



INFORME DE DISEÑO DE REFORZAMIENTO U OBRAS CENTRO DE CONVENCIONES

FIDUCOLDEX
Barranquilla, 12 de septiembre de
2025

**“ESTUDIOS DE PATOLOGÍA Y DISEÑOS ESTRUCTURALES AL SISTEMA
PERIMETRAL DE CONFINAMIENTO DE MATERIAL DE RELLENO DEL PREDIO
DONDE SE ENCUENTRA EL CENTRO DE CONVENCIONES DE CARTAGENA (CCCI)”**

INFORME DE DISEÑO DE REFORZAMIENTO U OBRAS

BARRANQUILA

12 DE SEPTIEMBRE DE 2025

FIDUCOLDEX

CONTENIDO

1	OBJETIVOS	5
1.1	OBJETIVO GENERAL	5
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
2	INTRODUCCIÓN	5
3	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
3.1	GENERALIDADES	6
4	DOCUMENTACIÓN RECIBIDA	7
5	LEVANTAMIENTO DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN PERIMETRAL DEL CCCI	9
5.1	SECTOR 1	9
5.1.1	DESCRIPCIÓN DEL SECTOR	9
5.2	SECTOR 3	11
5.2.1	DESCRIPCIÓN DEL SECTOR	11
5.2.2	ANTECEDENTES	13
5.3	SECTOR 5	14
5.3.1	DESCRIPCIÓN DEL SECTOR	14
5.4	SECTOR 6	16
5.4.1	DESCRIPCIÓN DEL SECTOR	16
5.5	SECTOR 7	18
5.5.1	DESCRIPCIÓN DEL SECTOR	18
6	EXPLORACIÓN DE CIMENTACIÓN	20
7	ESTUDIO DE SUELO	27
7.1	ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO	29
7.2	RESULTADOS DE LABORATORIO	29
7.3	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	29
7.4	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO (NSR-10)	30
8	PRUEBA DE INTEGRIDAD DE PILOTES	30
9	REVISIÓN ESTRUCTURAL	34
9.1	CÓDIGOS Y NORMAS DE REVISIÓN	34
9.2	MATERIALES	34
9.3	PROGRAMAS COMPUTACIONALES	34
9.4	CARGAS	34
9.4.1	CARGA MUERTA (D)	35
9.4.2	CARGA VIVA (L)	35
9.4.3	EMPUJE DE SUELOS (H)	35
9.4.4	SOBRECARGAS POR USO (CARGA VIVA TRANSMITIDA AL SUELO)	35
9.4.5	COMBINACIONES DE CARGA	35
9.5	REVISIÓN POR SECTORES	36
9.5.1	SECTOR 1	38
9.5.2	SECTOR 3	41
9.5.3	SECTOR 5	42
9.5.4	SECTOR 6	44
9.5.5	SECTOR 7	45
10	DISEÑO SOLUCIÓN SECTOR 3 Y SECTOR 5	45
10.1	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	45
10.2	VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES	48
11	CONCLUSIONES	50
	BIBLIOGRAFÍA	52

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Documentación recibida	7
Tabla 2. Profundidades de pilotes	33
Tabla 3. Cálculos del diseño de tablestacado en pvc	47

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación satelital sector 1	10
Figura 2. Distribución de pilotes en planta y profundidades de hincado, patio de banderas	10
Figura 3. Sección transversal referente al patio de banderas	11
Figura 4. Ubicación satelital sector 3	12
Figura 5. Ubicación satelital sector 5	15
Figura 6. Ubicación satelital sector 6	17
Figura 7. Ubicación satelital sector 7	19
Figura 8. Sección transversal AP71	25
Figura 9. Sección transversal AP61	25
Figura 10. Sección transversal AP62	25
Figura 11. Sección transversal AP63	25
Figura 12. Sección transversal AP64	26
Figura 13. Sección transversal AP51	26
Figura 14. Sección transversal AP52	26
Figura 15. Mediciones de PIT en sector 4	33
Figura 16. Mediciones de PIT en sector 6	33
Figura 17. Punto de pivote que define las zonas de empuje pasivo y activo. Tomado de Brajas Das	37
Figura 18. Diagrama de presiones resultante y diagrama de momento. Tomado de Brajas Das	38
Figura 19. Esquema general de la estructura	39
Figura 20. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa	39
Figura 21. Esquema general de la estructura	40
Figura 22. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa	40
Figura 23. Vista 3d del modelo matemático	41
Figura 24. Carga muerta [kN/m]	41
Figura 25. Carga viva [kN/m]	41
Figura 26. Momento 3-3 por caso 1.2D + 1.6L [kNm]	42
Figura 27. Cortante 2-2 por caso 1.2D + 1.6L [kN]	42
Figura 28. Momento 3-3 después de rotulación en máximo momento positivo de vano derecho 1.2D + 1.6L [kNm]	42
Figura 29. Cortante 2-2 después de rotulación en máximo momento positivo en el vano derecho 1.2D + 1.6L [kN]	42
Figura 30. Esquema general de la estructura	43
Figura 31. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa	43
Figura 32. Esquema general de la estructura	44
Figura 33. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa	44
Figura 34. Esquema general de la estructura	45
Figura 35. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa	45
Figura 36. Configuración del modelo para diseño de tablestaca	46

Figura 37. (a) Empuje efectivo [kN/m], (b) Empuje hidrostático [kN/m], (c) Empuje por sobrecarga uniforme [kN/m], (d) Diagrama de momento [kN-m], (e) Diagrama de cortante [kN], (f) Factores de seguridad del desplazamiento y volcamiento. Bajo la combinación 1.6H + 1.6L	46
Figura 38. Sección de tablestaca escogida.....	47
Figura 39. Modelo de tablestaca usando elemento tipo <i>frame</i> en SAP2000	48
Figura 40. Empuje debido a sobrecarga de 10kPa [kN/m]	48
Figura 41. Empuje debido a presión del suelo contenido [kN/m]	49
Figura 42. Deformación horizontal de tablestacado [mm]	49
Figura 43. Gráfica de factor de seguridad por volcamiento en cada punto de análisis estructural	50

1 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y revisión estructural del sistema perimetral de confinamiento del material de relleno que soporta el Centro de Convenciones de Cartagena de Indias y el Parque del Arsenal. El estudio evalúa detalladamente la capacidad estructural de los diferentes sistemas de contención existentes, tales como tablestacado metálico, muros de concreto y pilotes (cuadrados y circulares), considerando sus condiciones actuales, los deterioros observados y su comportamiento frente a cargas estructurales.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar y describir los sistemas de contención perimetral presentes en el proyecto (tablestacado, muros de concreto y pilotes), a partir de la información documental, los planos históricos y las inspecciones submarinas.
- Analizar estructuralmente cada sistema bajo las cargas establecidas en la NSR-10, incluyendo el empuje de suelos y las sobrecargas transmitidas por el uso de las áreas superiores.
- Evaluar la capacidad y el desempeño estructural de los diferentes sectores, aplicando el método de esfuerzos admisibles para la revisión de estabilidad y el método de resistencia última para la verificación del refuerzo.
- Determinar los sectores críticos y establecer criterios técnicos que orienten la priorización de intervenciones.

2 INTRODUCCIÓN

El presente informe reúne el análisis y revisión estructural del sistema perimetral de confinamiento del material de relleno que soporta al Centro de Convenciones de Cartagena de Indias y al Parque del Arsenal. El estudio abarca la descripción, evaluación y modelación de los diferentes sistemas de contención existentes, muros de concreto, pilotes y tablestacado metálico; considerando sus condiciones actuales, deterioros observados y comportamiento frente a cargas estructurales definidas en la NSR-10.

El documento se estructura por sectores, presentando los resultados obtenidos y las recomendaciones técnicas específicas para cada tramo, con el propósito de orientar futuras intervenciones y garantizar la estabilidad y seguridad del conjunto.

3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 GENERALIDADES

PROYECTO: Estudio de patología estructural de la estructura perimetral del centro de convenciones.

LOCALIZACIÓN: Centro de convenciones Cartagena de Indias, Bolívar. Coordenadas: 10°25'14"N 75°32'56"W (ver **Imagen 1**).

El área de estudio corresponde al perímetro estructural del predio donde se localiza el Centro de Convenciones “Cartagena de Indias”, ubicado en el barrio Getsemaní de Cartagena, delimitado por las calles El Camellón de los Mártires, Avenida del Mercado y Calle del Arsenal. Este predio colinda directamente con el cuerpo de agua de la Bahía de las Ánimas, dentro de la Bahía de Cartagena. La estructura perimetral de confinamiento inspeccionada tiene una longitud total de 847.6 metros lineales, dispuesta de forma continua alrededor del borde costero del predio. En dicha franja se desarrollan actividades marítimas de alta frecuencia, incluyendo tránsito de embarcaciones turísticas, transporte fluvial, actividades deportivas, dragados, y operaciones portuarias menores.

El levantamiento batimétrico y topográfico se realizó sobre una franja marginal de 5 metros de ancho, paralela al eje longitudinal de la estructura perimetral, tanto en el lecho marino como en la superficie terrestre adyacente. Este entorno marítimo impone condiciones agresivas sobre los materiales estructurales debido a factores como salinidad, oleaje, organismos marinos adheridos y variaciones de nivel del mar.

La inspección e intervención técnica cubre diversas configuraciones estructurales, que varían por tramos según el tipo de elemento presente (cimientos poco definidos, pilotes redondos, pilotes de sección cuadrada de 40 o 70 cm, y tablestacados metálicos), distribuidos a lo largo de los 7 sectores en los que ha sido segmentada la estructura para efectos de diagnóstico e intervención.

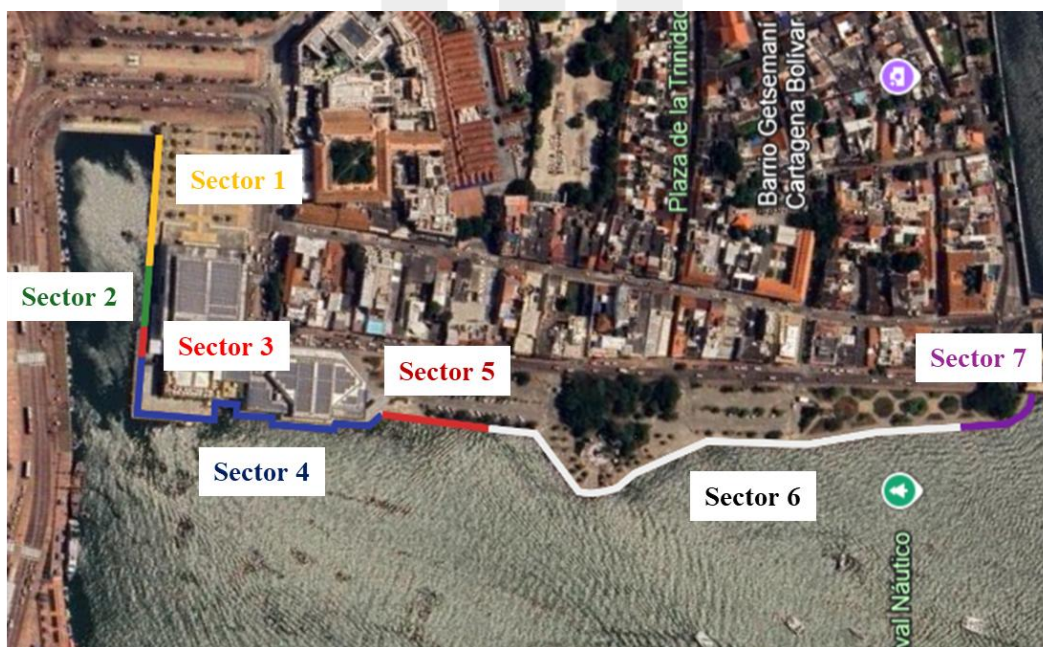


Imagen 1. Localización de la estructura perimetral.

4 DOCUMENTACIÓN RECIBIDA

Como parte del control de la información recibida, en la **Tabla 1** se presenta la relación de carpetas entregadas, acompañada de una descripción del contenido identificado en cada una, así como la fecha de recepción y el remitente de la información.

Tabla 1. Documentación recibida

Nombre de carpetas	Descripción corta	Remitente	Fecha de recepción
Expediente Obra Cartagena	Pólizas, informe trimestral donde aparece el colapso del sector 2, proceso de contratación	Fidulcoldex	30/07/2025
INFORME MARZO 2025	Levantamiento topográfico, planos y comparativos a cargo de la empresa BUZCA zona parqueadero y zona marea	Fidulcoldex	30/07/2025
INFORME OCTUBRE 2024	Levantamiento topográfico, planos y comparativos a cargo de la empresa BUZCA zona parqueadero rev 0 y 1	Fidulcoldex	30/07/2025
Estudios BUZCA-Parqueadero	Levantamiento topográfico, inspección visual y submarina, informe de solución técnica a cargo de la empresa BUZCA	Fidulcoldex	11/09/2024 13/07/2025
Intervencion muelle - Los Pegasos	Reporte e información sobre la intervención en el sector 2 a cargo de la empresa BUZCA	Fidulcoldex	11/09/2024 13/07/2025
Limpieza e inspeccion	Informe audiovisual, levantamiento topográfico y batimétrico a cargo de la empresa SEBUTE S.A. - (algunos archivos de imágenes y videos no permiten ser visualizados)	Fidulcoldex	11/09/2024 13/07/2025
Obra mitigacion - Terraza Claustro	Informe de inspección visual submarina zona restaurante de marea a cargo de la empresa BUZCA	Fidulcoldex	11/09/2024 13/07/2025
PLANOS HISTORICOS	Avalúos de predio, planos históricos escaneados, mayormente de uso y de alternativas constructivas	Fidulcoldex	06/08/2025
Imágenes Trabajos en el sector 3	Imágenes de la intervención realizada en el sector 3	Grupo heróica	15/07/2025
DOSSIER CCCI 2022	Reporte e información final y completa sobre la intervención en el sector 2 a cargo de la empresa BUZCA	Fidulcoldex	21/08/2025
INFORME FINAL RCD	Informe del manejo de residuos de demolición y construcción a cargo de BUZCA para la intervención en el sector 2.	Fidulcoldex	21/08/2025

OBRA MITIGACION MURO TERRAZA CLAUSTRO	Reporte e información final y completa sobre la intervención en el sector 3, zona terraza del claustro, a cargo de la empresa BUZCA	Fidulcoldex	21/08/2025
1 PLANOS ESCANEADOS Y DIGITALIZADOS	Planos históricos en formato .tif y .dwg con información arquitectónica, de aires acondicionados, hidráulica, estructural y de sistemas eléctricos.	Grupo heróica	27/08/2025
2 PLANOS SOLO ESCANEADOS	Planos históricos en formato .tif de planos acústicos, detalles generales, equipamiento para servicios de alimentación, redes control, incendio y vigilancia, varios.	Grupo heróica	27/08/2025
3 PLANOS RECORD LEVANTAMIENTO	Planos de levantamiento realizado en el año 2011 en el centro de convenciones, incluye planta general, cortes, fachadas, detalles y espacios de cada planta.	Grupo heróica	27/08/2025

Abordando específicamente la información utilizada, se recibió el documento denominado “INFORME FINAL COMPLEMENTARIO INSPECCIÓN SUBMARINA Y LEVANTAMIENTO BATIMÉTRICO CON SISTEMA MULTHAZ Y TOPOGRAFÍA RTK DE LA ESTRUCTURA PERIMETRAL DE CONFINAMIENTO DEL MATERIAL DE RELLENO DEL PREDIO EN QUE SE ENCUENTRA CONSTRUIDO EL CENTRO DE CONVENCIONES, CARTAGENA DE INDIAS”, elaborado por la empresa SEBUTE S.A.S. De este informe se tomó la información relativa al sistema estructural de contención observado por los buzos profesionales en cada sector, la cual se empleó con fines exclusivamente descriptivos. Adicionalmente, se utilizó el plano del levantamiento batimétrico para establecer mediciones de la viga cabezal y del lecho marino.

Asimismo, se recibió información correspondiente a la intervención en el sector 2, ejecutada por la empresa BUZCA SOLUCIONES DE INGENIERÍA, la cual incluyó planos as built y memorias de cálculo de la solución implementada tras el colapso ocurrido en el año 2022.

De parte de la empresa GRUPO HERÓICA se recibió un dossier con planos históricos del Centro de Convenciones. En los archivos ubicados en la ruta 1 PLANOS ESCANEADOS Y DIGITALIZADOS/4 PLANOS ESTRUCTURALES/PLANOS ESTRUCTURALES DIGITALIZADOS, se encontró información relevante para el análisis estructural. Los archivos consultados fueron:

- 3135 MURO DE CONTENCIÓN BAHÍA DE LAS ANIMAS.dwg
- AUDITORIO CORTES CIMENTACIÓN 1.dwg
- AUDITORIO CORTES CIMENTACIÓN 2.dwg

De estos documentos se obtuvo información completa del sector 1 y parcial del sistema estructural del sector 4.

5 LEVANTAMIENTO DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN PERIMETRAL DEL CCCI

Para conocer el estado y la disposición del sistema de contención en los sectores, se recurrió a la información recibida y la información obtenida a partir de cada uno de los ensayos realizados en sitio.

5.1 SECTOR 1

5.1.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR

El sector 1 se encuentra ubicado entre los metros 0 y 87 de la zona de estudio, tal como se indica en la **Figura 1**. Este tramo está conformado por un muro continuo de concreto armado que actúa como sistema de contención del relleno de la zona correspondiente al patio de banderas (ver **Imagen 2** e **Imagen 3**). La configuración precisa de la cimentación y del sistema que contiene el suelo bajo el muro no pudo ser determinada mediante inspección externa., sin embargo, se obtuvieron planos históricos con información relevante de este sector, en dichos planos se encontraron secciones transversales correspondientes, así como configuración de pilotes y sistema de cimentación. Esta información fue utilizada para la evaluación de este sector, así como para la evaluación de sectores de los cuales no se tiene información histórica y no se pudo precisar mediante este estudio su sección transversal (Véase el capítulo 9.5.2). Delo observado en campo, en este tramo se identificaron desprendimientos de concreto en los primeros metros lineales, particularmente en la zona de splash, conforme a lo reportado en el informe de inspección submarina revisado. Además, a lo largo de gran parte de la extensión se observan grietas alineadas con la disposición de los aceros de refuerzo, los cuales se encuentran expuestos y presentan un estado evidente de corrosión. Estos deterioros se manifiestan de manera uniforme en la estructura y afectan directamente a la viga cabezal, que a su vez cumple la función de paramento.



Figura 1. Ubicación satelital sector 1



Imagen 2. Vista general del sistema de contención sector 1



Imagen 3. Vista general del sector 1. Patio de banderas

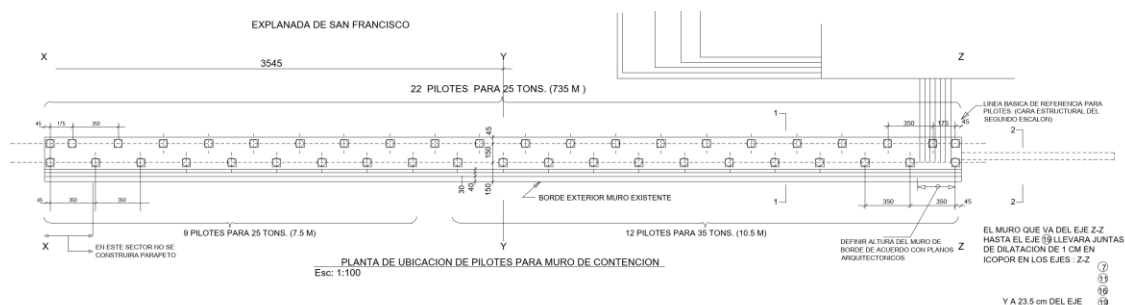


Figura 2. Distribución de pilotes en planta y profundidades de hincado, patio de banderas

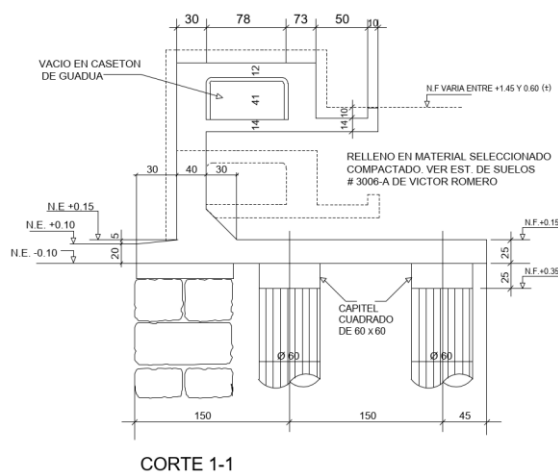


Figura 3. Sección transversal referente al patio de banderas

5.2 SECTOR 3

5.2.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR

El sector 3 se encuentra ubicado entre el restaurante Marea y la terraza del Claustro, comprendiendo los metros 127 a 147 de la zona de estudio, como se muestra en la **Figura 4**. En este tramo la estructura de contención no se tiene información segura sobre su sistema estructural. Según la inspección submarina realizada por buzos profesionales, se observaron desprendimientos parciales de elementos (Ver **Imagen 4** e **Imagen 5**), así como la presencia de grietas y procesos de socavación asociados al paso de agua a través de aberturas en la estructura, lo que ocasionó la pérdida de material de relleno. Esta condición motivó que en el año 2024 se ejecutara una intervención en el sector, consistente en la colocación de bolsacretos y material de relleno.

En la **Imagen 6** e **Imagen 7** se alcanzan a observar las reparaciones e intervenciones realizadas en el sector 3 asociadas a la estabilización y detención de socavación con bolsacretos.



Figura 4. Ubicación satelital sector 3



Imagen 4. Vista general del sistema de contención sector 3

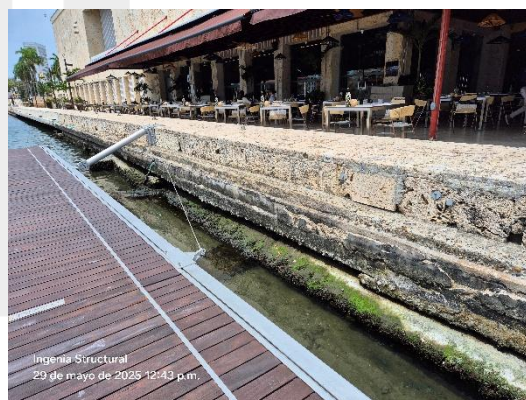


Imagen 5. Vista general del sector 3. Restaurante Marea



Imagen 6. Parte inferior estabilizada con bolsacretos, foto 1



Imagen 7. Parte inferior estabilizada con bolsacretos, foto 2

5.2.2 ANTECEDENTES

Según el documento “BUZ-INF-CIV-CCCI-001-2024 INFORME FINAL” y el reporte de inspección visual submarina del 16 de agosto de 2024, en el sector 3, correspondiente al tramo ubicado entre el restaurante Marea y la terraza del Claustro, se registró un proceso de socavación en aproximadamente 50m de longitud. En la inspección realizada por buzos profesionales se evidenciaron desprendimientos de placas de concreto inferiores y pérdida del material de relleno, con socavaciones medidas de hasta 3,0 m de ancho y 0,50 m de profundidad. Tal como se muestra en la **Imagen 6** (Imágenes tomadas del informe “INSPECCIÓN VISUAL SUBMARINA” de la empresa BUZCA)



Imagen 8. Socavación mostrada en el sector 3 previo a las intervenciones de la empresa BUZCA

Como medida de mitigación, BUZCA Soluciones de Ingeniería ejecutó en 2024 una intervención que comprendió: demolición de la placa existente, instalación de bolsacretos bajo la viga cabezal y la losa, relleno con grava soportado en geotextil no tejido y la fundida de una nueva placa de concreto de 4000 PSI, reforzada con malla electrosoldada y posteriormente terminada con acabado en piedra coralina tal como se muestra en la **Imagen 13**, **Imagen 14**, **Imagen 15** e **Imagen 16**.



Imagen 9. Estabilización de la viga con bolsacretos



Imagen 11. Malla electrosoldada de refuerzo

Imagen 10. Estabilización de la placa con bolsacretos



Imagen 12. Zona intervenida, una vez reparada

El informe final incluyó el procedimiento técnico de las obras, ensayos de control de calidad, certificados de materiales y registros fotográficos, que documentan de manera integral las actividades desarrolladas en este sector.

5.3 SECTOR 5

5.3.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR

El sector 5 se encuentra ubicado en la zona de parqueaderos, entre los metros 375 y 446 de la zona de estudio (Ver **Figura 5**). Está conformado por pilotes redondos de concreto armado de 0,30 m de diámetro, separados aproximadamente 10 m entre sí, con viga cabezal en la parte superior, elemento que se muestra en la **Imagen 13** e **Imagen 14**. La inspección submarina realizada por buzos profesionales evidenció el agrietamiento del concreto y la exposición de aceros de refuerzo con corrosión en varios de los pilotes. Se registró además un volcamiento del sistema de contención, lo que generó inclinación en algunos elementos. En la superficie, en el área del parqueadero, se identificaron grietas en el adoquinado paralelas a la estructura, asociadas a las alteraciones observadas en el frente de contención (Ver **Imagen 15**). El sector 5 también cuenta con un tramo que contiene un sistema adicional de contención, tal como se muestra en la **Imagen 16**. Estas condiciones documentadas en los informes consultados permiten catalogar este tramo como un sector crítico dentro del perímetro estudiado.



Figura 5. Ubicación satelital sector 5



Imagen 13. Vista general del sector 5. Zona crítica

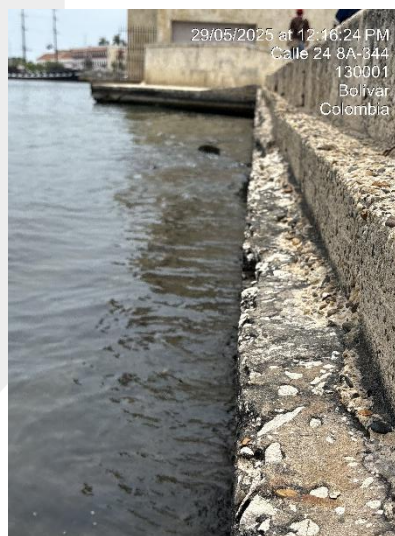


Imagen 14. Vista general del sistema de contención sector 5. Zona crítica

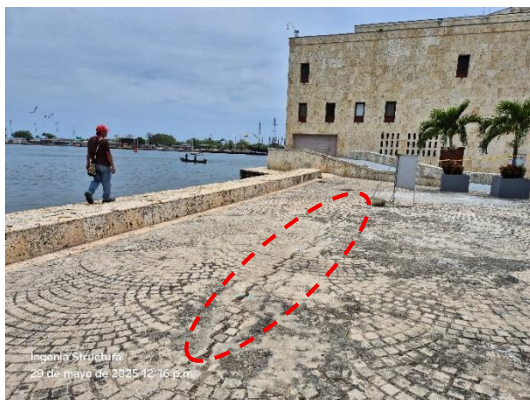


Imagen 15. Vista general del sector 5 lado tierra. Grieta visible en el adoquinado



Imagen 16. Vista general del sistema de adición de contención sector 5. Zona con sistema adicional de contención

5.4 SECTOR 6

5.4.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR

El sector 6 se extiende desde la zona de restaurantes hasta el Parque del Arsenal, comprendiendo los metros 446 a 788 de la zona de estudio (Ver **Figura 6**). En este tramo la estructura de contención corresponde principalmente a un sistema de viga o muro pasarela, dispuesto sobre el frente marino. La inspección submarina realizada por buzos profesionales registró un deterioro generalizado a lo largo de su extensión, con desprendimientos de concreto, pérdida de recubrimiento, fisuras longitudinales y exposición de armaduras con corrosión avanzada. En varios puntos se observaron zonas de concreto degradado, que se desprendía con facilidad durante la limpieza submarina. (Ver desde la **Imagen 17** hasta la **Imagen 20**).

En el primer tramo de este sector se identificó además la presencia de un sistema de contención adicional, cuya configuración no fue detallada en el informe de los buzos profesionales (Ver **Imagen 21**). De igual manera, en el segmento comprendido entre los restaurantes y la segunda parte del parqueadero se registraron aproximadamente 63 metros con reparaciones en el escalón externo de la viga pasarela en mortero, tal como se muestra en la **Imagen 22**.



Figura 6. Ubicación satelital sector 6



Imagen 17. Vista general del sistema de contención del sector 6. Tramo intermedio lado tierra



Imagen 18. Vista general del sistema de contención del sector 6. Zona parqueaderos después de restaurante



Imagen 19. Vista general del sistema de contención del sector 6. Tramo intermedio



Imagen 21. Vista general del sistema de contención del sector 6. Zona con sistema de contención adicional

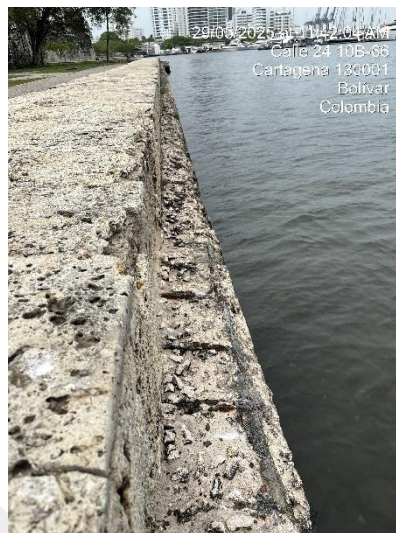


Imagen 20. Vista general del sistema de contención del sector 6. Tramo final



Imagen 22. Vista general del sistema de contención sector 6 con reparaciones en mortero. Zona restaurante

5.5 SECTOR 7

5.5.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR

El sector 7 se encuentra ubicado en el cierre del Parque del Arsenal, comprendiendo los metros 788 a 847,6 de la zona de estudio, como se muestra en la **Figura 7** e **Imagen 23**. En este tramo, la estructura de contención corresponde a una cortina de pilotes cuadrados de concreto armado de 0,40 m de lado, dispuestos con una separación de 0,10 m, para un total de 143 pilotes. De acuerdo con la descripción realizada por los buzos profesionales durante la inspección submarina, y por lo observado en campo, este sistema parece corresponder a un elemento adicional de contención colocado por delante de la viga pasarela, tal como se observa desde la **Imagen 24** hasta la **Imagen 26**. En el mismo informe se registró la presencia de fisuras, desprendimientos de concreto y exposición de aceros de refuerzo con corrosión, observados en un número considerable de pilotes.



Figura 7. Ubicación satelital sector 7



Imagen 23. Vista general del sector 7. Lado tierra



Imagen 24. Vista general del sistema de contención adicional sector 7



Imagen 25. Vista general del sistema de contención del sector 7



Imagen 26. Vista general del sistema de contención sector 7. Sistema adicional de contención

6 EXPLORACIÓN DE CIMENTACIÓN

Para evaluar las cimentaciones de una estructura, se inicia con la identificación de la zona de interés, se delimita la zona de excavación con una pulidora D-WALL y se rodea con cinta de seguridad para prevención de accidentes. Posteriormente, se procede a la excavación con herramientas menores tales como taladro, palas y punzones con el fin de conocer las cimentaciones utilizadas. Se realizan mediciones de peralte, anchos, largo de la cimentación, del mismo modo se mide el nivel de desplante, determinan tipologías constructivas. Por último, se rellena la excavación y se subsana el área afectada con concreto.

En total, se realizaron diez (9) exploraciones en cimentación, distribuidas de la siguiente manera:

- Sector 1: 1 unidad
- Sector 5: 2 unidad
- Sector 6: 5 unidades
- Sector 7: 1 unidad

En el sector 3 no se realizaron excavaciones debido a que, conforme a la información suministrada por el cliente, en el sector 3 se identificó la existencia de geotextiles y bolsacreto que podrían verse afectados en caso de intervenir. Con esta información, considerada suficiente para el análisis técnico, se reubicaron los ensayos de excavación a lo largo de los siete sectores definidos, optimizando la distribución sin comprometer la representatividad del diagnóstico. A continuación, se presenta la ubicación de los ensayos realizados (ver **Imagen 27**) y la evidencia fotográfica correspondiente (ver desde la **Imagen 28** hasta la **Imagen 37**).



Imagen 27. Ubicación de apiques – excavaciones



Imagen 28. Evidencia de excavación AP11





Imagen 29. Evidencia de excavación AP41

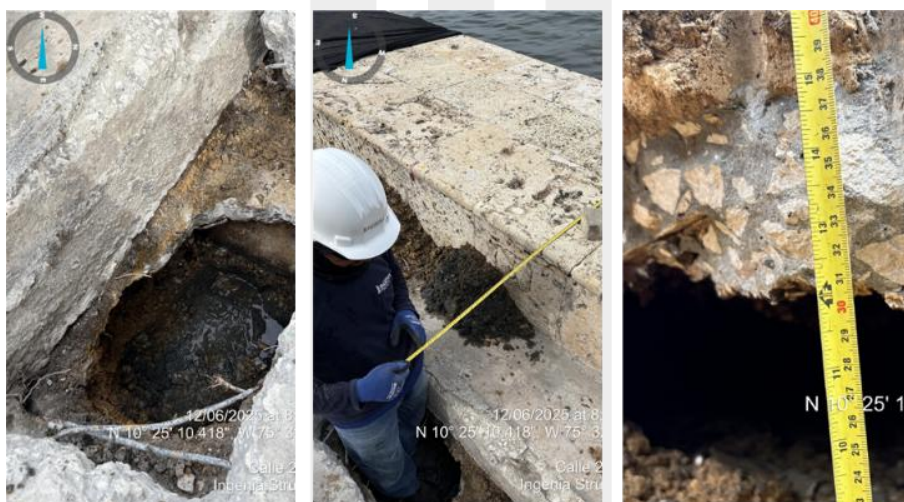


Imagen 30. Evidencia de excavación AP51



Imagen 31. Evidencia de excavación AP52



Imagen 32. Evidencia de excavación AP61



Imagen 33. Evidencia de excavación AP62



Imagen 34. Evidencia de excavación AP63



Imagen 35. Evidencia de excavación AP64



Imagen 36. Evidencia de excavación AP65

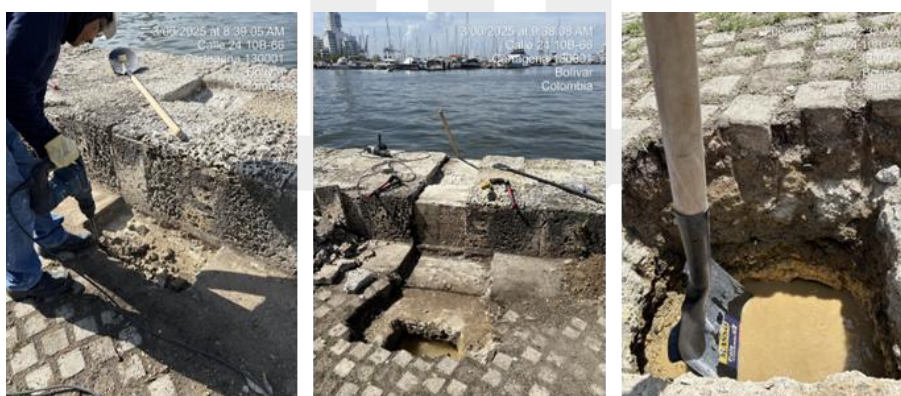


Imagen 37. Evidencia de excavación AP71

Con base en las exploraciones, el estudio de suelos y la inspección visual en sitio se hizo un levantamiento utilizando flexómetro y se obtuvieron las secciones transversales mostradas desde la **Figura 8** hasta la **Figura 14**.

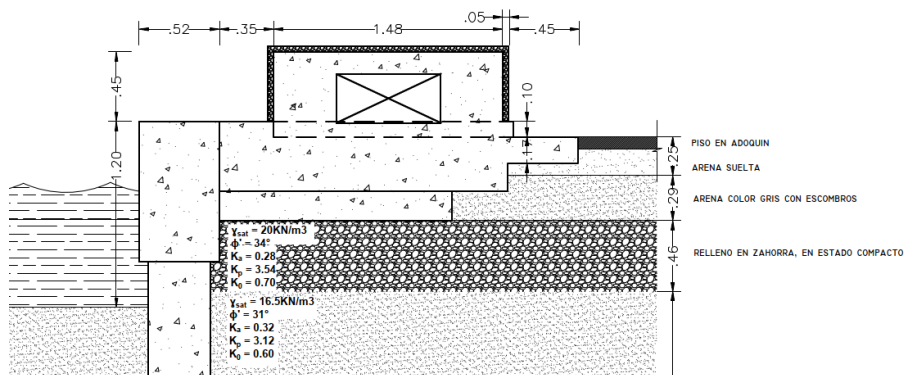


Figura 8. Sección transversal AP71

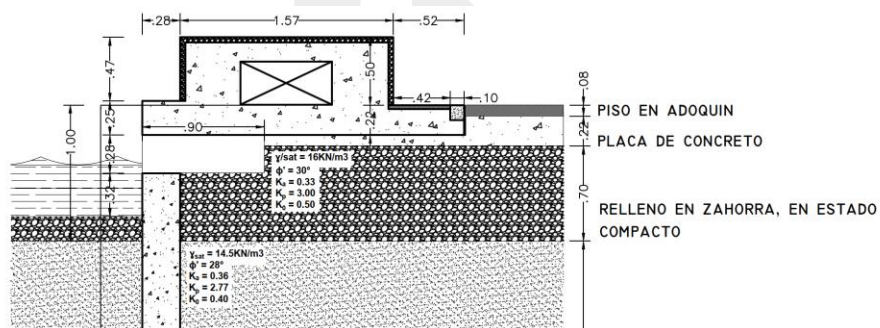


Figura 9. Sección transversal AP61

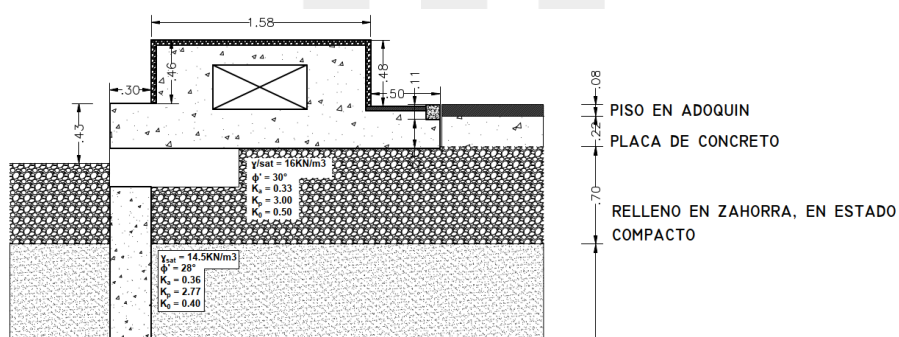


Figura 10. Sección transversal AP62

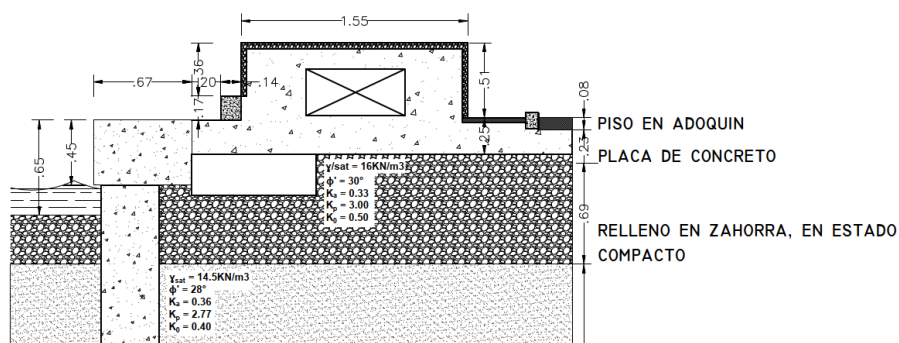


Figura 11. Sección transversal AP63

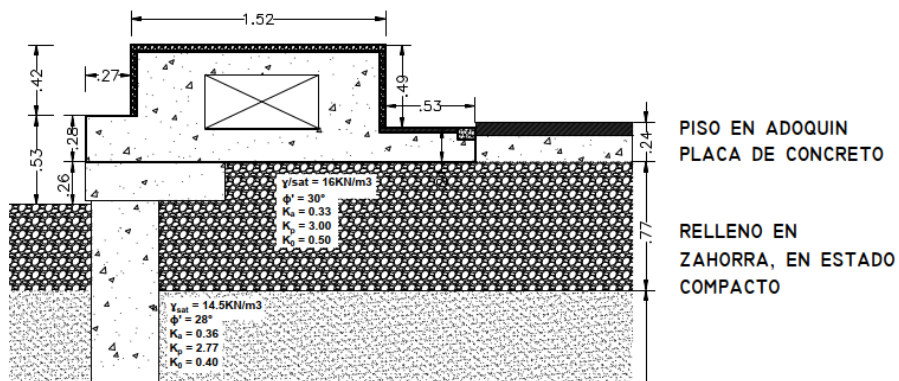


Figura 12. Sección transversal AP64

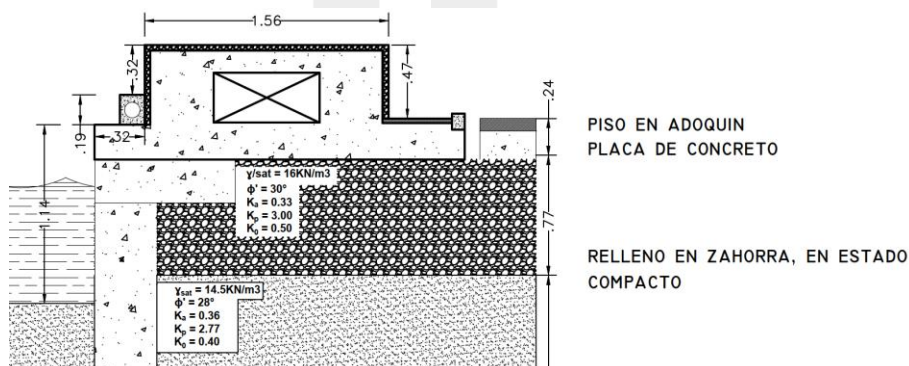


Figura 13. Sección transversal AP51

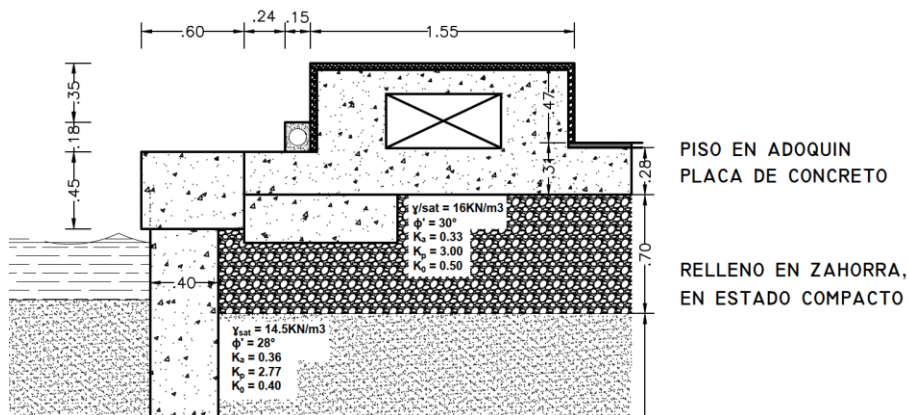


Figura 14. Sección transversal AP52

Debido a las limitaciones de la exploración con los medios disponibles, no fue posible identificar una sección transversal claramente definida para su estudio en el sector 1. No obstante, los resultados permiten establecer una sección típica aplicable a la mayoría de los sectores. En el caso del sector 7, así como en parte del sector 6 y del sector 5, se evidencia lo que parece corresponder a un sistema adicional de contención. (Ver Figura 8, Figura 11 y Figura 14).

7 ESTUDIO DE SUELO

El estudio de suelos fue desarrollado por la firma CH Pereira, con el objetivo de caracterizar geotécnicamente el subsuelo en el área de influencia de la viga pasarela de los parqueaderos del Centro de Convenciones. Para ello, se realizaron cuatro sondeos a rotación con recuperación de muestras alteradas mediante cuchara partida, alcanzando una profundidad de 18 m en cada punto. Estos se complementaron con ensayos in situ y pruebas de laboratorio incluyendo granulometría, límites de Atterberg y contenido de humedad.

Para la caracterización del perfil geotécnico del terreno, se llevaron a cabo sondeos de suelo mediante perforación mecánica, siguiendo los lineamientos establecidos por la norma NSR-10 y las recomendaciones del estudio. El procedimiento inicia con la ubicación precisa del punto de sondeo y la delimitación del área con cinta de seguridad para prevención de incidentes. La perforación se realiza con equipo tipo SPT (Standard Penetration Test), permitiendo la toma de muestras inalteradas y la ejecución de ensayos de penetración estándar a intervalos regulares de profundidad. Durante la perforación, se identifican los diferentes estratos del suelo, registrando su espesor, textura, color y presencia de materiales orgánicos o saturaciones. Las muestras extraídas se etiquetan adecuadamente para su análisis en laboratorio.

Adicionalmente, se determina el nivel freático en cada punto de sondeo y se evalúa la continuidad de capas portantes o materiales inestables. Finalizado el proceso, los pozos son debidamente sellados y la superficie restituida con el mismo tipo de material o concreto, según la ubicación. Los datos obtenidos permiten establecer parámetros de resistencia y deformabilidad del subsuelo, necesarios para el análisis estructural y diseño de soluciones de cimentación y estabilidad global. Se realizaron 4 sondeos ubicados tal como se observa en la **Imagen 38**.

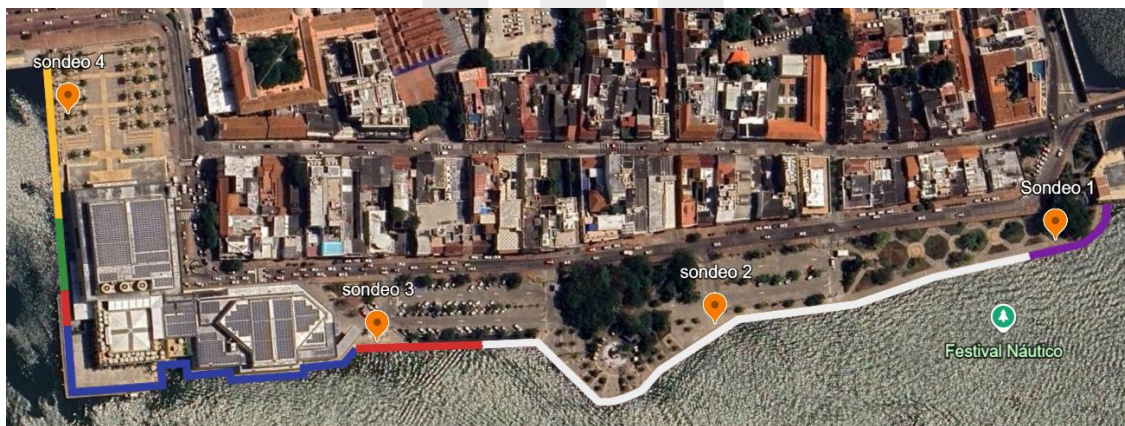


Imagen 38. Ubicación de sondeos

A continuación, se presentan las evidencias fotográficas:

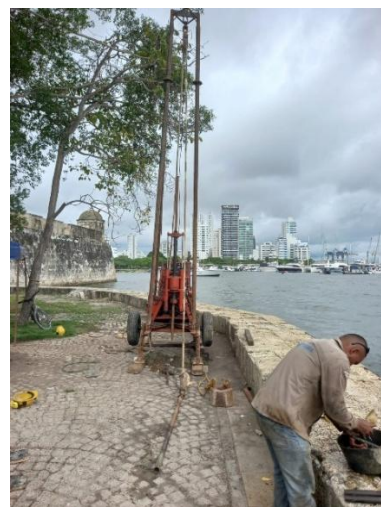


Imagen 39. Sondeo 1 en sector 7



Imagen 40. Sondeo 2 en sector 6



Imagen 41. Sondeo 3 en sector 5



Imagen 42. Sondeo 4 en sector 1

7.1 ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO

Los perfiles de los sondeos realizados evidencian un subsuelo compuesto por capas de **arenas limosas de color gris**, en estado suelto a denso, con intercalaciones de materiales orgánicos y escombros en las primeras profundidades. A continuación, se resumen las características litológicas predominantes:

- **De 0.0 a 1.5 m:** predominancia de rellenos artificiales (zahorras, escombros, adoquines).
- **De 1.5 a 9.0 m:** presencia de **arenas finas limosas de color gris**, en estado suelto a medio. Algunas capas contienen materia orgánica.
- **De 9.0 a 18.0 m:** arenas finas y limosas en estado medio a denso, con menor presencia de materia orgánica, reflejando mejores características de resistencia.

El nivel freático fue registrado entre **0.55 y 0.60 m**, lo que indica condiciones parcialmente saturadas desde los primeros niveles.

7.2 RESULTADOS DE LABORATORIO

- **Contenido de Humedad Natural:**

Los valores fluctúan entre **15% y 65%**, destacando la mayor humedad en capas cercanas a los 10 m, lo que sugiere acumulación de humedad en horizontes orgánicos o limosos.

- **Granulometría y Límites de Atterberg:**

La clasificación de los suelos con base en los ensayos de laboratorio indica:

- Suelos predominantemente tipo **A-2-4 y A-3 (AASHTO)** y **SM y SP-SM (USCS)**.
- Contenidos de finos menores al 35% y baja plasticidad (índice de plasticidad NP), lo cual limita su cohesión y capacidad portante sin tratamiento.

7.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En general, se identifican dos zonas geotécnicas en el perfil del suelo:

- **Zona superficial de relleno** (hasta 2.0 m), con materiales heterogéneos y pobre capacidad de carga.
- **Zona de arenas limosas** (de 2.0 a 18.0 m), con condiciones mejoradas de resistencia con la profundidad, aunque en algunos estratos se detectan indicios de materiales orgánicos que pueden inducir consolidación diferencial.

Los valores del ensayo SPT incrementan con la profundidad, reflejando una mejora progresiva en la densidad y resistencia del subsuelo. Por ejemplo, en el Sondeo 1, se registraron valores de hasta 23 golpes/6" a 12.0 m y más de 20 golpes en profundidades cercanas a los 18 m.

7.4 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO (NSR-10)

Conforme al Título A.2 de la NSR-10, la clasificación sísmica del perfil del terreno se fundamenta en la resistencia del suelo, velocidad de propagación de ondas de corte (V_{s30}) y tipo de materiales predominantes en los primeros 30 metros.

De acuerdo con los valores reportados de SPT, tipo de suelo (arenas limosas sueltas a medias, con rellenos superficiales), contenido de humedad y profundidad del estrato competente, se concluye que el sitio corresponde a un perfil tipo "D" – Suelo blando a muy blando:

- **Justificación del tipo D:**
 - Presencia de estratos sueltos en los primeros 9-10 m.
 - Rellenos artificiales en superficie.
 - Alta saturación y nivel freático superficial.
 - SPT promedio < 15 en los primeros 10 m.
 - Ausencia de roca o suelos densos continuos en los primeros 30 m.

Este tipo de suelo implica una amplificación significativa de ondas sísmicas, por lo que se deben aplicar factores de modificación sísmica (F_a y F_v) más conservadores y considerar mecanismos de disipación de energía y control de asentamientos en el diseño estructural.

8 PRUEBA DE INTEGRIDAD DE PILOTES

El ensayo de integridad de pilotes es una prueba no destructiva utilizada en ingeniería geotécnica para evaluar la continuidad, calidad y posibles defectos en pilotes de cimentación después de su construcción. Su objetivo es detectar anomalías como fisuras, cambios de sección, inclusión de materiales extraños o defectos de construcción, así como la longitud del pilote. Se realizaron 10 pruebas de integridad de pilotes, a lo largo de los sectores 4, 5, 6 y 7, los cuales corresponden a las zonas donde se identificaron (ver **Imagen 43**).



Imagen 43. Ubicación de prueba de integridad de pilotes

A continuación, se presentan evidencias de los ensayos:

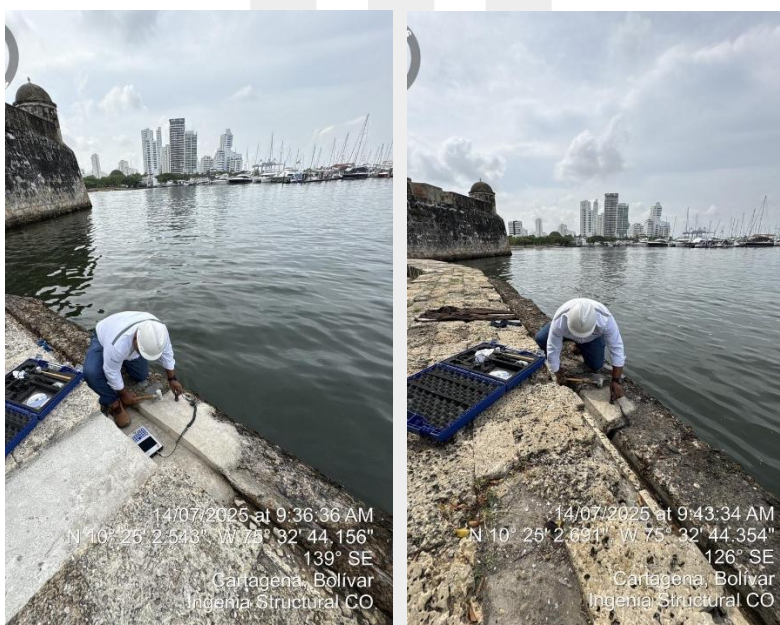


Imagen 44. Prueba de PIT en sector 7

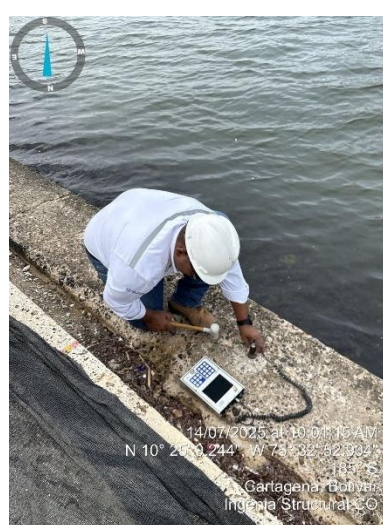
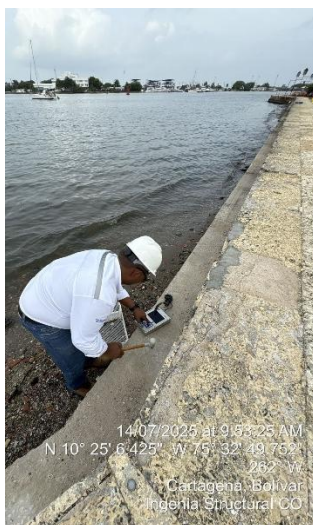


Imagen 45. Mediciones en sector 6

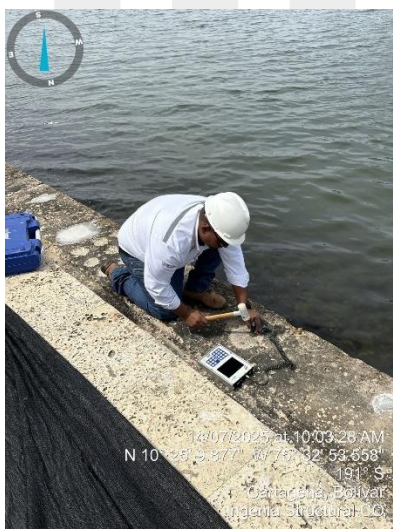


Imagen 46. Medición en sector 5

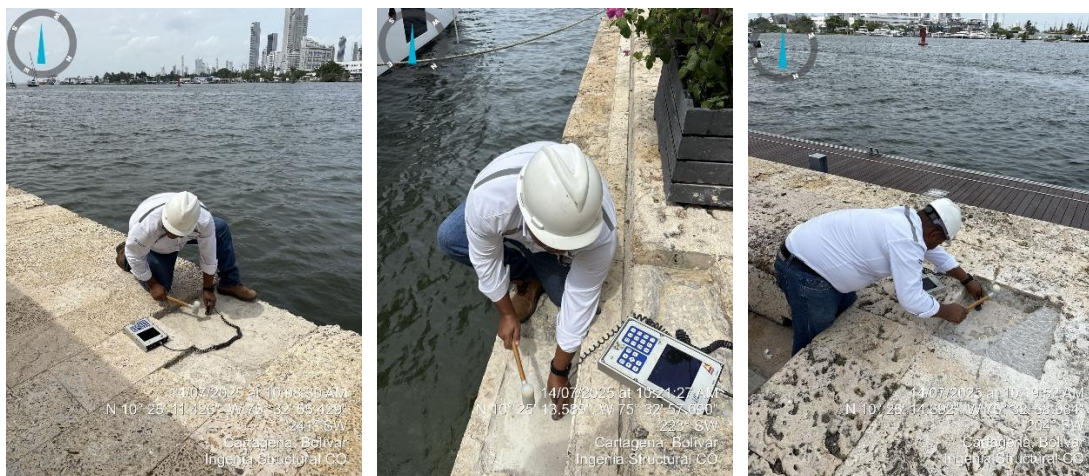


Imagen 47. Mediciones en sector 4

El procedimiento de ensayo fue realizado in situ en los pilotes accesibles sobre la viga cabezal expuesta. Se utilizó tecnología de ensayo sónico de baja deformación mediante impacto, registrando las respuestas de onda en tiempo real para su análisis por software especializado. Este tipo de prueba se basa en la generación de ondas longitudinales a través de un golpe controlado en el cabezal del pilote, con posterior análisis del tiempo de retorno y forma de la señal, permitiendo identificar cambios en la rigidez, interrupciones, vacíos, o reducciones de sección transversal.

A continuación, se presentan algunas graficas de los resultados de la prueba. Para más información, revisar el informe detallado en los Anexos del estudio de suelo.

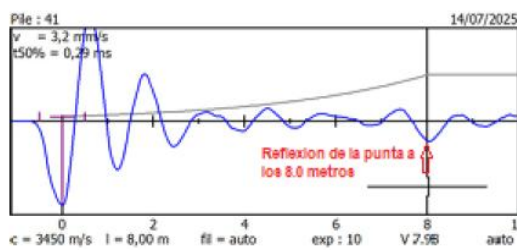


Figura 15. Mediciones de PIT en sector 4

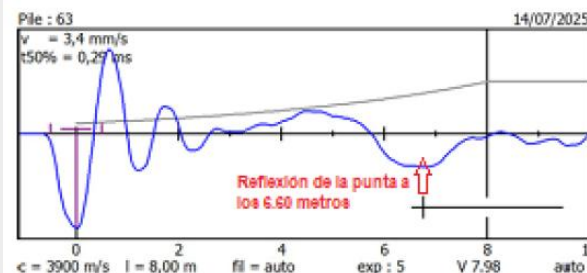


Figura 16. Mediciones de PIT en sector 6

Con base a los resultados obtenidos, se puede conocer las profundidades de los pilotes estudiados, estas, se aprecian en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Profundidades de pilotes

Elemento	No de Ensayo	Zona	Profundidad
Pilote	1	41	8
Pilote	2	42	8.9
Pilote	3	43	8.4
Pilote	4	51	6.5
Pilote	5	61	6
Pilote	6	62	5.9
Pilote	7	63	6.6

Pilote	8	64	6.6
Pilote	9	71	5.1
Pilote	10	72	5.3

Los resultados reportan continuidad e integridad en los pilotes evaluados.

9 REVISIÓN ESTRUCTURAL

9.1 CÓDIGOS Y NORMAS DE REVISIÓN

El diseño y la revisión estructural se realizan con base en las siguientes normas:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Comité AIS 100, 2010).
- ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE, 2017).
- ACI 318-11 American concrete Institute (ACI Committee 318, 2011)

9.2 MATERIALES

Ante la falta de información en los planos históricos revisados, y basados en los ensayos de resistencia a la compresión presentados en el INFORME DE PATOLOGÍA, se consideraron las siguientes características para los materiales:

- Concreto para viga cabezal y cimentación.
 - $f'_c = 28 \text{ MPa (4000 psi)}$
 - $E_c = 20637 \text{ MPa}$
 - $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- Acero de refuerzo del concreto Gr 420
 - $F_y = 420 \text{ MPa (60 ksi)}$
 - $F_u = 550 \text{ MPa (80 ksi)}$
 - $\gamma = 76.9 \text{ kN/m}^3$

9.3 PROGRAMAS COMPUTACIONALES

Para la evaluación de la estructura de cimentación y sus componentes se utilizaron los siguientes softwares computacionales:

- SAP2000® para el análisis y revisión de los elementos estructurales.
- AG PROGRAM: una serie de herramientas computacionales *in-house* para cálculos de estructuras.

9.4 CARGAS

El análisis estructural de la estructura perimetral de confinamiento se realizó considerando las acciones de carga establecidas en la NSR-10, atendiendo a la naturaleza de la estructura y a su función de retención del material de relleno.

9.4.1 CARGA MUERTA (D)

La carga muerta considerada en el análisis corresponde al peso propio de los elementos estructurales y de los materiales permanentes que conforman el sistema de confinamiento y las superficies superiores asociadas, tales como concretos, morteros de nivelación y acabados. Para su determinación se aplicaron los lineamientos del Título B Cargas del NSR-10, que establece los valores normativos y procedimientos para la evaluación de acciones gravitacionales en estructuras. Estas cargas se representaron como distribuciones constantes actuando sobre los elementos estructurales, de acuerdo con su geometría y dimensiones.

9.4.2 CARGA VIVA (L)

Adicionalmente, se consideraron las sobrecargas por uso aplicadas sobre las superficies superiores adyacentes a la estructura de confinamiento. De acuerdo con el NSR-10, Título B, se adoptaron los valores correspondientes a áreas de reunión y circulación de personas, así como a zonas exteriores con tránsito peatonal. Estas acciones se incorporaron en el modelo como cargas uniformemente distribuidas, cuya magnitud representa la transmisión de la carga viva al relleno contenido y, en consecuencia, su efecto en forma de empuje adicional sobre los sistemas de contención.

9.4.3 EMPUJE DE SUELOS (H)

Se consideró el empuje lateral de suelos como carga principal sobre la estructura de contención. Para su determinación se aplicaron los lineamientos del Título G del NSR-10, con base en los parámetros de suelo disponibles en los estudios entregados. El empuje se modeló como carga distribuida en dirección horizontal, cuya magnitud varía con la profundidad, de acuerdo con la distribución triangular típica para estructuras de retención.

9.4.4 SOBRECARGAS POR USO (CARGA VIVA TRANSMITIDA AL SUELO)

Sobre el relleno contenido por la estructura perimetral actúan cargas vivas asociadas al uso del Centro de Convenciones y áreas circundantes. Dichas cargas, aunque aplicadas en superficie, se transmiten al suelo y se reflejan en el empuje adicional ejercido sobre los sistemas de contención. Se consideraron conforme al Título B, tomando en cuenta:

- Áreas de reunión y circulación de personas.
- Zonas de parqueo y tráfico vehicular liviano.
- Cargas de servicio en terrazas y áreas exteriores.

La representación en los modelos estructurales corresponde a un incremento en el empuje lateral equivalente de suelos, superpuesto al empuje propio del relleno. De acuerdo con el Título H de la NSR-10, la sobrecarga mínima a considerar es de 1.5 t/m^2 . Sin embargo, atendiendo a las condiciones particulares de uso del Centro de Convenciones, su parqueadero y el parque adyacente, se estimó una carga no mayor a 1.0 t/m^2 , compuesta por 0.5 t/m^2 de carga muerta, correspondiente al peso máximo calculado de una placa de piso de 20 cm con acabados y 0.5 t/m^2 de carga viva, asociada al tránsito peatonal y vehicular liviano.

9.4.5 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga a evaluar se plantearon conforme a la naturaleza del sistema estructural de contención. Para la revisión de la estabilidad global del sistema de tablestacado y el cálculo de

factores de seguridad frente al empuje de suelos, se aplicó el método de esfuerzos admisibles, en concordancia con los criterios de la NSR-10 para estructuras de retención. Por otra parte, para la verificación del diseño del refuerzo estructural de los elementos de concreto, se empleó el método de la resistencia última, que permite revisar la capacidad última de los materiales bajo las combinaciones de carga de diseño.

Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos admisibles (NSR-10§B.2.3)

- **1.0D (C. Muerta) + 1.0L (C. Viva) + 1.0H (C. Empuje de Suelo)**

Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de resistencia última (NSR-10§B.2.4)

- **1.4D (C. Muerta) + 1.6H (C. Empuje de Suelo)**
- **1.2D (C. Muerta) + 1.6L (C. Viva) + 1.6H (C. Empuje de Suelo)**

9.5 REVISIÓN POR SECTORES

Para la revisión estructural por sectores se empleó la herramienta AGSOFT PROGRAM, utilizando el módulo de análisis de tablestacado. Con este software se calcularon los dos factores de seguridad fundamentales para la evaluación de la estabilidad del sistema de contención: el factor de seguridad por deslizamiento y el factor de seguridad por volcamiento.

El análisis se basa en el principio de que las fuerzas actuantes, generadas por el empuje del suelo en condición activa o pasiva respecto al punto de pivote, deben ser iguales o inferiores a las fuerzas resistentes que ofrece la estructura. Bajo esta condición, el programa determina el punto de pivote que satisface la verificación del deslizamiento, permitiendo comprobar que la estructura no presente desplazamientos laterales bajo la acción del relleno.

En el diseño o revisión de tablestacas, el factor de seguridad se puede considerar de diversas maneras para garantizar la estabilidad estructural frente a los empujes del terreno. A continuación, se presenta los diferentes criterios:

1. Reducción del coeficiente de empuje pasivo

Una forma de incorporar el factor de seguridad en el diseño de tablestacas consiste en reducir el coeficiente de empuje pasivo del suelo. Para ello, se divide dicho coeficiente por un valor de factor de seguridad que suele estar entre 1.5 y 2.0. Una vez modificado el coeficiente, se procede a determinar la longitud de empotramiento necesaria para alcanzar el equilibrio estático de fuerzas y momentos. Este enfoque penaliza la capacidad resistente del suelo en la zona pasiva, incorporando directamente el factor de seguridad en los cálculos de estabilidad.

2. Ampliación de la longitud de empotramiento

En este método, se calcula inicialmente la longitud de empotramiento requerida para alcanzar el equilibrio de fuerzas y momentos sin aplicar ningún factor de seguridad. Luego, se introduce el factor de seguridad multiplicando la longitud obtenida por un coeficiente, que comúnmente es del orden de 1.3. Esta estrategia tiene como objetivo aumentar la capacidad de anclaje de la tablestaca en el suelo, proporcionando una reserva adicional de estabilidad sin modificar los parámetros del terreno.

3. Verificación del factor de seguridad al volcamiento

Una tercera alternativa consiste en definir una longitud de empotramiento tal que se cumpla la condición de equilibrio de fuerzas horizontales, es decir, un factor de seguridad igual a 1.0 frente al deslizamiento. A continuación, se evalúa el factor de seguridad al volcamiento, el cual debe ser mayor que 1.0 para considerar la solución aceptable. Este se calcula realizando sumatoria de momento alrededor del punto de pivote (ver **Figura 17**) y se estima como la relación entre las fuerzas estabilizadoras (principalmente el empuje pasivo que actúa sobre la tablestaca) y las fuerzas desestabilizadoras (empujes activos del suelo). Generalmente, se exige que este valor sea superior a 1.16, garantizando así una resistencia adecuada frente al momento de vuelco.

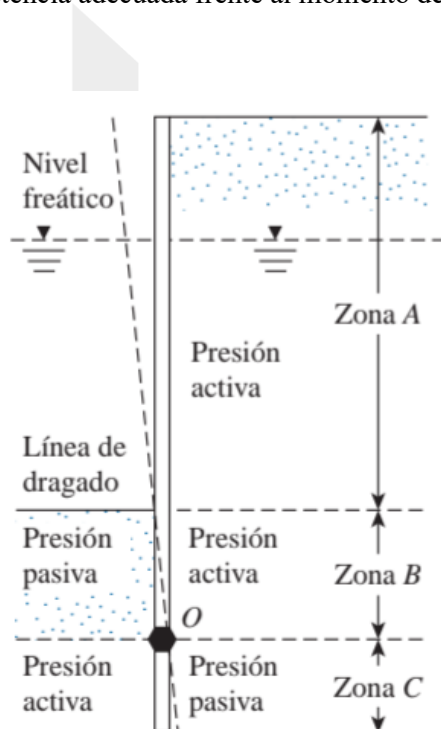


Figura 17. Punto de pivote que define las zonas de empuje pasivo y activo. Tomado de Brajas Das

Además de los criterios de estabilidad global, el diseño de tablestacas requiere un chequeo adicional fundamental: la verificación estructural del propio elemento de contención. Esto implica seleccionar una sección de tablestaca cuya capacidad resistente sea suficiente para soportar el momento flector máximo inducido por los empujes del terreno (ver **Figura 18**). Asimismo, es necesario asegurar que la sección elegida posea una rigidez mínima adecuada (modulo EI), con el fin de limitar las deformaciones horizontales, especialmente en el extremo superior del sistema. Este control de desplazamientos es esencial para evitar afectaciones en elementos superficiales adyacentes, como pavimentos o estructuras cercanas, que podrían experimentar asentamientos o fisuras por desplazamientos excesivos del muro de contención.

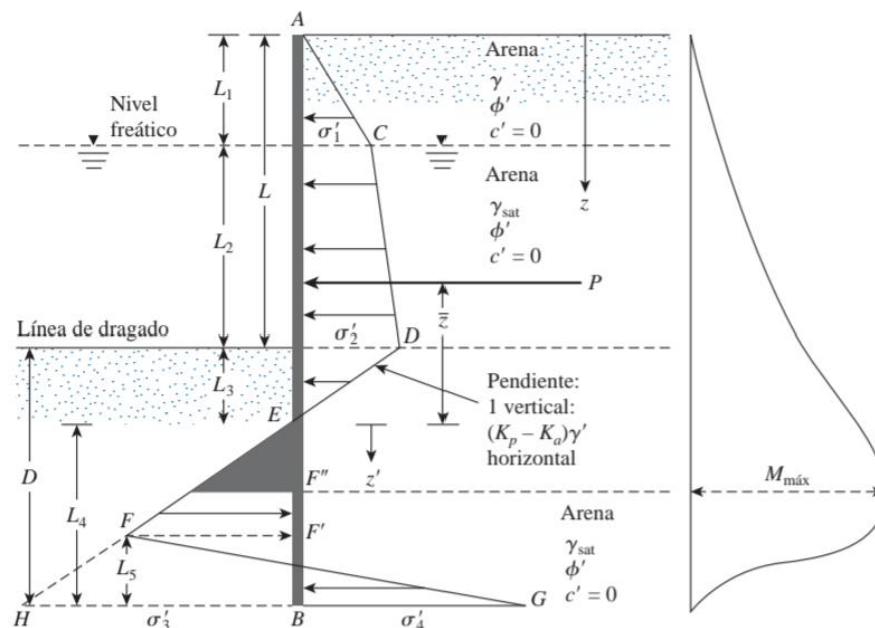


Figura 18. Diagrama de presiones resultante y diagrama de momento. Tomado de Brajas Das

Para la revisión del sistema de tablestacado de este informe, se adoptó la metodología del factor de seguridad ante el volcamiento, mientras que, para el diseño, se optó por incrementar la longitud de empotramiento de la tablestaca en un 30%. Este criterio asegura que el sistema mantenga un desempeño seguro e incorpora un margen frente a las incertidumbres propias del cálculo de la interacción suelo–estructura.

9.5.1 SECTOR 1

Con base en lo mencionado en el capítulo 5.1, se identificó que la sección transversal del sector 1 es variable, por lo que se evaluaron dos zonas, la zona 1 corresponderá al área con menor profundidad de pilotes, mientras que, la zona 2 será el área donde los pilotes tienen una mayor profundidad de hincado.

El esquema de la modelación de la zona 1, así como el valor de los factores de seguridad asociados al deslizamiento y volcamiento se muestran en la **Figura 19** y **Figura 20**. Mientras que, los de la zona 2 se muestran en la **Figura 21** y **Figura 22**.

Zona 1 – Muro con mayor altura

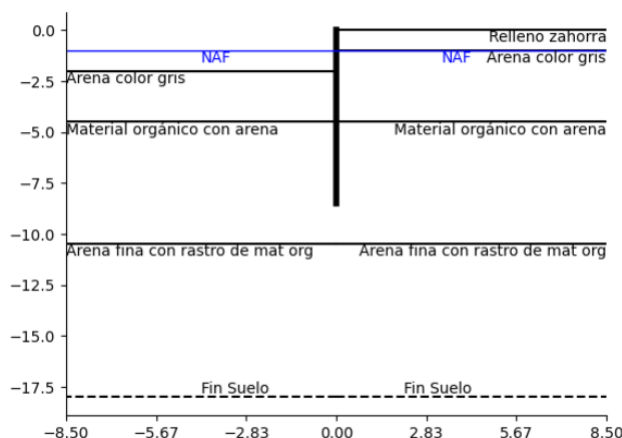


Figura 19. Esquema general de la estructura

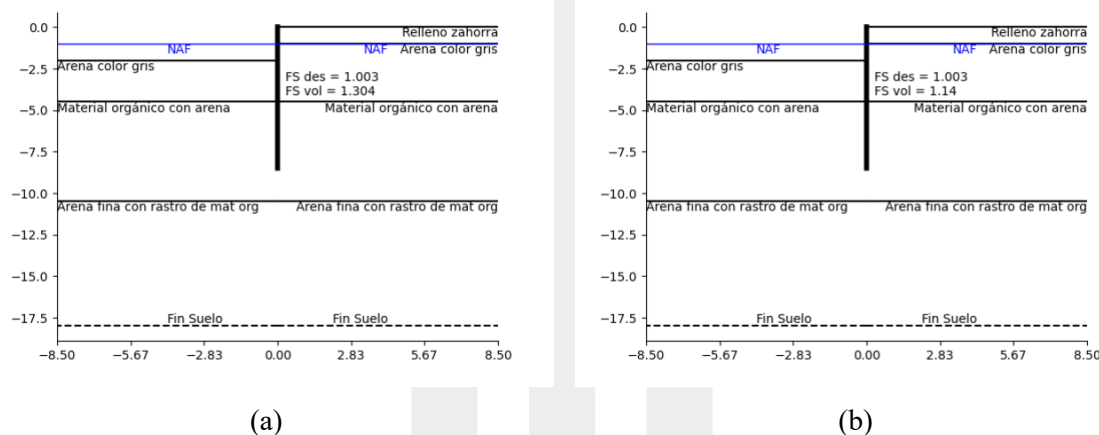


Figura 20. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga
(b) Considerando sobrecarga de 10kPa

El factor de volcamiento sin la consideración de sobrecarga fue de 1.3, mientras que, considerando sobrecarga fue de 1.14.

Zona 2 – Muro de menor altura

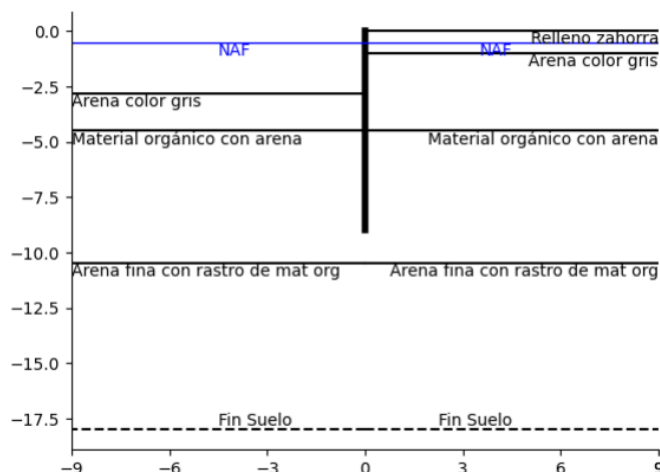


Figura 21. Esquema general de la estructura

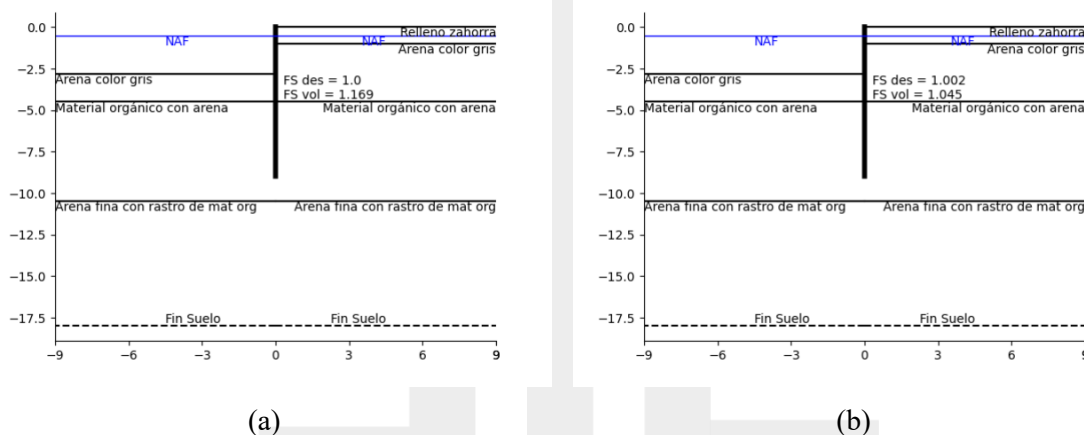


Figura 22. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga
(b) Considerando sobrecarga de 10kPa

El factor de volcamiento sin la consideración de sobrecarga fue de 1.17, mientras que, considerando sobrecarga fue de 1.04.

9.5.2 SECTOR 3

Como se indicó en el capítulo 5.2, en el sector 3 no se distingue un sistema de contención de suelo actuando sobre la viga cabezal. En consecuencia, se analizará la viga pasarela a flexión, considerando la sección transversal y el reforzamiento según la distribución identificada en los planos históricos descritos en el capítulo 5.1, bajo el supuesto de que esta zona pudo haber sido construida de manera homogénea y siguiendo estándares similares a los del resto de la estructura. Esta sección transversal fue idealizada en el programa Sap2000 con el fin de analizar su capacidad estructural y modelar el estado del sector.

La modelación se realizó mediante elementos tipo *frame*, con un apoyo central continuo y apoyos simples en los extremos. Esta condición se adoptó ante la posibilidad de que el acero estructural entre sectores ya no garantice la transmisión de esfuerzos, lo que limita el comportamiento de la estructura en los nodos. Además, se consideró que los 20 m del sector 3 se encuentran sostenidos por al menos 3 puntos de apoyo tal como se muestra en la **Figura 23**, estos puntos corresponden directamente a comprensión de que la viga se encuentra actuando a flexión debido a la socavación del suelo que la sostenía.

En cuanto a las cargas aplicadas, la carga muerta corresponde al peso propio del mortero de nivelación y la piedra coralina que actúan sobre la viga pasarela. Mientras que, la carga viva se definió como una sobrecarga de $5kN/m^2$, en concordancia con las disposiciones normativas para zonas de alta concurrencia, dado que el sector permite el tránsito constante de personas. Ambas cargas fueron aplicadas de manera distribuida a lo largo de la viga pasarela, considerando la aferencia sobre el elemento estructural. (Ver **Figura 24** y **Figura 25**)

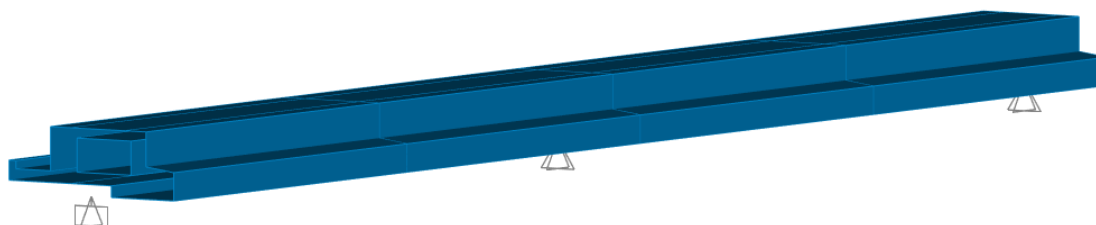


Figura 23. Vista 3d del modelo matemático



Figura 24. Carga muerta [kN/m]

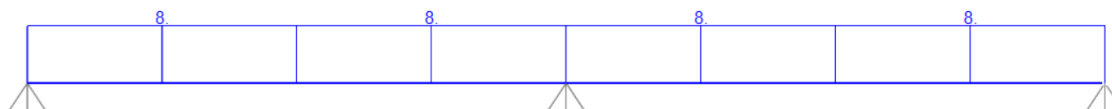


Figura 25. Carga viva [kN/m]

Con base en lo mencionado anteriormente, se presentan las solicitaciones sobre la viga bajo la condición analizada, en la *Figura 26* se presenta el momento actuante, mientras que en la *Figura 27* se presentan los cortantes sobre la viga.



Figura 26. Momento 3-3 por caso $1.2D + 1.6L$ [kNm]

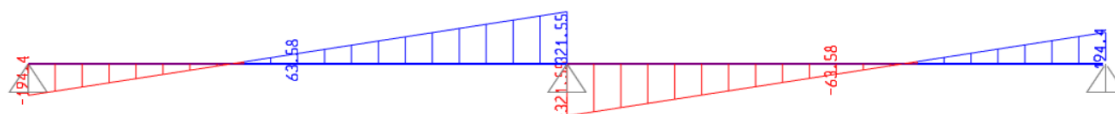


Figura 27. Cortante 2-2 por caso $1.2D + 1.6L$ [kN]

Al analizar el sistema y dado el estado de corrosión de los aceros inferiores, es muy posible que, ante una sollicitación de esta magnitud, la viga pueda fallar en la zona de máximo momento positivo, por lo que daría lugar a una rotulación que incrementa el momento negativo en el apoyo, para esta condición se optó por utilizar el modelo con dicha consideración en el segundo vano, es decir, con la rotulación de la viga en la ubicación del máximo momento flector positivo. Las sollicitaciones ante esta condición se muestran en la *Figura 28* y *Figura 29*.



Figura 28. Momento 3-3 después de rotulación en máximo momento positivo de vano derecho $1.2D + 1.6L$ [kNm]

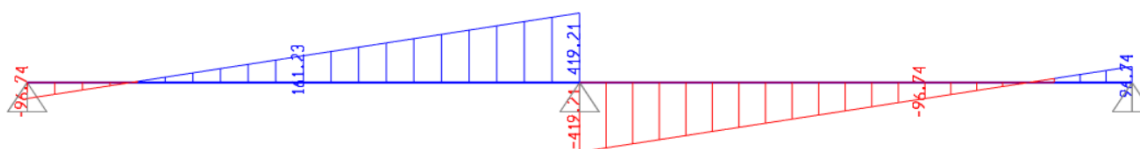


Figura 29. Cortante 2-2 después de rotulación en máximo momento positivo en el vano derecho $1.2D + 1.6L$ [kN]

9.5.3 SECTOR 5

La presente evaluación se limita al análisis del sistema de contención adicional identificado en el sector, excluyendo expresamente las áreas del Sector 5 que no cuentan con dicho sistema. Estas

últimas deben ser objeto de intervención estructural, a fin de garantizar condiciones adecuadas de estabilidad (Ver el capítulo 10). De acuerdo con el informe emitido por el equipo de buzos profesionales, se identificó una separación de 10 metros entre los pilotes existentes en esta sección, sin que fuese posible su caracterización estructural in situ por falta de información técnica o planos de diseño. Esta limitación impidió una evaluación completa de la capacidad portante y funcional de dichos elementos. Adicionalmente, el sistema identificado por los buzos evidencia una configuración estructural con ausencia de hiperestaticidad, lo que compromete la redistribución de esfuerzos, y no cuenta con elementos de protección contra la socavación, condición que agrava el riesgo estructural y puede derivar en fallas críticas en el confinamiento del material de relleno.

El esquema del sistema analizado se muestra en la **Figura 30**, mientras que, el valor de los factores de seguridad asociados al deslizamiento y volcamiento se muestran en la **Figura 31**.

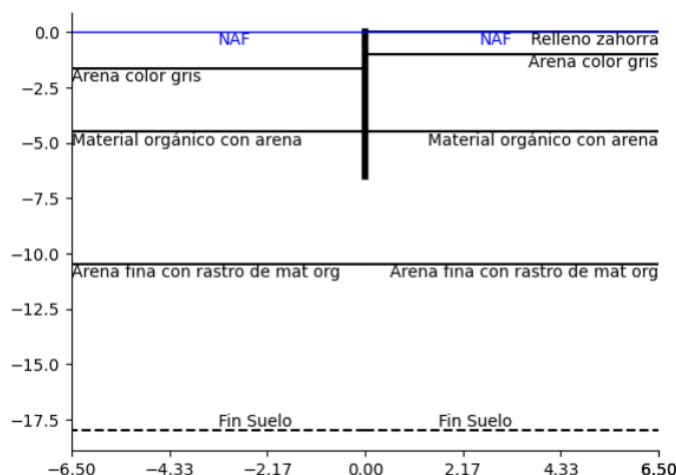
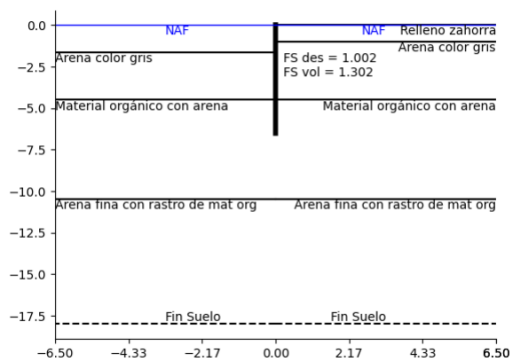
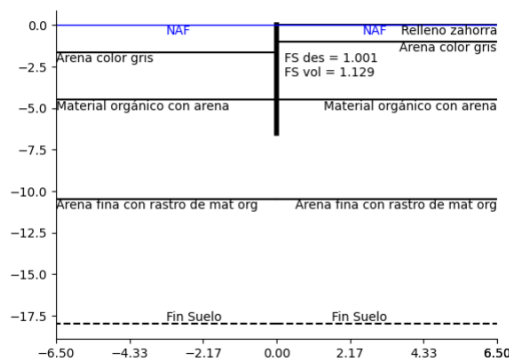


Figura 30. Esquema general de la estructura



(a)



(b)

Figura 31. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga
(b) Considerando sobrecarga de 10kPa

El factor de volcamiento sin la consideración de sobrecarga fue de 1.30, mientras que, considerando sobrecarga fue de 1.13.

9.5.4 SECTOR 6

La modelación de este sector fue llevada a cabo con la información obtenida en los ensayos PIT expuestos en el capítulo 8, el esquema del sistema se muestra en la **Figura 32**, mientras que, el valor de los factores de seguridad asociados al deslizamiento y volcamiento se muestran en la **Figura 33**.

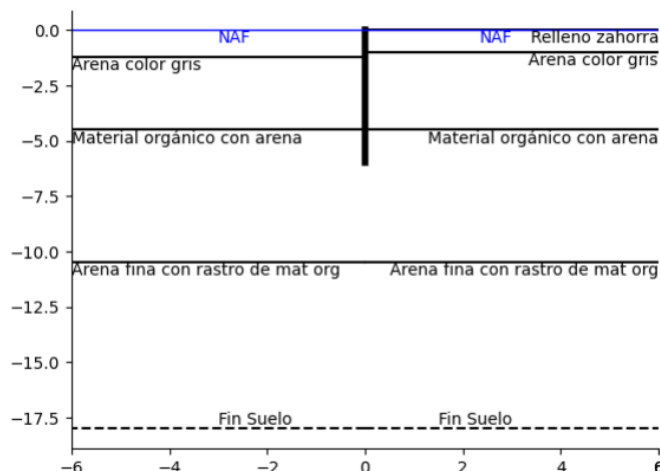
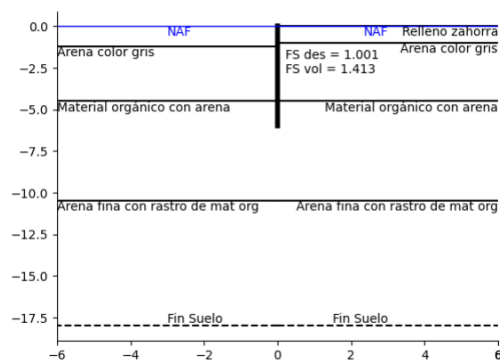
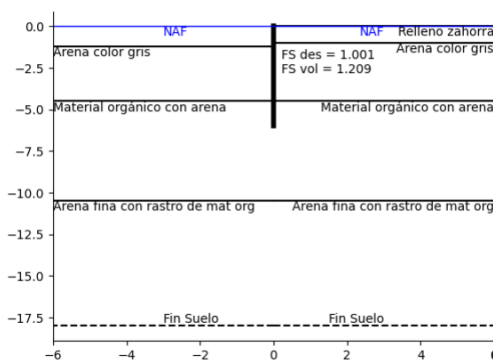


Figura 32. Esquema general de la estructura



(a)



(b)

Figura 33. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga
(b) Considerando sobrecarga de 10kPa

El factor de volcamiento sin la consideración de sobrecarga fue de 1.41, mientras que, considerando sobrecarga fue de 1.21.

9.5.5 SECTOR 7

La evaluación del sistema de este sector fue modelada siguiendo el esquema de la **Figura 34**, mientras que, el valor de los factores de seguridad asociados al deslizamiento y volcamiento se muestran en la **Figura 35**. La configuración corresponde al posible sistema adicional de contención encontrado en este sector, ignorando el efecto de cualquier otro tipo de cimentación no identificada.

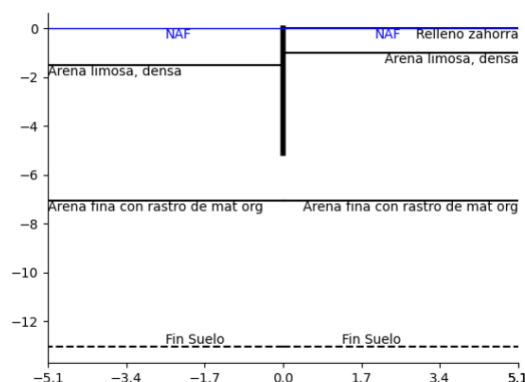


Figura 34. Esquema general de la estructura

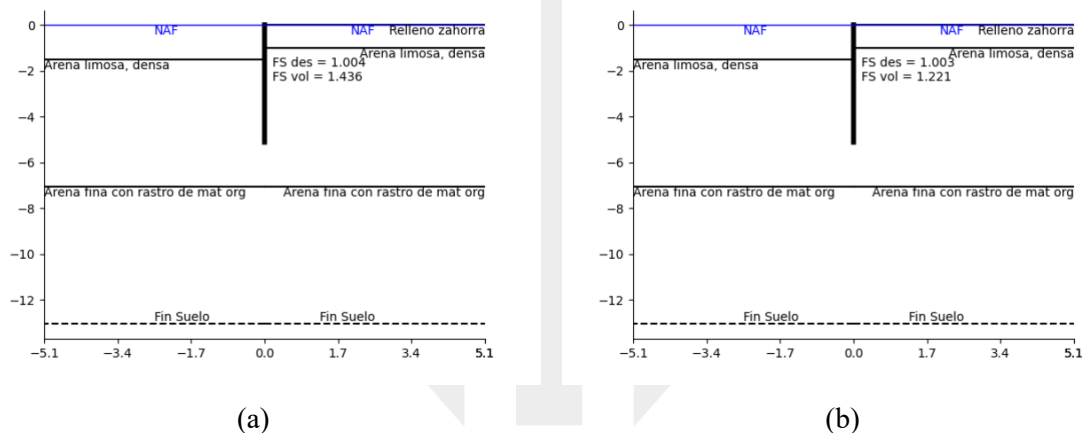


Figura 35. Factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento. (a) Sin considerar sobrecarga (b) Considerando sobrecarga de 10kPa

El factor de volcamiento sin la consideración de sobrecarga fue de 1.44, mientras que, considerando sobrecarga fue de 1.22.

10 DISEÑO SOLUCIÓN SECTOR 3 Y SECTOR 5

10.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño realizado en el módulo de tablestaca del programa AG-SOFT, se tuvo en cuenta el perfil de suelo presentado en el capítulo 7, así como las demás recomendaciones, consideraciones y

combinaciones de carga del capítulo 9. Se consideró una sobrecarga de 10kPa actuando del lado tierra y un desnivel de 1.5m para un nivel de agua de 0.5m de profundidad desde la cota de contención de suelo, como se muestra en la **Figura 36**. Con base en esta información presentan las solicitaciones dadas para el sistema con la combinación de carga que decide el diseño. (Ver **Figura 37**)

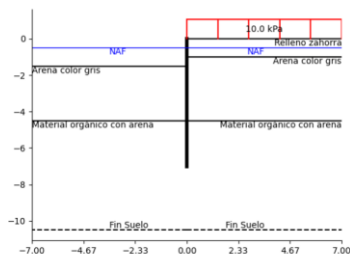


Figura 36. Configuración del modelo para diseño de tablestaca

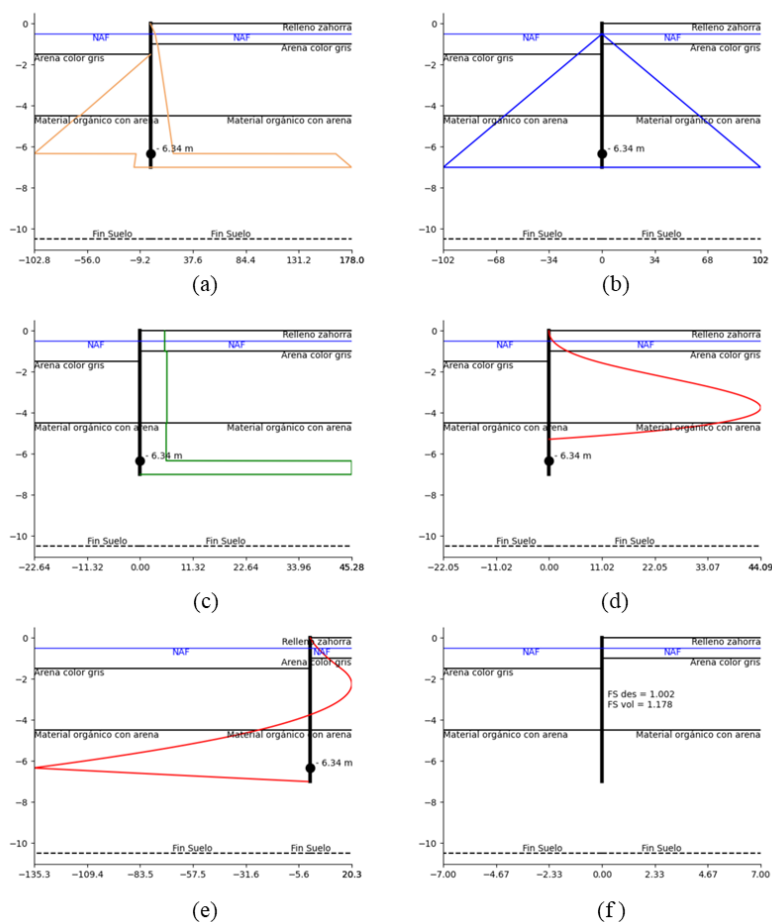


Figura 37. (a) Empuje efectivo [kN/m], (b) Empuje hidrostático [kN/m], (c) Empuje por sobrecarga uniforme [kN/m], (d) Diagrama de momento [kN-m], (e) Diagrama de cortante [kN], (f) Factores de seguridad del desplazamiento y volcamiento. Bajo la combinación 1.6H + 1.6L

El diseño estructural propuesto para la rehabilitación del perímetro del Centro de Convenciones de Cartagena se basa en la sustitución de los elementos deteriorados de concreto y acero por perfiles de vinilo de alta resistencia, fabricados por extrusión en PVC modificado con estabilizadores térmicos,

protección ultravioleta y aditivos que incrementan la dureza. Estos perfiles representan una alternativa moderna frente a los sistemas tradicionales de contención, ya que conjugan facilidad constructiva con un desempeño adecuado en condiciones de exposición severa, donde la durabilidad de los materiales convencionales se ve comprometida.

En la **Figura 38** se presenta la sección escogida siguiendo los lineamientos establecidos anteriormente, además, se muestra el cálculo del momento resistente de la tablestaca considerando criterios de durabilidad a largo plazo (ver **Tabla 3**).

GW-580/11.0	Unidad	Valor
Ancho de perfil	mm	290
Altura del perfil	mm	240
Grosor	mm	11
Módulo de Sección	cm ³ /m	1711
Momento de Inercia	cm ⁴ /m	21851
Momento de Ensamble Permissible*	kNm/m	37,6
Último Momento	kNm/m	75,3

* Coeficiente de seguridad = 2

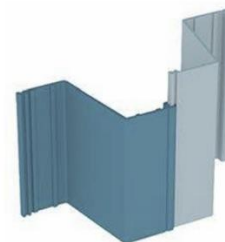
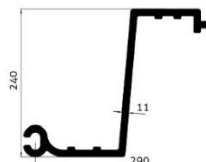


Figura 38. Sección de tablestaca escogida

Tabla 3. Cálculos del diseño de tablestacado en pvc

DATOS ENTRADA:	
Modulo de seccion, S [cm ³ /m]	1717
Tension Rotura corto plazo, σ [Mpa]	44
Factor fluencia lenta, A1	1.3
Factor temperatura, A2	1.2
Factor atmosfericos, A3	1.1
Factor agente quimicos, A4	1
CALCULOS:	
Factor de reduccion	1.72
Tension Rotura largo plazo, σ [Mpa]	25.64
Momento Resistente, M [kN*m/m]	44.03

Con la metodología de diseño incluyendo factores de durabilidad asociados a garantizar una vida útil al menos de 25 años se calculó el siguiente índice de demanda/capacidad

$$D/C = \frac{44 \text{ kNm/m}}{44.03 \text{ kNm/m}} \cong 1 \leq 1$$

Por lo que el sistema cumple tanto en criterios de resistencia, como en durabilidad.

Se destaca que, para la correcta implementación del sistema de contención diseñado, se deben cumplir en obra todas las condiciones y parámetros establecidos en el diseño estructural aprobado. En caso de que, durante la ejecución, se identifiquen desniveles del terreno superiores a los considerados inicialmente en los cálculos, el contratista deberá estabilizar la parte frontal del sistema mediante la disposición controlada de bolsacretos, hasta garantizar que se cumplan los requisitos estructurales y funcionales del diseño.

10.2 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES

Haciendo un análisis en el programa SAP2000, se modeló la tablestaca como un elemento tipo *frame* con las características de un metro lineal de tablestaca, como se muestra en la **Figura 39**.

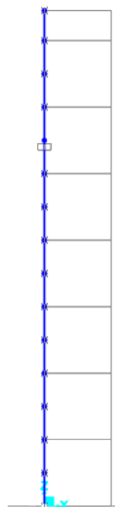


Figura 39. Modelo de tablestaca usando elemento tipo *frame* en SAP2000

Este modelo se cargó con las distribuciones de presión de suelo descritas anteriormente y se colocó un *joint* con restricción de empotramiento justo donde comienza el empotramiento de la tablestaca en el suelo. (Ver **Figura 40** y **Figura 41**)

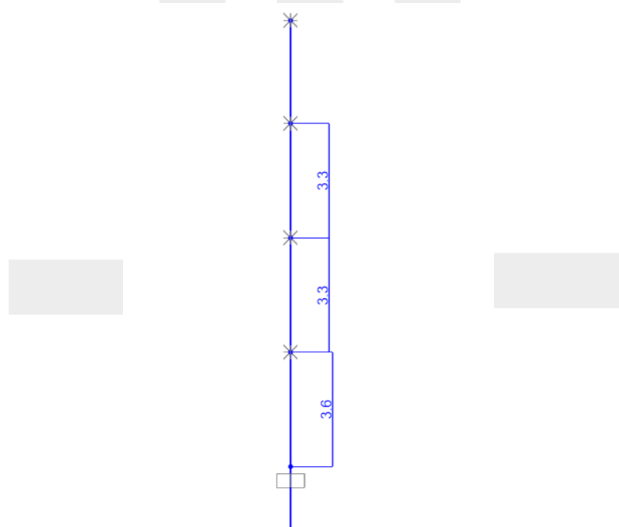


Figura 40. Empuje debido a sobrecarga de 10kPa [kN/m]

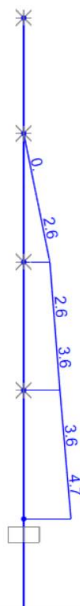


Figura 41. Empuje debido a presión del suelo contenido [kN/m]

Con base en esta información se obtiene la deformación elástica del tablestacado, presentadas en la **Figura 42.**

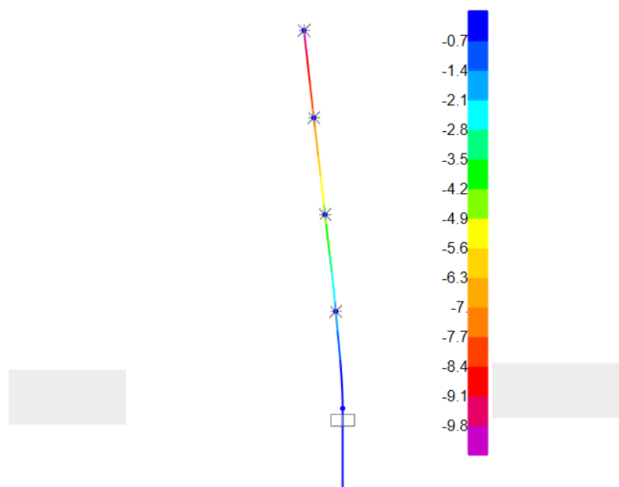


Figura 42. Deformación horizontal de tablestacado [mm]

Con base en la longitud libre y la deformación, se calcula que el tablestacado cumple que:

$$\Delta = \frac{2 * L}{300}$$

Dónde:

Δ = desplazamiento

L = la luz en voladizo del tablestacado

11 CONCLUSIONES

Una vez calculados los factores de seguridad por volcamiento en cada sector, los resultados se graficaron tal como se muestra en la **Figura 43**, discretizados por sector y diferenciando los casos con y sin aplicación de sobrecarga. Adicionalmente, se incluyó una línea horizontal de referencia que representa el factor de seguridad mínimo considerado en este estudio ($F_s = 1,16$).

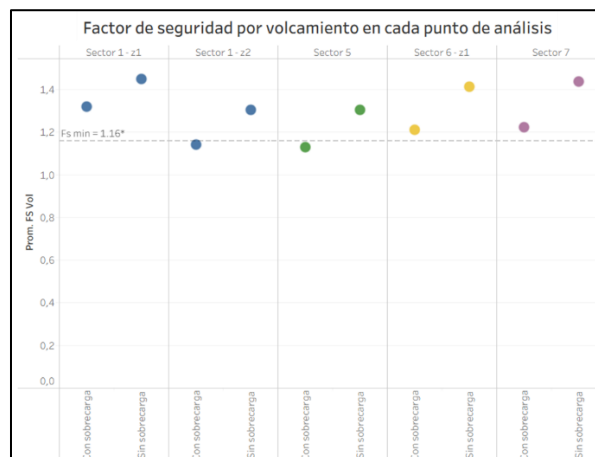


Figura 43. Gráfica de factor de seguridad por volcamiento en cada punto de análisis estructural

Teniendo en cuenta los resultados, se hacen las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda no colocar sobrecarga adicional al sector 1 y sector 5 en la zona del sistema de contención adicional.
- Los sectores 6 y 7 no presentan riesgo de volcamiento siempre que no se supere la sobrecarga de 10 kPa, esto sin considerar el estado de desgaste y daños asociados a la patología estructural analizados en el INFORME DE PATOLOGÍA ESTRUCTURAL.
- Todos los sistemas estructurales que deban estar en el perímetro del Centro de Convenciones deben ser hiperestáticos, donde las vigas estén completamente soportadas en toda su longitud.
- En el sector 1 se analizó la condición de tablestacado considerando tanto la adherencia de los pilotes como el muro de contención de tierras, además de la capacidad del muro como un sistema individual con el fin de evitar fallas locales.
- En el sector 3 se recomienda la demolición del sistema existente y su posterior reconstrucción mediante un sistema hiperestático que garantice la continuidad estructural del confinamiento de suelos con los sectores adyacentes. Mientras se implementa esta solución, se recomienda restringir las cargas sobre la viga cabezal, dado que no presenta apoyo continuo a lo largo de su extensión y, ante una sobrecarga superior a su capacidad, podría experimentar una falla frágil.
- En el sector 4, debido a la ausencia de información concluyente sobre su configuración estructural, se sugiere ejercer un control estricto de cargas mientras se realice un estudio adicional más detallado. No obstante, de acuerdo con lo observado en la inspección submarina, este sector estaría conformado por un sistema hiperestático de pilotes continuos y estrechamente dispuestos, condición que le otorga estabilidad y reduce el riesgo de falla vertical. Pese a ello, considerando las limitaciones de acceso a esta zona durante las operaciones del Centro de Convenciones, se recomienda adelantar estudios específicos para

obtener información más detallada, en especial en la terraza del claustro y en la parte posterior del auditorio.

- En el sector 5, al igual que en el sector 3, se considera necesaria la construcción de un sistema hiperestático continuo que asegure la estabilidad del perímetro. Este diseño deberá contemplar las salidas de los ductos de aguas lluvias que recorren el urbanismo del proyecto, garantizando que no se generen obstrucciones.
- Finalmente, en la zona comprendida entre el sector 5 y sector 6, donde actualmente existe un sistema de contención adicional, dicho sistema, compuesto por pilotes y enrocado frontal, contribuye parcialmente a mitigar los procesos de erosión y aporta un grado de protección complementaria al perímetro, además, por lo evaluado este sistema mantiene un FS por encima del mínimo establecido, siempre que no se le aplique ninguna sobrecarga adicional a la que ya posee.



Andrés F. Galán B.
Representante Legal Principal
Consorcio ingenia & ecoplanet
I.C. – M.I.C.
Mat. 08202-251164 ATL

BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. AIS.
- BUZCA Soluciones de Ingeniería. (2022). Informe final de intervención Sector 2 – Terraza Restaurante Marea (BUZ-INF-CCCI-033-2022-0, Rev.0). Cartagena de Indias.
- BUZCA Soluciones de Ingeniería. (2024). Informe final de obras de mitigación Sector 3 (BUZ-INF-CIV-CCCI-001-2024, Rev.0). Cartagena de Indias.
- BUZCA Soluciones de Ingeniería. (2024). Inspección visual submarina – Zona Restaurante Marea. Cartagena de Indias.
- ECO SAS. (2024). Informe Fase 2 – Contrato No. 173-2024: Asesoría técnica para la revisión estructural del perímetro del Centro de Convenciones de Cartagena de Indias. Cartagena de Indias.
- Das, B. M. (2010). *Principles of foundation engineering* (7th ed.). Cengage Learning.
- Grupo Heroica. (2011). Planos estructurales escaneados y digitalizados – Auditorio Cortes Cimentación 1.dwg, Auditorio Cortes Cimentación 2.dwg, Muro de Contención Bahía de las Ánimas.dwg. Cartagena de Indias.
- Ingenia Structural.CO. (2025). Propuesta técnico-económica y justificación de ensayos estructurales para el perímetro del Centro de Convenciones de Cartagena de Indias. Barranquilla.
- SEBUTE S.A.S. (2024). Informe final complementario: Inspección submarina y levantamiento batimétrico con sistema multihaz y topografía RTK de la estructura perimetral de confinamiento del material de relleno del predio en que se encuentra construido el Centro de Convenciones de Cartagena de Indias. Cartagena de Indias.