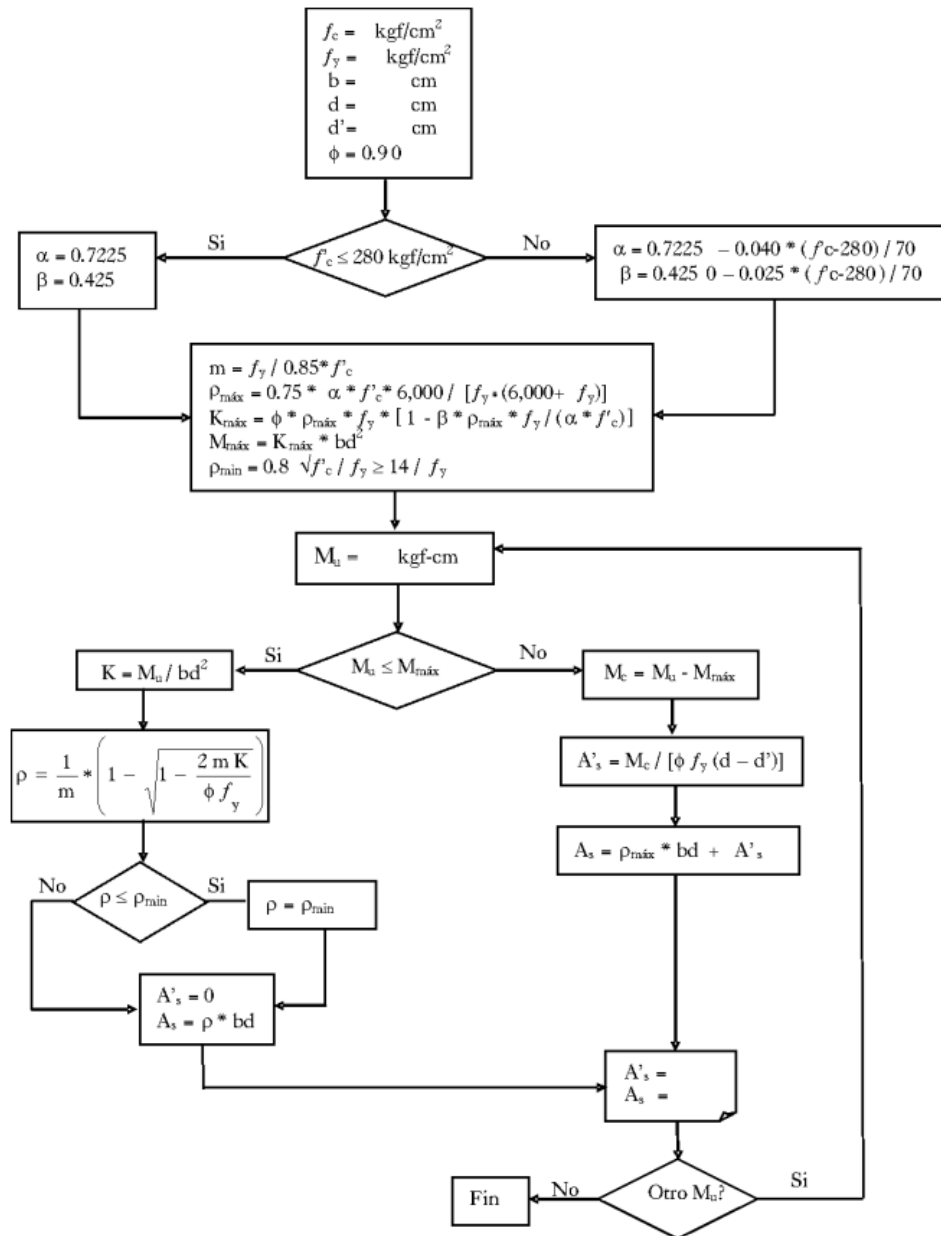


Ilustración 5. Diagrama de flujo para el diseño del acero de refuerzo. Tomado de (Rochel Awad Roberto, Hormigón armado)

4.8 Puentes

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados. Constan fundamentalmente de dos partes: a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos. b) La subestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. [10]

- a. Sección transversal: El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje. El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil.
- b. Ancho de vía (calzada): Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas. El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada (m). Cuando las vías de tráfico tienen menos de 3.60m el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico. Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.
- c. Bermas: Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.
- d. Barandas Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

5 Metodología

METODOLOGÍA

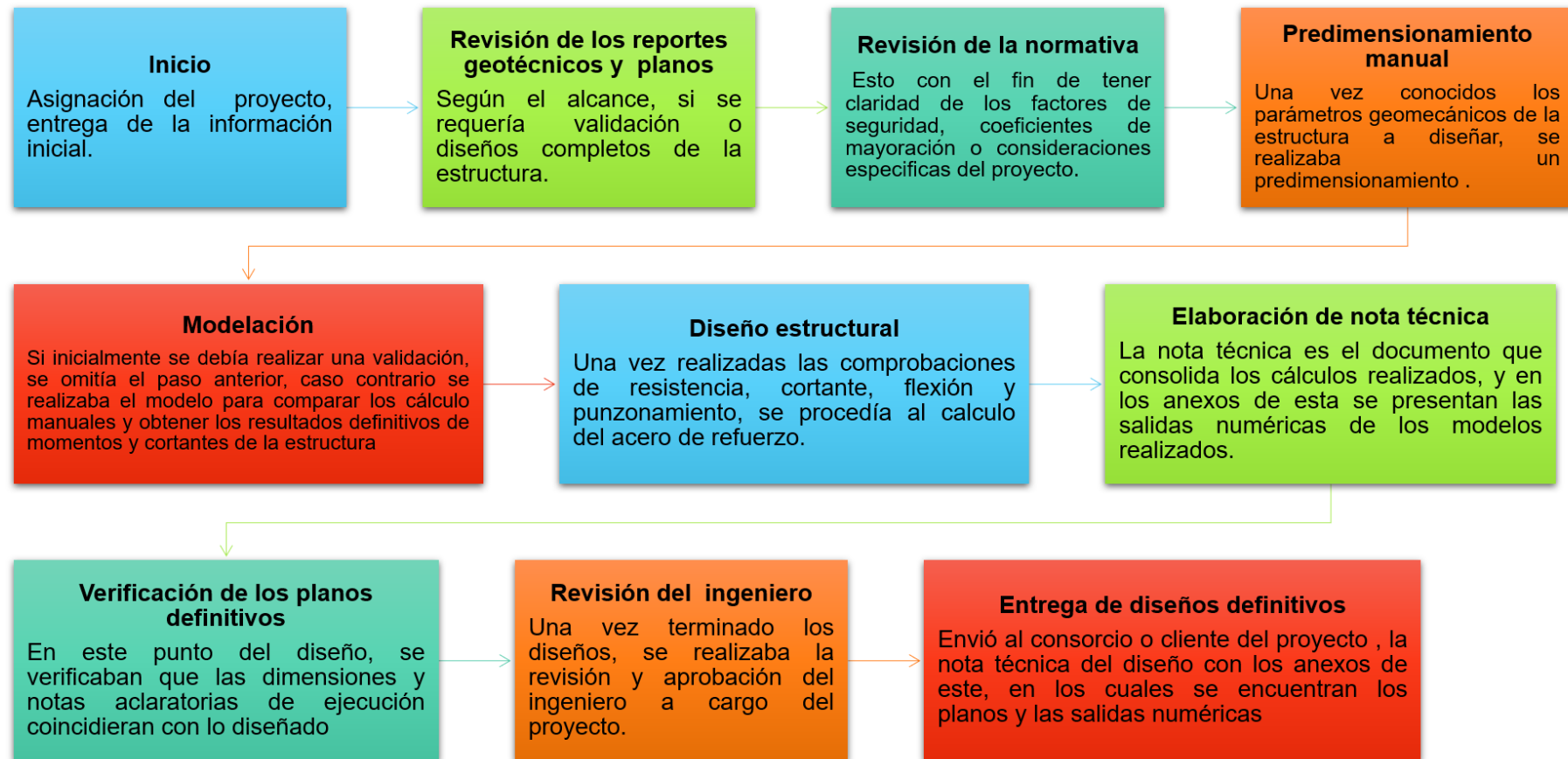


Ilustración 6. Diagrama de la metodología empleada en los procesos de diseño

6 Resultados y análisis

A continuación, se describen los proyectos en los que se tuvo participación durante la práctica académica, se agrupan según el tipo de proyecto y se realiza una descripción del diseño realizado, con las correspondientes ilustraciones o salidas numéricas.

6.1 Viaducto ATXONDO-ABADIÑO

Este proyecto de construcción de la línea de alta velocidad Vitoria-Bilbao-San Sebastián, tramo Atxondo-Abadiño, el cual contaba con 8 viaductos, Lanebera norte, Lanebera sur, Lanebera, Solaxto Arrazola, Bolinsbikar, Urasalto, Sagasta; se debía realizar la revisión de cantidades de obras de cada uno de estos, realizando un comparativo entre las cantidades de obra con las que inicialmente contaba el cliente y las calculadas por parte de Team Ingeniera, esto con los informes y planos entregados por el cliente.

En cada puente se verifico, tipo de cimentación, longitud, área y volumen de la cimentación, longitud del tablero, dimensiones de las pilas, cuantías y acero de refuerzo. La información calculada se consolido para uno de los viaductos por medio de tablas de Excel, a continuación, se muestra como ejemplo la tabla final entregada para el viaducto Arrazola.

		Z1	Z2	Z3	H PILA	H PILA VAR.	1(H):50(V) ANCHO PILA		C		
Pilas	Estribo	1									
	1	+261,295	+244,758	241,858	● 16,537 m	12,437 m	3,641 m	0,004 m	3,650 m	1	
	2	+260,199	+222,669	220,169	● 37,530 m	33,430 m	4,481 m	0,109 m	4,700 m	2	
	3	+259,144	+210,046	207,296	● 49,098 m	44,998 m	4,944 m	0,108 m	5,160 m	3	
	4	+258,048	+222,961	220,961	● 35,087 m	30,987 m	4,383 m	0,003 m	4,390 m	4	
	5	+256,972	+219,360	216,860	● 37,612 m	33,512 m	4,484 m	0,108 m	4,700 m	5	
	6	+255,896	+213,208	211,208	● 42,688 m	38,588 m	4,688 m	0,111 m	4,910 m	6	
	7	+254,820	+202,862	200,362	● 51,958 m	47,858 m	5,058 m	0,111 m	5,280 m	7	
	8	+253,744	+181,494	179,494	● 72,250 m	68,150 m	5,870 m	0,110 m	6,090 m	8	
	9	+252,669	+189,803	187,303	● 62,866 m	58,766 m	5,495 m	0,108 m	5,710 m	9	
	10	+251,593	+191,493	188,993	● 60,100 m	56,000 m	5,384 m	0,108 m	5,600 m	10	
	11	+250,517	+187,770	185,770	● 62,747 m	58,647 m	5,490 m	0,110 m	5,710 m	11	
	12	+249,441	+165,625	161,875	● 83,816 m	79,716 m	6,333 m	0,009 m	6,350 m	12	
	13	+248,365	+163,602	161,602	● 84,763 m	80,663 m	6,371 m	0,110 m	6,590 m	13	
	14	+247,289	+164,537	162,037	● 82,752 m	78,652 m	6,290 m	0,110 m	6,510 m	14	
	15	+246,213	+166,786	164,286	● 79,427 m	75,327 m	6,157 m	0,111 m	6,380 m	15	
	16	+245,136	+174,770	172,770	● 70,366 m	66,266 m	5,795 m	0,108 m	6,010 m	16	
	17	+244,039	+191,254	187,754	● 52,785 m	48,685 m	5,091 m	0,109 m	5,310 m	17	
	18	+242,964	+198,952	196,452	● 44,012 m	39,912 m	4,740 m	0,110 m	4,960 m	18	
	19-1	+245,559	+200,244	200,244	● 45,315 m					19-1	
	19-2	+245,559	+201,328	197,328	● 44,231 m					19-2	
	20	+240,812	+209,299	205,799	● 31,513 m	27,413 m	4,241 m	0,005 m	4,250 m	20	
	21	+239,737	+213,903	210,403	● 25,834 m	21,734 m	4,013 m	0,003 m	4,020 m	21	
	22	+238,661	+216,981	213,481	● 21,680 m	17,580 m	3,847 m	0,001 m	3,850 m	22	
	23	+237,585	+217,694	214,794	● 19,891 m	15,791 m	3,776 m	0,002 m	3,780 m	23	
	24	+236,509	+212,572	209,172	● 23,937 m	19,837 m	3,937 m	0,001 m	3,940 m	24	
25	+235,433	+202,609	199,809	● 32,824 m	28,724 m	4,293 m	0,004 m	4,300 m	25		
26	+234,398	+213,694	210,294	● 20,704 m	16,604 m	3,808 m	0,001 m	3,810 m	26		
	Estribo	2									

1292,323 m

1100,277 m

Ilustración 7. Tabla pilas viaducto Arrazola.

Estribo		TIPO CIMENTACION					DIMENSIONES CIMENTACION						
		SUPERF.	PROF.	Nº	TIPO	L. MED.	L TOTAL	ANCHO	LARGO	ALTO	RECRECIDO	AREA	
Pilas	1		SI	12	Ø1800	23,25 m	279,00 m	19,000 m	13,600 m	3,000 m		775,200 m³	
	1	SI						14,000 m	17,000 m	2,900 m		690,200 m³	
	2		SI	12	Ø1800	25,00 m	300,00 m	19,000 m	19,000 m	2,500 m	275,566 m	984,624 m³	
	3		SI						13,500 m	15,500 m	2,750 m	133,625 m	709,063 m³
	4		SI						15,000 m	15,000 m	2,000 m		450,000 m³
	5		SI	12	Ø1800	10,00 m	120,00 m	19,000 m	19,000 m	2,500 m	275,566 m	984,624 m³	
	6		SI						16,500 m	16,500 m	2,000 m	261,145 m	805,645 m³
	7		SI	14	Ø1800	10,00 m	140,00 m	19,000 m	17,550 m	2,500 m	286,691 m	1026,551 m³	
	8		SI						20,000 m	20,000 m	2,000 m	464,533 m	1264,533 m³
	9		SI	14	Ø1800	10,00 m	140,00 m	19,000 m	17,550 m	2,500 m	290,927 m	1030,787 m³	
	10		SI	14	Ø1800	22,70 m	317,80 m	19,000 m	17,550 m	2,500 m	289,843 m	1029,703 m³	
	11		SI						18,000 m	18,000 m	2,000 m	309,100 m	957,100 m³
	12		SI						23,000 m	26,000 m	3,750 m	328,188 m	2570,688 m³
	13		SI						17,000 m	17,000 m	2,000 m	290,370 m	868,370 m³
	14		SI	16	Ø1800	10,00 m	160,00 m	19,000 m	19,000 m	2,500 m	432,421 m	1334,921 m³	
	15		SI	16	Ø1800	10,00 m	160,00 m	19,000 m	19,000 m	2,500 m	430,742 m	1333,242 m³	
	16		SI						18,000 m	18,000 m	2,000 m	390,125 m	1038,125 m³
	17		SI						20,000 m	23,000 m	3,500 m	255,385 m	1865,385 m³
	18		SI	12	Ø1800	7,00 m	84,00 m	19,000 m	19,000 m	2,500 m	278,252 m	987,310 m³	
	19-1		SI	12	Ø1800	8,50 m	102,00 m	13,600 m	19,000 m	4,000 m	35,944 m	1069,544 m³	
	19-2		SI	12	Ø1800	8,50 m	102,00 m	13,600 m	19,000 m	4,000 m	35,944 m	1069,544 m³	
	20		SI	9	Ø1800	10,50 m	94,50 m	13,600 m	13,600 m	3,500 m		647,360 m³	
	21		SI	9	Ø1800	25,00 m	225,00 m	13,600 m	13,600 m	3,500 m		647,360 m³	
	22		SI	8	Ø1800	16,50 m	132,00 m	13,600 m	13,600 m	3,500 m		647,360 m³	
	23		SI					14,000 m	17,000 m	2,900 m		690,200 m³	
	24		SI					16,500 m	19,500 m	3,400 m		1093,950 m³	
25		SI					14,500 m	17,000 m	2,800 m		690,200 m³		
26		SI					16,500 m	19,500 m	3,400 m		1093,950 m³		
Estribo	2	SI					16,000 m	15,850 m	2,500 m		634,000 m³		

172	Ø1800	13,70 m	2356,30 m
-----	-------	---------	-----------

28990 m³

19/20	Muro Pilotes	39	Ø1000	15,00 m	585,00 m
	Viga atado	61 m	1,20 m	1,00 m	73,200 m³
					629,15 m³

10	Muro Pilotes	35	Ø1000	15,00 m	525,00 m
	Viga atado	27 m	1,20 m	1,00 m	32,400 m³
					531,33 m³

Cimentación	
859,06 m³	1409 m³
2268 m³	
6396,18 m³	27580 m³
35137 m³	

Ilustración 8. Tabla cimentación viaducto Arrazola.

6.2 Muros de contención y box coulvert

Para el cálculo de la estabilidad global e interna del muro se utilizaron hojas de cálculo de elaboración propia. El diseño estructural, y los complementos al mismo, se corroboraron en el Software CYPE 2018, este software realiza un cálculo analítico cambiando con elementos finitos para dimensionar el armado y la geometría de muros ménsula de concreto reforzado

En el proceso de diseño se debía verificar:

1. Materiales:

Parámetros físico-mecánicos del concreto, acero de refuerzo, y relleno del trasdós

2. Normativa utilizada:

Se seguían los lineamientos de las normas ACI, NSR-10 y CCP-14

3. Acciones de cálculo consideradas

Los diferentes empujes y cargas aplicadas al muro de contención, como:

- Empuje estático de tierras
- Empuje hidrostático
- Sobrecarga
- Efectos sísmicos

4. Combinaciones de carga:

Se consideraron las combinaciones de carga para Servicio I, Resistencia y Evento extremo I, siguiendo los factores de mayoración de carga estipulados en la norma CCP-14.

5. Verificación de la estabilidad global:

Factores de seguridad al vuelco, deslizamiento y excentricidad obtenidos.

6. Verificación a flexión y cortante

Momento de diseño causado por las fuerzas actuantes en las combinaciones de carga respectivas para la flexión, y el cortante resistido por el concreto, lo anterior para cada uno de los elementos del muro en ménsula:

- Diseño del fuste
- Diseño del talón
- Diseño de la puntera

7. Verificación de la excentricidad y la capacidad de carga

Se realizaba con base al artículo 11.6.3.3 de la CCP-14,

6.2.1 Muro encole-La culebra

Se recibe por parte del consorcio al mar 1 un RFI para la validación del armado estructural del diseño de este muro, esta validación se realizó empleando el software Cype Cad, de las salidas numéricas se obtuvo que la dimensión de la corona del muro, y el factor de seguridad al deslizamiento no cumplían con el mínimo necesario. Razón por la cual se realizó un nuevo diseño para esta estructura,

siguiendo los lineamientos descritos en el apartado anterior, a continuación, se muestran algunas imágenes del proyecto y los resultados del diseño:

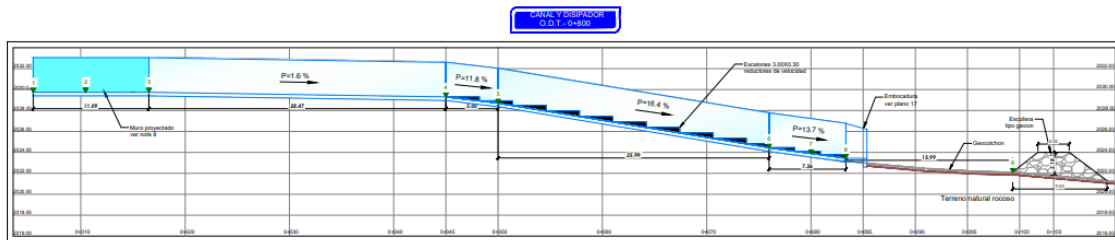


Ilustración 9. Corte longitudinal del muro de contención. Tomado de (MAR1-OFT-12-SPD-DT006-190001-07)

Con base a la solicitud realizada, para el diseño del muro de encole “La Culebra”, se propuso las dimensiones y armado descrito en Ilustración 10 e Ilustración 11

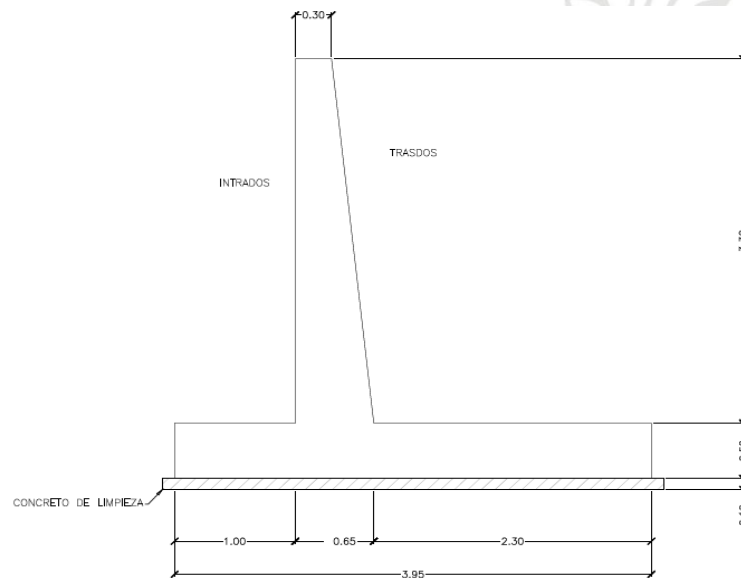


Ilustración 10. Dimensiones del muro de contención. Elaboración propia

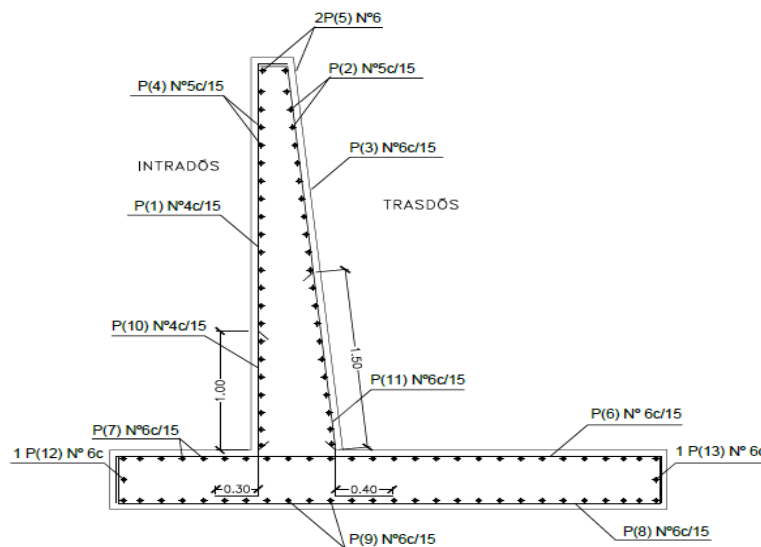


Ilustración 11. Armado de muro encole-La Culebra. Elaboración propia

6.2.2 Muro en gaviones San Jerónimo

El muro enlace San Jerónimo se encuentra ubicado en la unidad Funcional 2.1

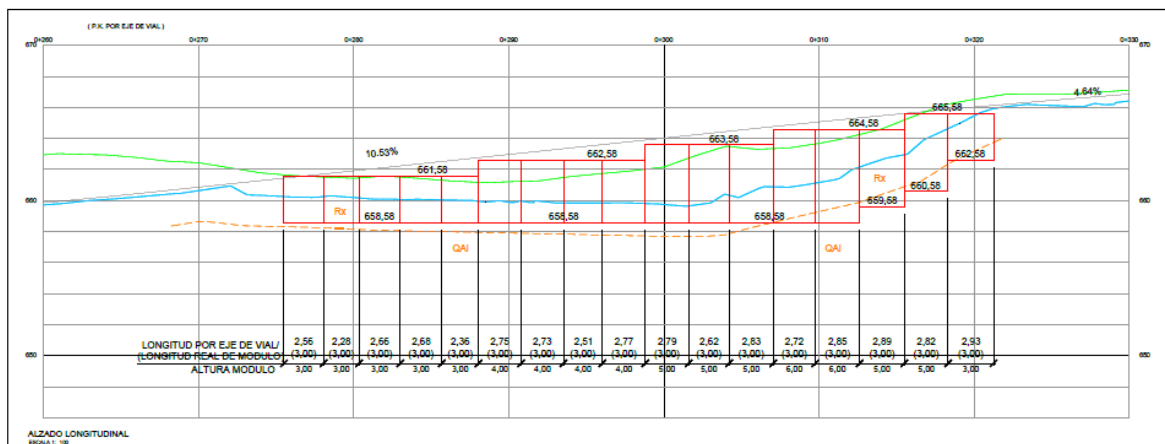


Ilustración 12. Alzado muro en gaviones San Jerónimo. Tomado de (Anexo 2 ESTABILIDAD MURO_1-S.Jeronimo-UF2.1)

El muro en gaviones tiene alturas medidas sobre la cara superior del fondo de excavación variables comprendidas entre 3 m a 6 m, para garantizar la capacidad portante del suelo se requiere un saneo en pedraplén de espesor variable entre 1m y 2m.

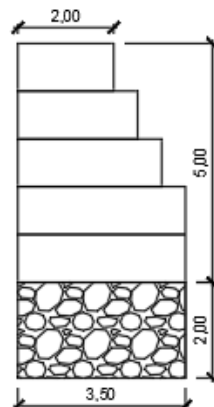


Ilustración 13. Sección transversal muro San Jerónimo. Elaboración propia

El análisis de estabilidad global del muro enlace San Jerónimo se modeló en el software Slide, y como se muestra en Ilustración 14 e Ilustración 15, se obtuvo factores de seguridad superiores a lo indicado en la Norma NSR-10 para situaciones permanentes y condiciones estáticas ($FS > 1,50$) y condiciones dinámicas, a continuación, se presentan los modelos tipos utilizados en el cálculo: ($FS > 1,10$)

- Estabilidad global conjunto terreno-muro FS=1.517

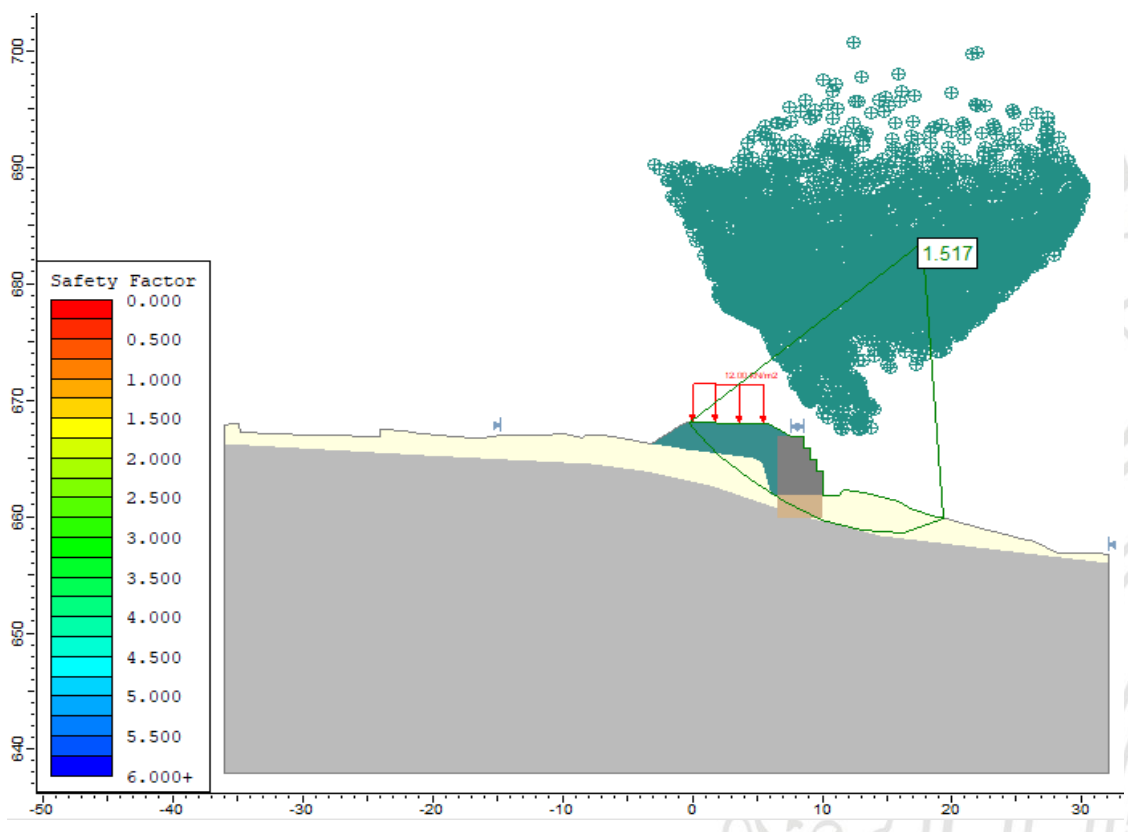


Ilustración 14. Estabilidad del muro condiciones estáticas. Elaboración propia

- Estabilidad global conjunto terreno-muro FS=1.199

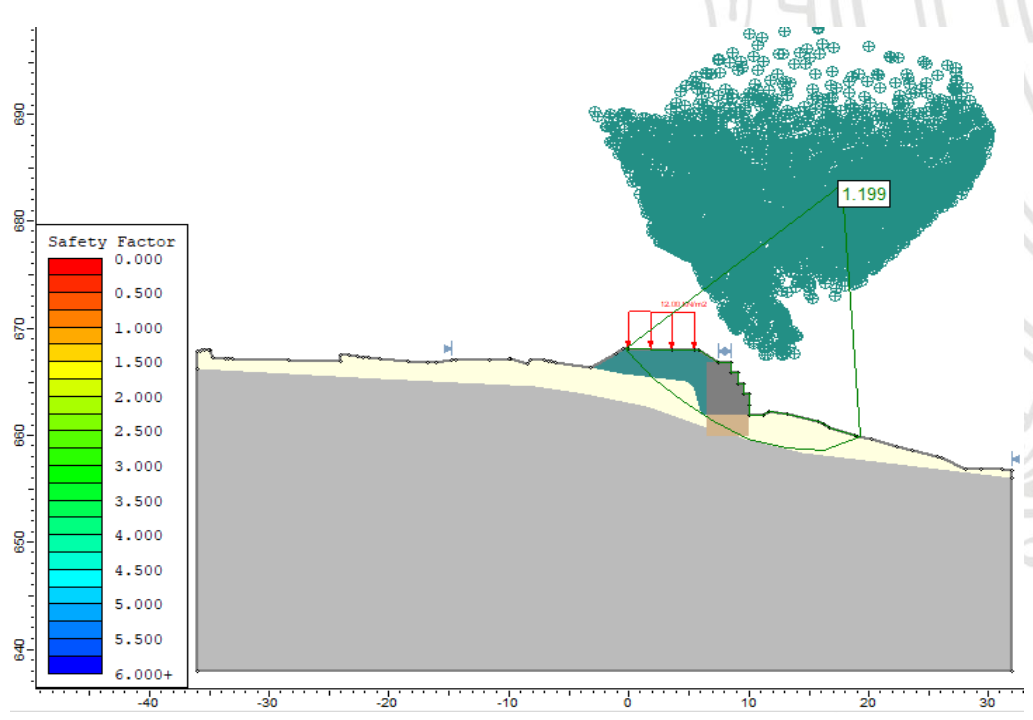
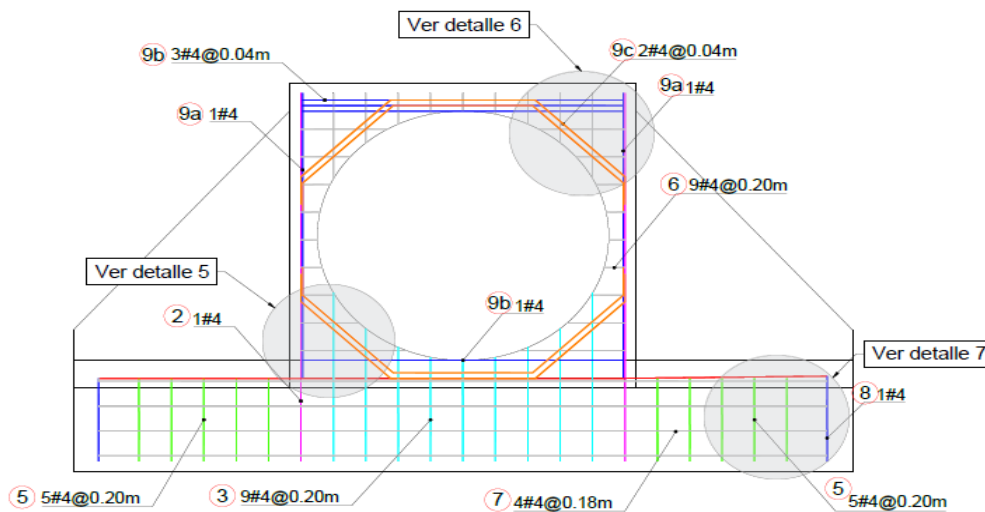


Ilustración 15. Estabilidad del muro análisis pseudoestático. Elaboración propia

6.2.3 Embocaduras

Mediante un RFI el consorcio Mar 1 solicito la confirmación del diseño estructural de 9 embocaduras, en la Ilustración 16 se muestra una de estas.



REFUERZO MURO 1
EMBOCADURA TIPO Ø1500
ESCALA 1:25

Ilustración 16. Refuerzo embocadura tipo. Tomado de (MAR1-TAM-12-DWG-DT000-190017-05)

La validación se basó en la verificación del cumplimiento de las cuantías mínimas especificadas en la NSR-10, dadas para elementos de concreto reforzado sometidos a flexión.

6.2.4 Resalto hidráulico La Frisola

Para la realización del modelo de cálculo de verificación se realizó un modelo de elementos finitos tipo barra, teniendo en cuenta los ejes de la estructura según la geometría de la misma

Fuerzas y momentos de diseño según modelo de verificación

- Flexión

A continuación, se presenta una tabla resumen donde se muestran los momentos de diseño (en ELU), y los coeficientes de seguridad obtenidos, basados en el refuerzo ilustrado en los planos, para el modelo de verificación elaborado por Team Ingeniería:

ELEMENTO	MOMENTOS ELU		C.D.S
Losa superior	$M_{\text{máx}}^{(+)}$ [kN.m/m]	590.62	1.34
	$M_{\text{máx}}^{(-)}$ [kN.m/m]	-926.05	1.29
Losa inferior	$M_{\text{máx}}^{(+)}$ [kN.m/m]	630.32	1.25
	$M_{\text{máx}}^{(-)}$ [kN.m/m]	-1014.00	1.19

Hastial Izquierdo	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	630.58	1.25
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-1010.00	1.18
Hastial Derecho	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	630.50	1.25
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-1014.00	1.18

Tabla 1. Momentos de dise\u00f1o y coeficientes de seguridad, seg\u00fan modelo de verificaci\u00f3n

- Cortante

A continuaci\u00f3n, se presenta una tabla resumen donde se muestran los cortantes de dise\u00f1o (en ELU), y los coeficientes de seguridad obtenidos, basados en el refuerzo ilustrado en los planos, para el modelo de verificaci\u00f3n elaborado por Team Ingenier\u00eda:

ELEMENTO	CORTANTES ELU		C.D.S
Losa superior	v_U [kN/m]	439.40	5.71
Losa inferior	v_U [kN/m]	723.40	3.47
Hastial Izquierdo	v_U [kN/m]	586.10	4.28
Hastial Derecho	v_U [kN/m]	586.10	4.28

Tabla 2. Cortantes de dise\u00f1o y coeficientes de seguridad, seg\u00fan modelo de verificaci\u00f3n.

- Fisuraci\u00f3n

En la Tabla 3, se muestran las aberturas de fisura calculadas para el estado l\u00edmite de servicio en cada caso, basados en el refuerzo ilustrado en los planos, para el modelo de verificaci\u00f3n elaborado por Team Ingenier\u00eda:

ELEMENTO	MOMENTOS ELS		Wk (mm)
Losa superior	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	452.40	0.51
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-674.60	0.50
Losa inferior	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	488.80	0.56
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-744.60	0.56
Hastial Izquierdo	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	322.60	0.00
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-741.80	0.55
Hastial Derecho	$M_{m\acute{a}x}^{(+)}$ [kN.m/m]	322.60	0.00
	$M_{m\acute{a}x}^{(-)}$ [kN.m/m]	-743.72	0.55

Tabla 3. Abertura de fisura para los elementos, seg\u00fan modelo de verificaci\u00f3n

6.3 SH 99 Grand Parkway

La carretera estatal 99 (SH 99) se propone ser una autopista de 180 millas que atraviesa siete condados en el área metropolitana de Houston. Se divide en 11 segmentos nombrados desde "A" hasta el "I2-2". Todos los segmentos juntos se conocen como el "Grand Parkway."

Los reportes geotécnicos del proyecto describían las dimensiones y características mecánicas de los materiales que podían conformar el muro de tierra armada, se tenían dos opciones para el relleno del trasdós y también en algunos casos se podía estabilizar la base del muro con suelo cemento, la variación de los materiales se presentaba en sus características mecánicas, para consolidar esta información se realizaron unas tablas de Excel donde se mostraban las posibles combinaciones que según las dimensiones del muro se le podrían plantear para la ejecución de los muros. En la Ilustración 18 e Ilustración 19, se muestran las tablas originales del reporte geotécnico final del segmento H1A. Finalmente se entregaron 11 tablas de Excel con la recopilación de la información, como se muestra en la Ilustración 20 e Ilustración 21 para cada segmento de la autopista.

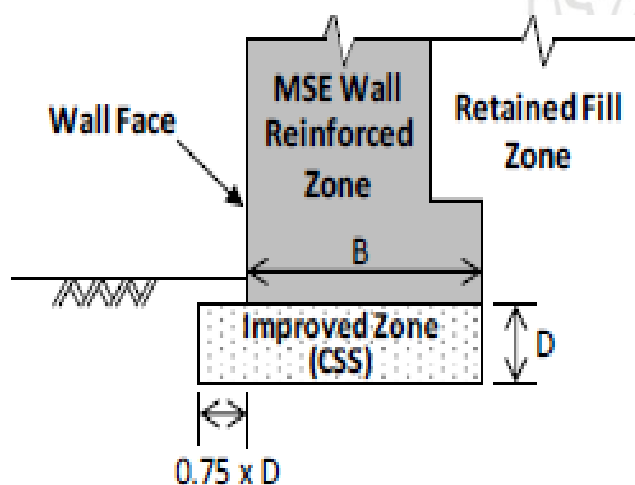


Ilustración 17. Extensión horizontal mínima de la zona de mejora del subsuelo. Tomado de (SH99_HI_GPI_RFC_H1A)

**Table 5.3 Retaining MSE Wall Design Recommendations:
4(H):1(V) Backslope, Native Subgrade, Select Fill Type C-SF2 for Retained Material**

Back slope (H:V)	Subgrade Conditions	Subgrade Improvement	Wall Height (feet)		Short Term Allowable Bearing Capacity (psf)	Long Term Allowable Bearing Capacity (psf)	Minimum Strap Length to Satisfy Bearing Capacity, Overturning and Sliding (Controlling Mechanism)	Minimum Strap Length to Satisfy Global Stability Analysis
			From	To				
4:1	Native (BAFO Mainlane STA 1024+00-1037+00)	No	0	4	10,129	10,129	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	8,821	8,821	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	7,454	7,454	0.7H	0.7H
		No	12.1	16	9,938	9,938	0.7H	0.7H
		No	16.1	20	12,423	12,423	0.7H	0.7H
	Native (BAFO Mainlane STA 1059+00-1070+00)	No	0	4	6,684	7,478	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	6,684	6,945	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	6,684	6,389	0.7H	0.7H
		No	12.1	16	6,684	7,400	0.7H	0.7H
		No	16.1	20	6,684	8,412	0.7H	0.7H
	Native (BAFO Mainlane STA 1070+00-1097+00)	No	0	4	4,113	4,341	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	4,113	3,994	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	4,113	3,897	0.75H (LT, sliding)	0.7H
		No	12.1	16	4,113	4,861	0.78H (LT, sliding)	0.7H
		No	16.1	20	4,113	5,931	0.81H (LT, sliding)	0.7H

Notes: H = retaining wall height, defined as the height of the reinforced zone (including embedment depth), as shown in Figure 5.2.; B = minimum strap length shown is at the base of the wall; Q_{ult} = ultimate bearing capacity; ST = short term; LT = long term.

Ilustración 18. Recomendaciones de diseño MSE 4(H):1(V). Tomado de (SH99_HI_GPI RFC_H1A)

**Table 5.4 Retaining MSE Wall Design Recommendations:
Flat Backslope, Native Subgrade, Select Fill Type C-SF1 for Retained Material**

Back slope	Subgrade Conditions	Subgrade Improvement	Wall Height (feet)		Short Term Allowable Bearing Capacity (psf)	Long Term Allowable Bearing Capacity (psf)	Minimum Strap Length to Satisfy Bearing Capacity, Overturning and Sliding (Controlling Mechanism)	Minimum Strap Length to Satisfy Global Stability Analysis
			From	To				
Flat	Native (BAFO Mainlane STA 1024+00-1037+00)	No	0	4	9,791	9,791	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	8,669	8,669	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	7,637	7,637	0.7H	0.7H
		No	12.1	16	10,389	10,389	0.7H	0.7H
		No	16.1	20	13,151	13,151	0.7H	0.7H
	Native (BAFO Mainlane STA 1059+00-1070+00)	No	0	4	6,684	7,340	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	6,684	6,884	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	6,684	6,463	0.7H	0.7H
		No	12.1	16	6,684	7,584	0.7H	0.7H
		No	16.1	20	6,684	8,708	0.7H	0.7H
	Native (BAFO Mainlane STA 1070+00-1097+00)	No	0	4	4,113	4,251	8 feet	8 feet
		No	4.1	8	4,113	3,954	8 feet	8 feet
		No	8.1	12	4,113	3,680	0.7H	0.7H
		No	12.1	16	4,113	4,409	0.7H	0.7H
		No	16.1	20	4,113	5,141	0.7H	0.7H

Notes: H = retaining wall height, defined as the height of the reinforced zone (including embedment depth), as shown in Figure 5.2.; B = minimum strap length shown is at the base of the wall; Q_{ult} = ultimate bearing capacity; ST = short term; LT = long term.

Ilustración 19. Recomendaciones de diseño pendiente plana. Tomado de (SH99_HI_GPI RFC_H1A).

MSE Retaining Wall	GPI-99 Station	Begin Station	End Station	Wall Height (')	Perch Wall (Y/N)	Back Slope	Geotech. Report	PROJECT OPTION								Table Geotech. Report	Min Earth Reinf. Length (B1)	
								Foundation Soil Friction		Ground Improvement			Retained Soil Friction		Material			Friction Angle
								Material	Friction Angle	Yes / No	Material	Thicknes s (')	Material	Friction Angle				
RW-H1A-01	1035+00	0+00.00	1+44.57	2.60< H <14.15	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.4	0.7H or 8'		
RW-H1A-01	1035+00	1+44.57	5+49.00	14.15< H <24	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.4	0.7H		
RW-H1A-01	1035+00	5+49.00	6+13.45	24.1<H<27	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H		
RW-H1A-02	1035+00	0+00.00	4+72.00	3.67< H <21.4	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.4	0.7H or 8'		
RW-H1A-02	1035+00	4+72.00	5+43.00	21.4< H <25	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H		
RW-H1A-02B	1035+00	0+00.00	1+28.00	H<27	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H		
RW-H1A-03	1065+00	0+00.00	11+69.72	H <12	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	0.7H or 8'		
RW-H1A-04	1065+00	0+00.00	0+75.41	H <12	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	0.7H or 8'		
RW-H1A-04	1065+00	0+75.41	4+80.01	12.1< H < 16	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	1.2H		
RW-H1A-04	1065+00	4+80.01	8+72.63	H <12	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	0.7H or 8'		
RW-H1A-05	1065+00	0+00.00	4+22.31	0< H < 20	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H or 8'		
RW-H1A-06B	1075+00	0+00.00	4+18.00	0< H < 12	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	0.7H or 8'		
RW-H1A-06B	1075+00	4+18.00	5+71.00	12.1<H<16	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	1.2H		
RW-H1A-06B	1075+00	5+71.00	6+33.98	16.1<H<20	No	4:1	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-07	1075+00	0+00.00	4+20.88	0< H <8	No	4:1	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9	0.7H or 8'		
RW-H1A-07	1075+00	4+20.88	6+54.29	0<H<12	Yes	4:1	H1A RFC+Add1	Type C-SF1	30	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.11	0.7H or 8'		
RW-H1A-08	1080+00	0+00.00	0+40.05	17< H <24.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	0+40.05	0+61.58	24.1<H<28.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	2,25	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	0+61.58	0+95.18	28.1<H<32.56	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,5	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	0+95.18	1+66.14	H <33.26	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	1,5	CSB	45	RFC Add1 Table 3.2	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	1+66.14	2+98.15	H <38	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,25	CSB	45	RFC Add1 Table 3.2	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	2+98.15	4+09.23	H <33.79	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	1,5	CSB	45	RFC Add1 Table 3.2	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	4+09.23	4+20.20	H <32.8	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	2,25	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	4+20.20	4+44.13	28.1< H <32	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,5	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	4+44.13	4+65.65	24.1< H <28.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	2,25	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-08	1080+00	4+65.65	5+46.38	8.7< H <24.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H or 8'		
RW-H1A-09	1085+00	0+00.00	0+37.08	17< H <24.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.9H		
RW-H1A-09	1085+00	0+37.08	0+58.20	24.1< H <28.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	2,25	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-09	1085+00	0+58.20	1+18.79	28.1< H <38	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,5	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-09	1085+00	1+18.79	4+19.96	H <38	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,25	CSB	45	RFC Add1 Table 3.2	0.7H		
RW-H1A-09	1085+00	4+19.96	4+77.44	28.1< H <38	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3,5	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-09	1085+00	4+77.44	4+99.38	24.1< H <28.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	2,25	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9/3.10	0.7H		
RW-H1A-09	1085+00	4+99.38	5+21.65	20.1< H <24.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.9	0.9H		
RW-H1A-09	1085+00	5+21.65	5+74.11	10<H<20.1	No	1:1 / Broken	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.5	0.7H or 8'		
RW-H1A-10	1085+00	0+00.00	5+84.24	5< H <20	No	4:1	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.5	0.7H or 8'		
RW-H1A-11	1085+00	0+00.00	2+21.05	10< H < 20	No	Flat	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H or 8'		
RW-H1A-12	1085+00	0+00.00	3+59.24	H < 12	No	4:1	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Table 5.5	0.7H or 8'		
RW-H1A-13	1085+00	0+00.00	0+29.00	H<17	No	4:1	H1A RFC+Add1	ON SITE SOIL	34	No	-	-	CSB	45	RFC Table 5.1	0.7H or 8'		

Ilustración 20.Tabla de características del segmento H1A. Elaboración propia

MSE Retaining Wall	ALTERNATIVE 1 OPTION									ALTERNATIVE 2 OPTION								
	Foundation Soil		Ground			Retained Soil		Table Geotech. Report	Min Earth Reinf. Length (B1)	Foundation Soil		Ground Improvement			Retained Soil		Table Geotech. Report	Min Earth Reinf. Length (B1)
	Material	Friction Angle	Yes / No	Material	Thickness (')	Material	Friction Angle			Material	Friction Angle	Yes / No	Material	Thickness (')	Material	Friction Angle		
RW-H1A-01	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.2	77H to 0.81H or	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-01	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.2	77H to 0.75H or	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-02	ON SITE SOIL	34	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.2/ Add1 3.5	77H to 0.75H or	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-02B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-03	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.12	1.0H or 8'	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.9	1.1H or 8'
RW-H1A-04	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.12	1.0H or 8'	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.9	1.1H or 8'
RW-H1A-04	Type C-SF1	30	Yes	CSS	1	Type C-SF1	30	RFC Table 5.11	0.7H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-04	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.12	1.0H or 8'	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.9	1.1H or 8'
RW-H1A-05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-06B	Type C-SF2	24	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.12	1.0H or 8'	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.9	1.1H or 8'
RW-H1A-06B	Type C-SF1	30	Yes	CSS	1	Type C-SF1	30	RFC Table 5.11	0.75H	Type C-SF2	24	NO	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.9	1.1H or 8'
RW-H1A-06B	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3	0.81H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-07	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3	8'	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-07	Type C-SF2	24	No	-	-	Type C-SF1	30	RFC Add1 Table 3.12	1.0H or 8'	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3/ Add1 3.5	0.85H to 1.1H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.7H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	4	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.75H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5/3.6	0.75H to 1.1H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	4	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5/3.6	0.75H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5/3.6	0.7H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-08	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3/ Add1 3.5	0.75H to 1.1H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3/ Add1 3.5	0.78H to 1.1H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.7H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	Yes	-	-	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.75H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	4	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.75H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	Yes	CSS	3	Type C-SF2	24	RFC Add Table 3.5	0.7H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table Add1 3.5	1.1H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-09	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3	0.75H to 0.81H	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-10	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3	75H to 0.81H or	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-12	ON SITE SOIL	28	No	-	-	Type C-SF2	24	RFC Table 5.3	0.75H or 8'	-	-	-	-	-	-	-	-	
RW-H1A-13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Ilustración 21. Tabla combinaciones de diseño segmento H1A. Elaboración propia

6.4 Túnel Larraskitu

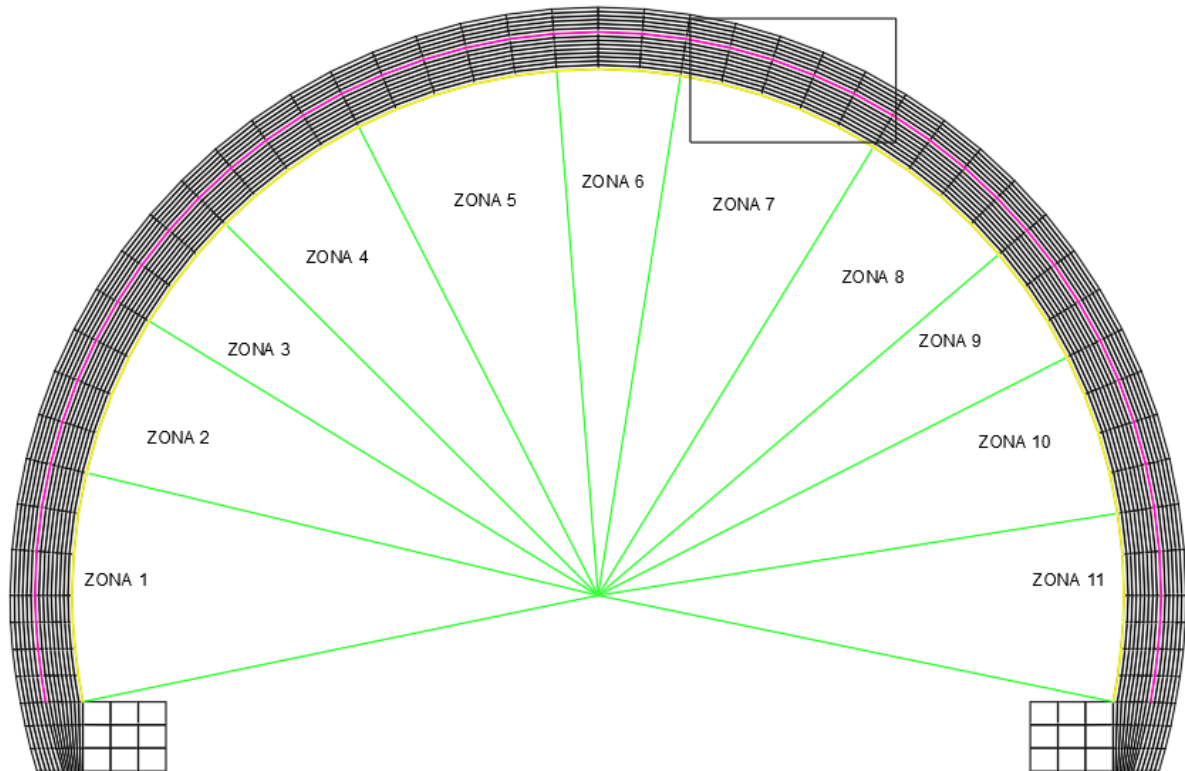


Ilustración 22. Sección transversal túnel Larraskitu. Tomado de (sección tipo túnel Larraskitu)

En este proyecto se requería modelar un tramo del túnel Larraskitu, esto con el fin de verificar la variación del espesor con los que quedó el revestimiento una vez ejecutado el túnel, para esto se entregaron formato DWG los resultados de un análisis con geo-radar, posterior a esto para llevar a cabo la modelación en el software FLAC se necesitaba obtener las coordenadas del tramo discreteadas en las zonas que se observan en la Ilustración 22.

Las coordenadas se recopilaron en una tabla de Excel, la cual estaba configurada de forma tal que serviría como la lista de comandos a ejecutar en el software, en la siguiente ilustración se muestra el formato y datos que se recopilaron.

```

;PRIMER TRAMO
,*****
def y_tramo5
y1=      19
y2=      20
end
y_tramo5

;ZONA 1 e=30cm

;REVESTIMIENTO
group      'revestimiento' ran g reves1 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
group      'revestimiento' ran g reves2 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
group      'revestimiento' ran g reves3 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
group      'revestimiento' ran g reves4 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
group      'revestimiento' ran g reves5 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
group      'revestimiento' ran g reves6 x    -6,7735    -6,2578 z    -1,2932    1,6206 y y1 y2
; group    'revestimiento' ran g reves7 x          z          z          y y1 y2
; group    'revestimiento' ran g reves8 x          z          z          y y1 y2
; group    'revestimiento' ran g reves9 x          z          z          y y1 y2

;SOSTENIMIENTO DENTRO DEL REVESTIMIENTO
group      'sostenimiento' ran g reves7 x    -6,9532    -6,5454 z    -1,3000    1,6105 y y1 y2
group      'sostenimiento' ran g reves8 x    -6,9532    -6,5454 z    -1,3000    1,6105 y y1 y2
group      'sostenimiento' ran g reves9 x    -6,9532    -6,5454 z    -1,3000    1,6105 y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g          x          z          z          y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g          x          z          z          y y1 y2

;SOSTENIMIENTO
group      'sostenimiento' ran g sost1 x    -6,9532    -6,5454 z    -1,3000    1,6105 y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g sost2 x          z          z          y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g sost3 x          z          z          y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g sost4 x          z          z          y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g sost5 x          z          z          y y1 y2
; group    'sostenimiento' ran g sost6 x          z          z          y y1 y2

,*****

```

Ilustración 23. Tabla de coordenadas primer tramo zona 1. Elaboración propia

6.5 Longitud de solapes

El consorcio mar 1 solicitó realizar un comparativo de las longitudes de solape para las barras de acero, entre las normas NSR-10 y la CCP14. Una vez consultadas las especificaciones de cada norma para la obtención mínima de solapes se realizaron las tablas que se muestra en la Ilustración 24 e Ilustración 25.

NSR-10							
Barra N°	Diámetro(m m)	Area (mm)	Ld Pos 1 Anc recto	Ld Pos 2 Anc recto	Ldh patilla	Ls 1 solape	Ls 2 solape
N° 3	9,5	71	539	415	209	701	540
N° 4	12,7	127	721	554	279	937	720
N° 5	15,9	199	902	694	350	1173	902
N° 6	19,1	287	1084	834	420	1409	1084
N° 7	22,2	387	1556	1197	488	2023	1556
N° 8	25,4	507	1780	1369	559	2314	1780
N° 9	28,7	647	2011	1547	631	2614	2011
N° 10	32,3	819	2264	1741	710	2943	2263

Ilustración 24. Longitud de solapes norma NSR-10

CCP-14							
Barra N°	Diámetro (mm)	Area (mm)	Ld Pos 1 Anc recto	Ld Pos 2 Anc recto	Ldh patilla	Ls 1 solape	Ls 2 solape
N° 3	9,5	71	300	300	300	390	300
N° 4	12,7	127	326	300	300	424	389
N° 5	15,9	199	511	350	347	664	487
N° 6	19,1	287	737	420	417	958	586
N° 7	22,2	387	993	488	484	1291	681
N° 8	25,4	507	1301	559	554	1691	779
N° 9	28,7	647	1660	631	626	2158	880
N° 10	32,3	819	2102	710	705	2733	990

Minimo norma(mm) 300

Ilustración 25. Longitud de solapes norma CCP-14

6.6 Revisión muros de suelo reforzado

En estas revisiones se validaban los nuevos diseños que entregaba VSL para los muros de tierra armada, este procedimiento consistía:

1. Verificar los PK de cada sección
2. Comparar las alturas de los planos con las alturas de los cálculos
3. Obtener los contornos de cada sección de análisis diferenciando dos contornos, external y material, los cuales se importan en el software Slide.
4. Importar los contornos dibujados en Autocad para obtener un modelo de cada sección en Slide, posteriormente se le asignaban las características mecánicas a cada estrato.
5. Según el número de filas de bandas de refuerzo horizontales se modelaban las cargas para cada sección, en la cual se verificaban dos condiciones, capacidad portante y estabilidad global.

A continuación, se muestran los modelos realizados para el muro 20.48, para la estabilidad global y carga de hundimiento:

Comprobación de estabilidad global

Se analizó la sección 20+485 para la verificación de fallo por estabilidad global.

Caso estático FS=2.681

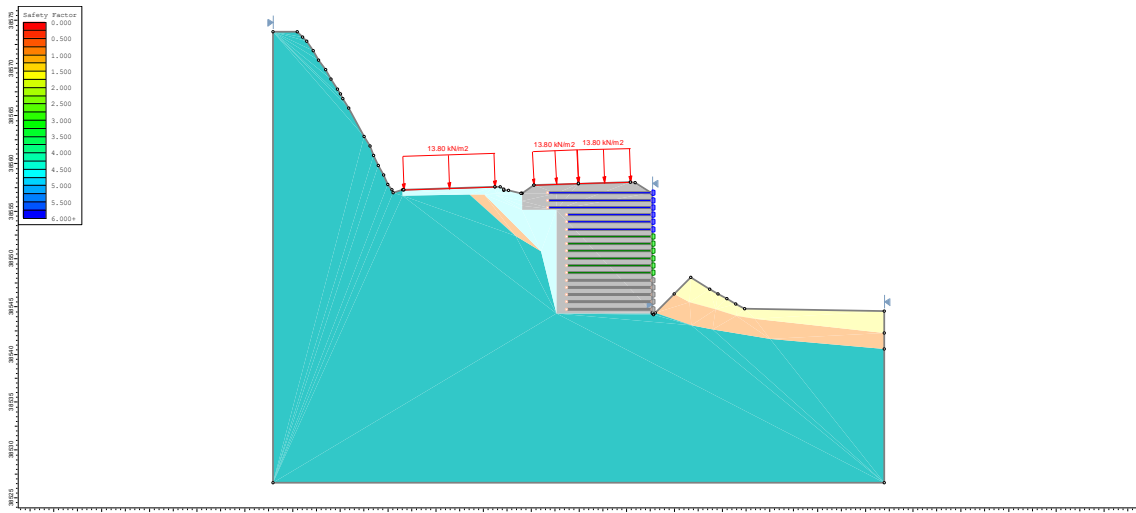


Ilustración 26. Estabilidad del muro 20+485 condiciones estáticas. Elaboración propia

Caso sísmico FS=2.714

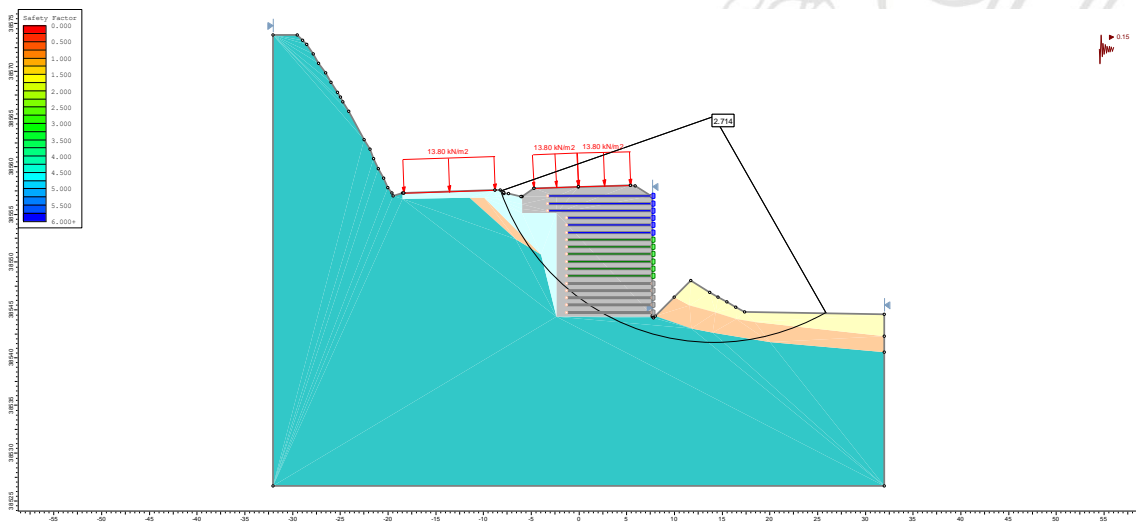


Ilustración 27. Estabilidad del muro 20+485 análisis pseudoestático. Elaboración propia

Se realizó un modelo de equilibrio límite para comprobar que se puede alcanzar la carga de diseño resultante del muro planteado.

Sección 20+485

	Tensión en la base (kN/m ²)	FR (Qhundimiento)	Tensión Final (kN/m ²)	B efectiva (m)	Angulo (°)
ELU (1)	636.11	0.65	1007.7	6.96	13.8
ELU (2)	421.05	0.65	690.2	7.02	20.2
Sismo (1)	686.93	0.9	805.8	4.58	18.7
Sismo (2)	688.02	0.9	808.5	4	19

Tabla 4. Cargas de hundimiento en estado dinámico y estático

Caso estático= 2.671

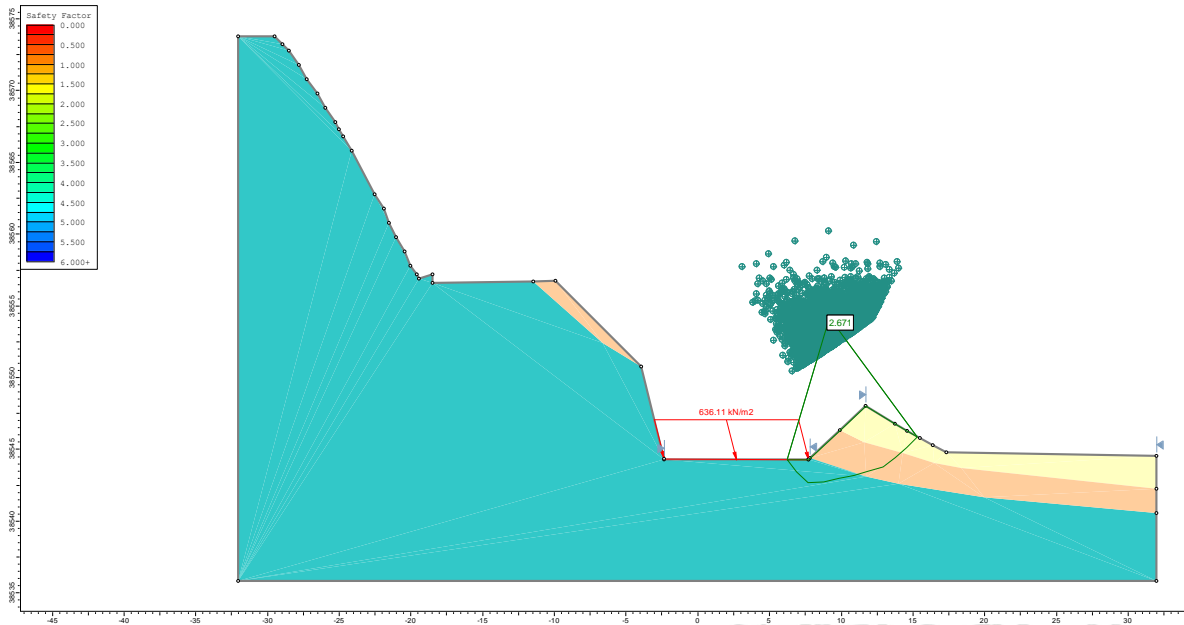


Ilustración 28. Carga de hundimiento del muro 20+485 condiciones estáticas. Elaboración propia

Caso sísmico=2.223

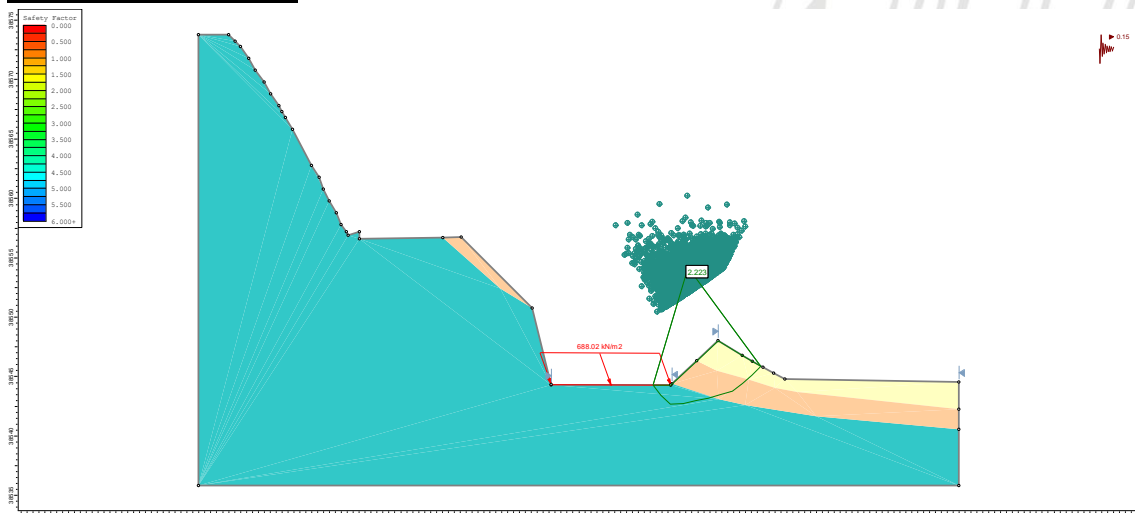


Ilustración 29. Carga de hundimiento del muro 20+485 análisis pseudoestático. Elaboración propia

6.7 Tanque de almacenamiento

Para realizar la verificación del diseño se siguió lo establecido en la normativa ACI 350, para el diseño de estructuras de concreto que contienen líquidos, los cálculos se realizaron siguiendo las dimensiones establecida en los planos entregados por el consorcio

Consideraciones de carga

1. Peso propio de los elementos
2. Empuje de agua en el interior del tanque de abastecimiento

Espectro de aceleraciones

1. Periodo del primer modo convectivo
2. Periodo del primer modo inductivo
3. Coeficiente de respuesta sísmica convectiva
4. Coeficiente de respuesta sísmica inductivo
5. Coeficiente de respuesta sísmica vertical

Combinaciones de carga

Se tuvieron en cuenta las siguientes combinaciones de carga, se han tenido en cuenta factores de acompañamiento entre cargas no permanentes:

En estado límite ultimo (ELU)

- $1.25DC+1.35EV+0.9EH+1.75LL+1.0WA+1.0EQ$

En estado límite de servicio (ELS)

- $1.0DC+1.0EV+1.0LL+1.0EH+1.0WA$

Donde:

DC: Peso propio de los elementos

EV: Peso del suelo de relleno

LL: Carga viva

EH: Empuje horizontal de tierras

LLS: Sobrecarga por carga viva

WA: Empuje hidrostático del agua

Para este caso debido a que el diseño corresponde a un tanque de agua potable, las cargas del peso del suelo de relleno, carga viva, empuje horizontal de tierras y sobrecarga por carga viva no se sumaron en la mayoración de cargas.

A continuación, se presenta una tabla resumen donde se muestran los momentos de diseño, de los cálculos elaborados:

Acción	Fuerza vertical (kN/m)	Fuerza franja interés (kN/m)	Centroide (m)	Momento servicio (kN.m)	Momento ultimo (kN.m)
Pw (Inercial)	4.57	1.38	1.5	6.855	8.56
Pi (Inductivo)	20.02	6.06	0.975	5.90	5.90
Pc (Convectivo)	7.27	2.2	1.638	3.60	3.60
Ph (Hidrostático)	26	7.87	0.86	22.36	22.36

Tabla 5. Momentos de diseño y coeficiente de seguridad, según modelo de verificación

Refuerzo vertical cara interior muros.

f'c	Fy	B	H	d	Mn	ρ	As	Barra	Cant	Esp
[Mpa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN.m/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[#]	[#/m]	[mm]
28	420	1000	250	175	50.00	0.0040306	1007.6537	4	8	120

Tabla 6.Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo.

Refuerzo vertical cara exterior muros.

f'c	Fy	B	H	d	Mn	ρ	As	Barra	Cant	Esp
[Mpa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN.m/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[#]	[#/m]	[mm]
28	420	1000	250	175	0.00	0.0030	450	4	6	150

Tabla 7.Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo

Refuerzo horizontal cara exterior e interior muros.

f'c	Fy	B	H	d	Mn	ρ	As	Barra	Cant	Esp
[Mpa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN.m/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[#]	[#/m]	[mm]
28	420	1000	250	175	0.00	0.0030	450	4	6	150

Tabla 8.Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo

Refuerzo en ambas direcciones cara inferior losa.

f'c	Fy	B	H	d	Mn	ρ	As	Barra	Cant	Esp
[Mpa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN.m/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[#]	[#/m]	[mm]
28	420	1000	250	175	0.00	0.0030	450	4	6	150

Tabla 9.Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo

Refuerzo en ambas direcciones cara superior losa.

f'c	Fy	B	H	d	Mn	ρ	As	Barra	Cant	Esp
[Mpa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN.m/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[#]	[#/m]	[mm]
28	420	1000	250	175	50.00	0.0040306	1007.6537	4	8	120

Tabla 10.Momentos de diseño y cuantías resultantes, según memoria de cálculo.

Con base a lo anterior se concluyó que la solución planteada para la estructura del tanque de almacenamiento de agua potable, era válida para las verificaciones de estado límite último (flexión y cortante).

6.8 Tablestacas proyecto “Gibraltar airport and frontier acces road”

Se requería diseñar un sistema de tablestacas en dos zonas, Sals de lado este y embarcadero, para llevar a cabo este diseño primero se realizó la revisión de la información que se tenía para entenderla e identificar que otra información haría falta para el diseño definitivo. En esta parte se verifico

1.Geologia

2. Geometría

3. Cargas actuantes

4. Fases constructivas

Para realizar el cálculo estructural, primero se hizo un predimensionamiento de la longitud de empotramiento de las tablestacas para cada diseño empleando el método de Blum, para el cálculo hidráulico y la verificación de sifonamiento se siguió la ley de Darcy.

Una vez obtenidos los resultados del predimensionamiento, fue necesario realizar una verificación a los parámetros de los estratos de suelo, los cuales eran made ground, upper marine clays and upper sands and gravel. Una vez se definieron los parámetros geotécnicos y las características y tipo de tablestacas se procedió a realizar la modelación en el software Cype para el análisis estructural, y en el software vettones para el cálculo hidráulico.

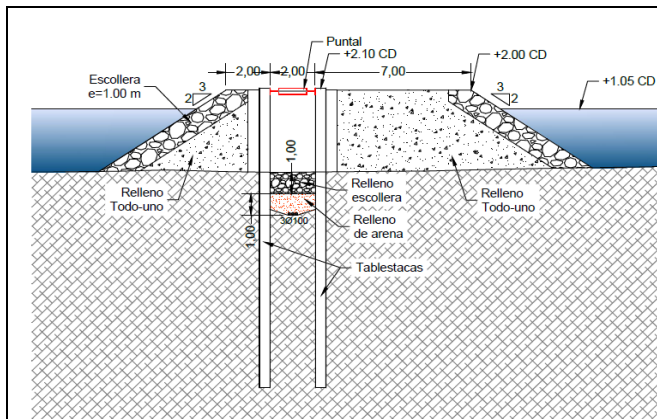


Ilustración 30. Sección Sals del lado este. Elaboración propia

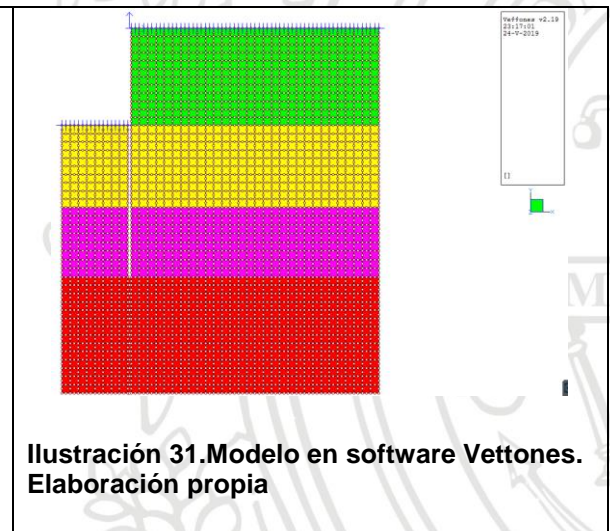


Ilustración 31. Modelo en software Vettones. Elaboración propia

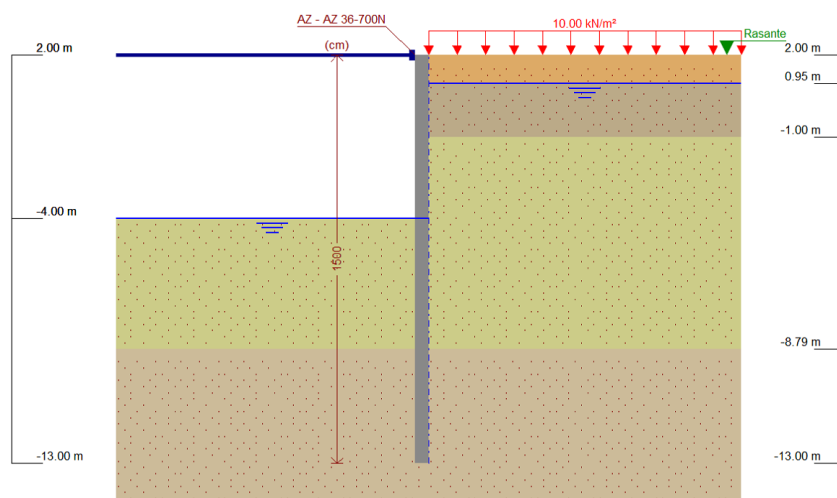


Ilustración 32. Modelo tablestaca en Cypecad. Elaboración propia

En la siguiente tabla se muestran los resultados del diseño de las tablestacas:

	TIPO DE TABLESTACA	LONGITUD DE TABLESTACA (m)	CORTANTE DE DISEÑO (kN)	MOMENTO DE DISEÑO (kn*m)	CORTANTE RESISTIDO (kN)	MOMENTO RESISTIDO (kn*m)	PUNTAL	AXIL EN EL PUNTAL (kn)	DESPLAZAMIENTOS (cm)
SALS LADO ESTE	AZ 36-700	15	107.6	191.27	1975.5	1315.2	SI	442.25	2.9
EMBARCADERO	AZ 36-700	16.5	145.7	553.89	1975.5	1315.2	NO	--	14 cm

Ilustración 33. Resultados diseño de tablestacas. Elaboración propia

6.9 APA (Application for project's amendment)

Desde el proyecto Gibraltar airport and frontier acces se recibió un requerimiento para validar la capacidad estructural de unas barras de acero que se vieron afectadas al momento de realizar unas perforaciones, una vez se identificó esta afectación en obra se realizaron pruebas de carga donde se analizaron los siguientes casos para los diámetros de las barras

1. Sin daños: la barra de sección extraída del panel de la pared de prueba no está expuesta a trabajos de perforación manual.
2. Daño mínimo: el taladro manual funciona hasta que se tocan las barras existentes en la pared (caso realista en el sitio)
3. Daño medio: los trabajos de perforación manual se prolongaron 1 minuto después de tocar las barras.
4. Daño máximo: los trabajos de perforación manual se prolongaron 2 min después de tocar las barras.

Las pruebas se realizaron para los diámetros de barra (12-16-20-25-32), utilizando métodos estadísticos y teóricos se obtuvieron los resultados de la carga elástica, se muestran en las siguientes tablas:

Diámetro	Carga elástica
12 mm	57.4 kN
16 mm	96.6 kN
20 mm	157.33 kN
25 mm	247.67 kN
32 mm	405.69 kN

Tabla 11. Resultados cálculo estadístico

Diámetro	Carga elástica
12 mm	56.5 kN
16 mm	100.5 kN
20 mm	157 kN
25 mm	245 kN
32 mm	402 kN

Tabla 12. Resultados cálculo teórico

De los resultados de las tablas anteriores, la diferencia entre el cálculo teórico y estadístico para el diámetro de la barra (12-16-20-25-32) es inferior al 5%. Como las perforaciones no disminuyeron más del 5% la capacidad estructural de las barras, se concluyó que no tenía consecuencia estructural relevante en el refuerzo.



7 Conclusiones

1. Los diferentes proyectos que se describieron en este documento, muestran los alcances que se obtuvieron en la práctica profesional, en la cual se logró aplicar los conocimientos de geotécnica y análisis estructural visto en el proceso de formación académica.
2. Se logró profundizar en los conceptos teóricos, para la aplicación y entendimiento de las consideraciones sísmicas de cada estructura, fue necesario revisar lo establecido en diferentes normativas.
3. A lo largo de la practica a profesional recibí formación en el manejo de nuevo software como Vettones, Valnera, Cypecad, y profundizar en el manejo de Autocad y Slide.
4. En proyectos como Muro en gaviones de San Jerónimo y las tablestacas de Gibraltar, apoye diferentes fases del diseño, la recepción y análisis de los estudios geotécnicos, las comprobaciones a mano de los cálculos, las modelaciones en software para la validación definitiva de las estructuras, la revisión de los planos y por último la redacción de las notas técnicas que se envían a obra.
5. Diferentes requerimientos de rediseño que se realizaban por parte de los clientes se producían según el avance de las obras, esto por cambios de la geología en el sitio o malas ejecuciones en obra, por esto es muy importante un canal de comunicación efectivo entre el cliente y la oficina técnica.
6. Cada empresa dispone de diferente software para realizar modelos de las obras que se van a construir, cada uno de estos tiene características, alcances y requerimientos diferentes, en los modelos descritos anteriormente fue necesario la elaboración de algoritmos con los datos y cálculos que se necesitaban para la posterior ejecución en los softwares.
7. La revisión del estado del arte, las actualizaciones y modificaciones de las normativas vigentes se convierten en parte fundamental del proceso de diseño de cualquier obra, esto debido a que lo establecido en la norma, como factores de seguridad o coeficientes de mayoración son la hoja de ruta a seguir y en el momento de la entrega final de los diseños. A su vez la interventoría verificara el cumplimiento de esto.

8 Referencias Bibliográficas

- [1]. Team Ingeniería y Consultoría. <http://teamingenieria.com/>
- [2]. Concesión desarrollo Vial al Mar-Devimar. Recuperado de <http://www.devimar.co/>
- [3]. Suarez Jaime, Deslizamiento: tecnicas de remediación, recuperado de <http://www.erosion.com.co/>
- [4]. Suarez Jaime, Deslizamiento: tecnicas de remediación, recuperado de <http://www.erosion.com.co/>
- [5]. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10024/nhi10024.pdf>
- [6]. Fundación Nacional de Ciencia, 1981, “Criterios de diseño de terremotos para sistemas de suministro de agua y aguas residuales”, Informe de la Fundación Nacional de Ciencia NSF / CE52-81079.
- [7]. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-06), American Concrete Institute.
- [8]. Recomendaciones obras marítimas. Recuperado de: <http://www.puertos.es/es-es/BibliotecaV2/ROM%200.5-05.pdf>
- [9]. Rochel A Roberto, Diseño a flexión de secciones rectangulares, Hormigón reforzado
- [10]. Rodríguez S Arturo, Puentes con AASHTO-LRDF 2014 (7 edición)
- [11]. CCP-14 (Norma colombiana de diseño de puentes)
- [12]. NSR-10 (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente)