CONTRATO DE PRESTACIÓN DE SERVICIOS No. 044-2018
"REVISIÓN, AJUSTE, OPTIMIZACIÓN Y COMPLEMENTACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS, LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN Y PLIEGOS DE CONDICIONES PARA OBRA DE LOS ESCENARIOS DE LA UNIDAD DEPORTIVA CALLE 42 EN LA CIUDAD DE IBAGUÉ –DEPARTAMENTO DE TOLIMA".



ESTUDIO DE SUELOS:
COLISEO MENOR Y COLISEO DE PRACTICA DE GIMNASIA

ELABORÓ: NÉSTOR CASTRO VILLAMARÍN
INGENIERO CIVIL, GEOTECNISTA – CONSULTOR.
M.P.: 762020-99591 VLL

AGOSTO DE 2018

TABLA DE CONTENIDO

1 REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA DISPONIBLE 8
1.1 Descripción general del proyecto 8
1.2 Documentos suministrados 9
1.3 Alcance geotécnico de la revisión 10
1.4 Observaciones de la revisión preliminar 10
2 DIAGNÓSTICO DE LA CONDICIÓN ACTUAL DEL SITIO 11
2.1 Recorrido de reconocimiento geotécnico 11
2.2 Registro fotográfico de la condición actual 12
2.3 Levantamiento y validación de movimientos de tierras 16
3 INTEGRACIÓN DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 18
3.1 Estudio de suelos inicial (TYPSA, 2014) 18
3.1.1 Resultados de la investigación geotécnica del subsuelo 19
3.1.2 Caracterización geotécnica del terreno 21
3.2 Concepto Técnico (Convenio SCI, 2017) 23
3.2.1 Resultados de la investigación geotécnica del subsuelo 24
3.2.2 Caracterización geotécnica del terreno 25
3.3 Caracterización geotécnica de la zona de intervención 26
3.3.1 Estratigrafía general del terreno 26
3.3.2 Aguas subterráneas 27
3.4 Condiciones geotécnicas especiales 28
4 ESPECTRO DE DISEÑO SISMO RESISTENTE – NSR-10 29
4.1 Movimientos sísmicos 29
4.2 Efectos locales 30
4.3 Consideraciones adicionales 30
5 ANÁLISIS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS DE CIMENTACIONES 31
5.1 Metodologías de análisis y diseño 31

5.2 Criterios de diseño y tipo de cimentación 32
5.3 Edificaciones para evaluación de cimientos 32

6 SECTOR TRIBUNA DE PISCINAS (AISLADAS) 33
6.1 Capacidad de carga de cimentación profunda 33
6.2 Asentamientos inmediatos esperados 34
6.3 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura 34
6.4 Recomendaciones para cimientos 35

7 SECTOR EDIFICIO "WUSHU" – INTERFERENCIA CON TRIBUNAS 36
7.1 Condición actual del terreno en estos escenarios 36
7.2 Requerimientos para estructuras y consideraciones de análisis 37
7.3 Capacidad de carga para cimentación profunda 38
7.3.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W) 38
7.3.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W) 39
7.4 Capacidad portante para cimentación superficial 40
7.4.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W) 40
7.4.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W) 41
7.5 Asentamientos inmediatos esperados 41
7.6 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura 42
7.6.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W) 42
7.6.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W) 43

8 SECTOR PUNTOS FIJOS – EMPUJES LATERALES DE TIERRAS 44
8.1 Parámetros para cálculo de Presiones del terreno en Muros 44
8.2 Muros apuntalados o atirantados 45
8.3 Evaluación de Presiones del agua 47
8.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura 47

9 SECTOR COLISEO MENOR (REFORZAMIENTO) 49
9.1 Condición actual del terreno en este escenario 49
9.2 Capacidad de carga para cimentación profunda 51
9.3 Asentamientos inmediatos esperados 52

9.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura 52

10 RAMPA DE ACCESO – MUROS LATERALES 54

10.1 Características de la estructura 54
10.2 Capacidad portante para cimentación superficial 55
10.3 Asentamientos inmediatos esperados 55
10.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura 55

11 RECOMENDACIONES GENERALES: URBANISMO Y ESTRUCTURAS 56

11.1 Adecuación del terreno 56
11.2 Excavaciones superficiales 56
11.3 Especificaciones para rellenos seleccionados 57
11.4 Conformación ideal de cimientos profundos 58
11.5 Sistema constructivo de cimentaciones 58
11.6 Pruebas de integridad y de carga en pilotes 59
11.7 Drenaje de aguas subterráneas en muros y excavaciones 60
11.8 Muros internos, de cerramiento perimetral y escaleras 61
11.9 Estructuras de pisos y pavimentos 62
11.10 Manejo y control de las aguas superficiales 64

12 CONSIDERACIONES ADICIONALES 65

12.1 Interferencias durante la construcción 65
12.2 Supervisión técnica de obra 65
12.3 Requerimientos de información final 65
12.4 Limitaciones 65

13 ANEXOS 66

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación general de las instalaciones de la Unidad Deportiva de la Calle 42..... 8
Figura 2. Perfil del terreno en la condición actual de las instalaciones – Sector Tribunas 17
Figura 3. Planta general de la Unidad Deportiva "Calle 42" – Estudio de suelos del 2014..... 18
Figura 4. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-8A y S-9 en Tribunas (2014)..... 20
Figura 5. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-11A y S-4 en Wushu (2014)..... 20
Figura 6. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-12 y S-14 en el Coliseo (2014). .. 20
Figura 7. Perfil Estratigráfico D-D' S-N (Transversal) Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014). 21
Figura 8. Convenciones de Perfiles Estratigráficos Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014) 21
Figura 9. Perfil Estratigráfico A-A' W-E (Diagonal) Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014)..... 22
Figura 10. Esquema de ubicación de Geofísica Unidad Deportiva "La Calle 42" (2017)..... 23
Figura 11. Esquema con Perfil general de la condición actual del sector de Graderías..... 36
Figura 12. Esquema con Planta general de la condición actual del sector de Graderías..... 37
Figura 13. Modelo considerado para cálculo de empujes en muros atirantados 46
Figura 14. Planta esquemática de cimentación de rampa de acceso a parqueaderos..... 54
Figura 15. Esquema general y típico de los sistemas de drenaje de muros 61

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 (Av. Ferrocarril)..... 12
Fotografía 2. Detalle general de la condición actual de las instalaciones La 42 (S-W)..... 13
Fotografía 3. Detalle general de la condición actual de las instalaciones La 42 (N-W) 13
Fotografía 4. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 (Carrera 5)..... 14
Fotografía 5. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 – Coliseo Menor..... 14
Fotografía 6. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Rampa de acceso..... 15
Fotografía 7. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Edificio Wushu..... 15
Fotografía 8. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Tribunas (Piscinas)..... 16
Fotografía 9. Detalle de flujo leve de agua superficial – Sector talud (Coliseo menor)..... 27
Fotografía 10. Detalle de la condición actual del terreno perimetral al Coliseo menor 49
Fotografía 11. Detalle de la condición actual del terreno perimetral al Coliseo menor 50
Fotografía 12. Detalle de la condición actual de la estructura del Coliseo menor..... 50

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Resumen de parámetros de resistencia del estudio de suelos inicial (2014)..... 19
Tabla 2. Resumen de resultados de pruebas de campo (SPT) en Sondeos (2017)..... 24
Tabla 3. Resumen de parámetros de resistencia de ensayos de laboratorio (2017) 25
Tabla 4. Parámetros para el diseño sismo-resistente de las estructuras..... 29
Tabla 5. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 33
Tabla 6. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext..... 33
Tabla 7. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 34
Tabla 8. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda..... 34
Tabla 9. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda 35
Tabla 10. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 38
Tabla 11. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext. . 39
Tabla 12. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 39
Tabla 13. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 39
Tabla 14. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext. . 39
Tabla 15. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 40
Tabla 16. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda..... 42
Tabla 17. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda 42
Tabla 18. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda..... 43
Tabla 19. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda 43
Tabla 20. Parámetros geotécnicos estimados para evaluación de empujes laterales..... 44
Tabla 21. Coeficientes sugeridos para diagramas aparentes y cálculo de empujes..... 46
Tabla 22. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para elementos Puntos fijos..... 48
Tabla 23. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para elementos Puntos fijos 48
Tabla 24. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 51
Tabla 25. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext. . 51
Tabla 26. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal..... 52
Tabla 27. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda..... 52
Tabla 28. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda 53
Tabla 29. Estructura de pavimento mínima considerada para áreas Vehiculares 63
Tabla 30. Estructura de circulación mínima considerada para áreas Peatonales..... 63

INTRODUCCIÓN

Con el propósito de validar la información para el diseño estructural de las Nuevas Edificaciones del proyecto en referencia, a continuación presentamos los resultados de la revisión del estudio de suelos suministrado, la evaluación del sitio específico para las obras y las recomendaciones geotécnicas consideradas hasta la fecha, teniendo en cuenta los lineamientos del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, Títulos A y H (Ley 400 de 1997 y Decreto 92 del 2011)* y las características de las estructuras.



NÉSTOR CASTRO VILLAMARÍN
Ingeniero Civil, Geotecnista – Consultor.
M.P.: 762020-99591 VLL

1 Revisión de información secundaria disponible

1.1 Descripción general del proyecto

El objeto del Contrato de prestación de servicios No. 044-2018 comprende la revisión, ajuste, optimización y complementación de estudios y diseños, al igual que la licencia de construcción y pliegos de condiciones para ejecución de obra de los escenarios de la Unidad Deportiva Calle 42 en el municipio de Ibagué, Departamento de Tolima. Las obras involucran nuevas estructuras para área de tribunas y edificios, parqueaderos (sótanos), rampas de acceso, plazoletas, reforzamiento del coliseo y urbanismo.

La "Unidad Deportiva Calle 42", se ubica en un predio de aproximadamente 2.20 ha ubicado entre la Carrera 5 y la Avenida Ferrocarril sobre la Calle 42, al S-O de Ibagué. En la Figura 1 se aprecia la ubicación general del sitio del estudio; ver Anexo # 1.



Figura 1. Ubicación general de las instalaciones de la Unidad Deportiva de la Calle 42.

(Fuente: Google Earth, Foto área del año 2013)

1.2 Documentos suministrados

A partir de la solicitud específica de revisión de las recomendaciones geotécnicas del proyecto en referencia, se procedió con la evaluación del documento correspondiente al *"Estudio de Suelos – Informe de Trabajos de Prospección y Estudio Geotécnico",* elaborado por el Grupo Ausculnova S.A.S. en Mayo del año 2014, como parte de los *Estudios y diseños para la construcción, adecuación y remodelación de los escenarios del Parque deportivo y de las instalaciones de La Calle 42, en la Ciudad de Ibagué para los XX Juegos Deportivos Nacionales y IV Paranacionales*. El Contratante de los estudios fue la empresa Técnica y Proyectos, S.A. (TYPSA).

El proyecto inicial contempló obras para nuevas edificaciones y la rehabilitación de varias estructuras deportivas existentes, agrupadas en dos sectores de la ciudad de Ibagué (Tolima). El estudio geotécnico del proyecto se orientó a la evaluación de la condición del subsuelo por medio de sondeos mecánicos tradicionales, ensayos de penetración dinámica superpesada (DPSH) y apiques manuales, en las zonas de las estructuras y la ejecución de ensayos de laboratorio y análisis geotécnicos.

Para el sector específico de las "Tribunas de las piscinas", Edificio "Wushu", Coliseo Menor, Rampa de acceso y Parqueaderos, al costado Nor-Oeste y Centro del predio (ver Anexo # 1), se realizaron sondeos hasta 20 m de profundidad del tipo perforación mecánica con avance a percusión-rotación y con recuperación de muestras.

La revisión del documento disponible centro su mayor interés en las Secciones 3.3.1.2., 3.3.1.3. y 3.3.1.4. (caracterización geotécnica general de la zona de estudio), la 3.4.3.4. (análisis de cimentaciones) y los anexos.

Como complemento de la información se suministró el *"Concepto técnico que permita determinar el estado actual de las obras ejecutadas en desarrollo de la construcción y reforzamiento de los escenarios deportivos ubicados en el Parque deportivo, Unidad deportiva Calle 42 con Carrera 5 y Estadio Manuel Murillo Toro, en la ciudad de Ibagué, para los XX Juegos Nacionales y IV Juegos Para-nacionales",* desarrollado por la Sociedad Colombiana de Ingenieros en el marco del Convenio de Asociación No. 456 de 2016 entre COLDEPORTES, el MDRI y la Alcaldía de Ibagué, con fecha de Enero del año 2017.

Este documento contiene los estudios de evaluación de la condición de los escenarios deportivos posterior a la suspensión de las obras en el año 2015. El informe incluye la revisión y levantamiento de información, ejecución de la investigación geotécnica del suelo, ensayos de campo en las estructuras y la edición del concepto técnico con los resultados de las evaluaciones (geomatica, geotecnia, estructuras, presupuesto, etc.), cuadros de las obras funcionales, conclusiones y recomendaciones.

1.3 Alcance geotécnico de la revisión

El componente geotécnico de la revisión, ajuste, optimización y/o complementación de estudios y diseños de los escenarios previstos en la Unidad Deportiva de La Calle 42, involucra la intervención de las siguientes estructuras:

- ✓ Tribunas o graderías en el sector de piscinas
- ✓ Edificio Wushu (Artes Marciales)
- ✓ Puntos fijos de parqueaderos (sótanos)
- ✓ Rampa de acceso vehicular (Avenida Ferrocarril)
- ✓ Reforzamiento del Coliseo menor
- ✓ Reforzamiento
- ✓ Urbanismo (cerramiento, plazoletas, senderos, taludes, etc.).

Tomando como base la información geotécnica secundaria disponible de los estudios ya realizados, se procedió con la revisión, evaluación y emisión de recomendaciones para la intervención de las estructuras del proyecto.

1.4 Observaciones de la revisión preliminar

De la revisión de la información disponible del sector de las “Tribunas de las piscinas”, el “Coliseo Menor” y zonas adyacentes, a continuación, se presentan observaciones preliminares tomando como fuente básica y fundamental para la verificación general el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*.

- ✓ En esta zona se identifica una estratigrafía heterogénea conformada por un lleno antrópico y material alterado en superficie, con presencia de suelos limo arcillosos y limos arenosos con gravas y bloques, con un espesor variable entre los 1.0 m y 6.0 m, con un promedio en el sitio de 4.0 m.
- ✓ Seguidamente se encuentran materiales de mejores características geomecánicas asociados a los depósitos del abanico aluvial de Ibagué (Qca), conformados por intercalaciones de limos arenosos, arenas limosas y gravas aisladas (SM-SC, GC-GM) y arenas finas a medias y gravas (SM-SW/SP, GW/GP-GM), en general de compacidad media a muy compacta, con limos arcillosos y arcillas limosas con arenas y gravas aisladas (CL-ML) en general de consistencia dura a rígida. Estos materiales se reportaron hasta el final de los sondeos (20 m de profundidad).
- ✓ Se considera que se realizó un programa de exploración del subsuelo aceptable en cantidad de sondeos y en profundidad, con muestreo aparentemente continuo, sin embargo, fue al parecer demasiado limitado en cuanto a la caracterización de los diferentes materiales con muy pocas pruebas de campo y mínimos ensayos de laboratorio de mecánica de suelos / rocas para determinación de las propiedades básicas de las unidades estratigráficas, a partir de los lineamientos indicados en el Capítulo H.3.2 de la NSR-10.

- ✓ En relación con la clasificación del tipo de perfil de suelo del sitio para la definición de los espectros de diseño sismo-resistente, se considera que falta precisión para establecer solamente un tipo de perfil particular para cada zona o estructura según las características del depósito en cada sitio. Debido a la limitada evaluación de propiedades básicas de los materiales en las diferentes unidades estratigráficas, no se logran determinar parámetros continuos o detallados a lo largo del perfil de suelo que permitan validar las condiciones geomecánicas en cada uno de los sondeos realizados, según lo indicado en el Capítulo A.2.4 de la NSR-10.
- ✓ Respecto del análisis de cimentaciones, en el estudio se recomienda de manera muy básica para las zonas del lleno antrópico y material alterado (hasta los 6.0 m), considerar una cimentación profunda mediante pilotes de longitud entre los 9.0 m y 12.0 m, presentando diferentes capacidades de carga por punta y fricción lateral. No se consideran los lineamientos de los Capítulos H.2.4 y H.4 de la NSR-10 para el análisis de las cimentaciones, por factores de seguridad, tipo de resistencia y de elementos y la evaluación de asentamientos.

Por último, en la información suministrada no se presenta el modelo de análisis ni las memorias de cálculo o fundamentos detallados de los diferentes análisis geotécnicos o recomendaciones para las cimentaciones ni de la clasificación del tipo de perfil de suelo, según los requerimientos del Capítulo H.2.2.2 del NSR-10.

2 Diagnóstico de la condición actual del sitio

2.1 Recorrido de reconocimiento geotécnico

Con el propósito de evaluar las condiciones geotécnicas del terreno y estado actual de las instalaciones y estructuras existentes en la *"Unidad Deportiva de La Calle 42"*, el día 13 de Junio del 2018 se realizó un recorrido de reconocimiento y diagnóstico del sitio por medio de inspección visual para validación de las características, el grado de intervención de las obras ya ejecutadas y las posibles interferencias entre estructuras en relación con el nuevo proyecto. Entre los aspectos más relevantes que se identificaron en el sitio se destacan los siguientes:

- Taludes de excavaciones en el terreno natural de una pendiente alta (subvertical) en tramos de longitud importante, con recubrimiento superficial en malla-mortero aparentemente temporal y evidencias de deterioro (desgaste, pérdida del mortero, exposición del refuerzo, etc.).
- Procesos de remoción en masa en taludes del terreno, con rasgos de erosión superficial localizada (laminar, en surcos, etc.), desprendimientos y cárcavas, con amplias zonas enmascaradas con vegetación (maleza, pastos, etc.).

- Flujos de agua subsuperficial en algunos sitios aislados de taludes expuestos. No se logró identificar la continuidad, generalidad ni origen de las aguas (escorrentía superficial, fugas de redes de alcantarillado deterioradas, empozamientos, etc.).
- Ausencia de aislamiento de las excavaciones en los tramos de corona colindantes con las vías públicas adyacentes (Avenida Ferrocarril y Carrera 5), con deterioro gradual del terreno por deslizamientos leves.
- Presencia de llenos parciales de reconformación del terreno de algunas áreas, con materiales gruesos y evidencia de erosión, contaminación orgánica y saturación. No se logró determinar los niveles de fundación ni espesores del material.
- Pérdida parcial de confinamiento lateral y/o soporte vertical del suelo de fundación en algunos elementos de cimentación de las edificaciones intervenidas, en los sitios de taludes expuestos.
- Acumulación de volúmenes de agua importantes en las zonas de excavación de menor nivel del proyecto, sobre materiales de baja permeabilidad. Esta condición favorece la alteración del suelo y reducción de la resistencia.
- Deterioro de estructuras existentes, con oxidación del acero de refuerzo, humedad y probable carbonatación de elementos de concreto.

2.2 Registro fotográfico de la condición actual

En la siguientes Fotos se aprecian detalles de la condición del terreno y escenarios.



Fotografía 1. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 (Av. Ferrocarril).



Fotografía 2. Detalle general de la condición actual de las instalaciones La 42 (S-W).



Fotografía 3. Detalle general de la condición actual de las instalaciones La 42 (N-W).



Fotografía 4. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 (Carrera 5).



Fotografía 5. Detalle de la condición actual de las instalaciones La 42 – Coliseo Menor.



Fotografía 6. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Rampa de acceso.



Fotografía 7. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Edificio Wushu.



Fotografía 8. Detalle de la condición actual del terreno – Sector Tribunas (Piscinas).

Un aspecto que se destaca en la zona es la presencia de materiales de diferentes fuentes, desde bloques y fragmentos de gran tamaño aparentemente obtenidos del sitio, suelos producto de las excavaciones, hasta llenos importados con la presencia de despojos de construcción o escombros conformados durante la obra, condición que contribuye a la heterogeneidad geotécnica del terreno. Igualmente se destaca la diferencia de nivel del predio, aproximadamente 5.0 m en sentido Norte – Sur.

2.3 Levantamiento y validación de movimientos de tierras

A partir del levantamiento topográfico efectuado para verificación del estado actual de las instalaciones y de la implantación de las nuevas estructuras, en los sectores de las Tribunas y sótanos de parqueaderos, se logró validar la incidencia del movimiento de tierra previo (excavaciones y rellenos parciales), en la reconformación del terreno y la cimentación de las nuevas obras del proyecto, con interferencias y la necesidad de implementar acciones previas a la construcción.

En la Figura 2[1] se aprecia uno de los perfiles levantados del terreno en el sector central en donde se proyecta el área de las Tribunas de las piscinas y Parqueaderos

[1] Perfil del terreno como complemento para evaluar la condición actual del terreno según se evidencia en el sector de la Fotografía 8.

(dos sótanos); allí se destacan los cortes realizados en los trabajos anteriores y los rellenos parciales que no alcanzaron una reconformación del terreno completa hasta el nivel o cota base del proyecto y/o el confinamiento de los elementos estructurales. Según las fotografías y el levantamiento de la zona, se encuentran excavaciones de hasta 8.50 m de altura, con taludes de pendiente alta (inclinación entre 75° y 86°), con rellenos parciales de espesores promedio entre 2.60 m y 4.20.

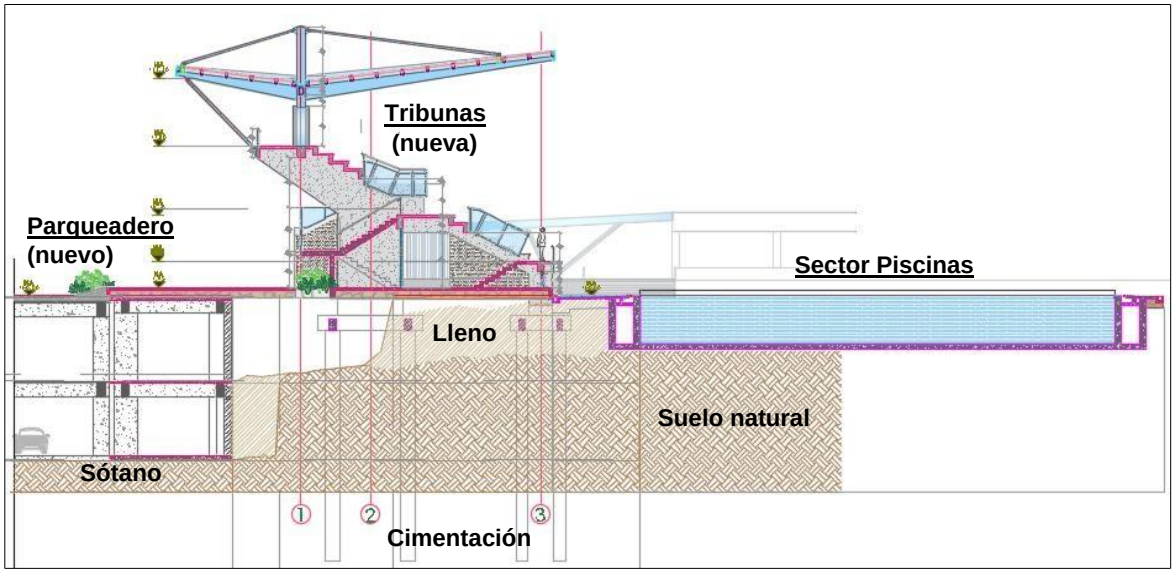


Figura 2. Perfil del terreno en la condición actual de las instalaciones – Sector Tribunas.

(Fuente: MC Construcciones y Consultorías S.A.S., 2018)

La condición de movimiento de tierras no compensado existente en el costado Sur del proyecto (tramo intermedio de las Tribunas de las piscinas, Parqueaderos en sótanos y la Rampa de acceso), genera una condición de interferencia en la ejecución de obra en las estructuras de cimentación de los diferentes escenarios, teniendo en cuenta los niveles, opciones de fundación, pendientes de taludes y las condiciones del suelo en cada uno de los sectores de intervención.

La recomendación básica fundamental para garantizar un adecuado confinamiento y una mejora en la capacidad portante o de soporte del terreno para la fundación de las estructuras, considera como opción el retiro de los llenos antrópicos existentes y la reconformación del terreno a los niveles del proyecto mediante un relleno con material seleccionado importado.

3 Integración de información y caracterización geotécnica

3.1 Estudio de suelos inicial (TYPSA, 2014)

Según el Esquema A-01 del estudio inicial del 2014 (página 138 de 707), el sitio de las obras corresponde al área entre los Edificios A-01 (Edificio “Usos Múltiples”) y A-02 (Edificio “Artes Marciales”) y A-03 (“Parqueaderos”). Inicialmente en la zona existían dos Piscinas, las Tribunas y Canchas múltiples a nivel; ver esquema en la Figura 3.

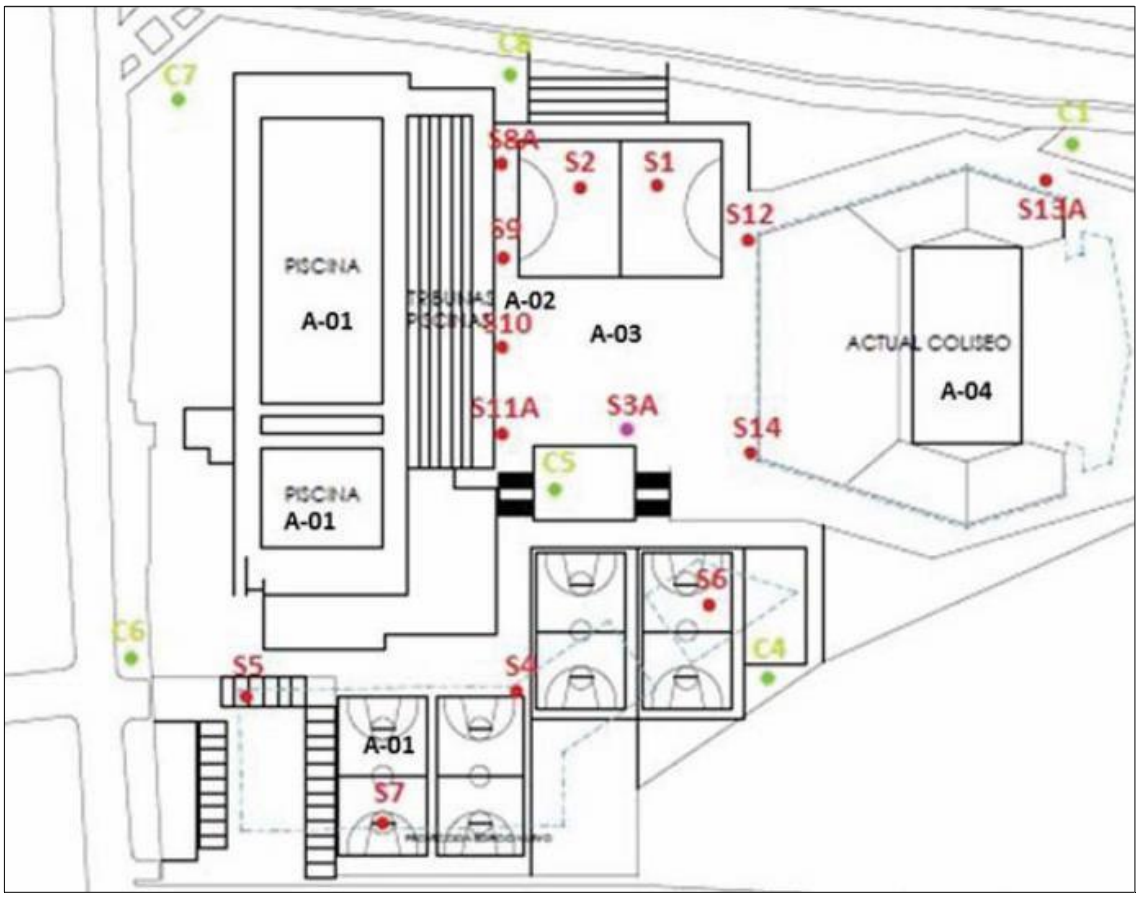


Figura 3. Planta general de la Unidad Deportiva "Calle 42" – Estudio de suelos del 2014.

Los sondeos geotécnicos del estudio inicial realizados en el sector de nuevas obras (Tribuna de piscinas, edificio Wushu y Coliseo menor) corresponde al **S-8A, S-9, S-10, S-11A, S-4, S-12, S-13A y S-14** (Diciembre del 2013), realizados mediante taladro de perforación con avance a percusión-rotación y Cota del terreno (losa) **1181,90 msnm**.

3.1.1 Resultados de la investigación geotécnica del subsuelo

En la Tabla 1 se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio de cada sector.

Tabla 1. Resumen de parámetros de resistencia del estudio de suelos inicial (2014).

Sondeo (La 42)	**Muestra**	**Prof.** (m)	**USCS**	**Ensayo**	**P.U.H.** (kN/m^3)	**Su** (kPa)	**C** (kPa)	**Phi** (°)
S-8A	M-01	3.65 – 3.85	**SC**	CI, PUH	21.0	41.2	--	--
S-8A	M-02	13.0 – 13.2	**GC**	CI, PUH	20.3	--	--	--
S-8A	M-02	13.0 – 13.2	**GC**	CD (**CU**)	18.3	--	38.2	20.2
S-9	M-01	3.20 – 3.40	**CH**	CD (**CU**)	18.1	--	43.2	10.0
S-9	M-01	3.20 – 3.40	**CH**	Tx (**CU**)	18.9	--	20.3	14.6
S-9	M-01	3.20 – 3.40	**CH**	Tx (**CD**)	18.9	--	17.1	19.3
S-9	M-02	7.30 – 7.45	**GP-GM**	CI, PUH	21.4	--	--	--
S-9	M-02	7.30 – 7.45	**GP-GM**	CD (**CU**)	18.0	--	35.3	23.1
S-10	M-01	11.0 – 11.3	**GC**	CI, PUH	19.5	11.8	--	--
S-10	M-02	11.0 – 11.3	**GW-GC**	CI, PUH	19.8	14.2	--	--
S-11A	M-01	4.60 – 4.75	**CH**	CI, PUH	18.4	--	--	--
S-11A	M-01	4.60 – 4.75	**CH**	CD (**CU**)	15.6	--	45.1	14.3
S-11A	M-02	11.4 – 11.5	**SM**	CI, PUH	17.9	--	--	--
S-11A	M-02	11.4 – 11.5	**SM**	CD (**CU**)	16.0	--	44.1	18.3
S-4	M-01	5.60 – 5.90	**GP-GM**	CI, PUH	21.2	104	--	--
S-4	M-02	15.7 – 16.0	**GW-GM**	CI, PUH	20.7	114	--	--
S-12	M-01	10.7 – 10.9	**GP-GM**	CI, PUH	16.0	--	--	--
S-12	M-01	10.7 – 10.9	**GP-GM**	CD (**CU**)	15.3	--	23.5	17.6
S-12	M-02	17.8 – 18.0	**GC**	CI, PUH	19.2	--	--	--
S-12	M-02	17.8 – 18.0	**GC**	CD (**CU**)	18.0	--	24.5	18.6
S-13A	M-01	7.40 – 7.60	**SM**	CI, PUH	19.7	51.0	--	--
S-13A	M-02	9.50 – 9.60	**GM-GC**	CI, PUH	19.9	119	--	--
S-14	M-01	11.7 – 11.9	**SC**	CI, PUH	19.2	10.0	--	--
S-14	M-02	14.3 – 14.6	**SM**	CI, PUH	21.7	93.7	--	--

En las siguientes Figuras se aprecia el registro fotográfico de los sitios de sondeos.


SONDEO S-8A


SONDEO S-9

Figura 4. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-8A y S-9 en Tribunas (2014).


SONDEO S-11A


SONDEO S-4

Figura 5. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-11A y S-4 en Wushu (2014).


SONDEO S-12


SONDEO S-14

Figura 6. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-12 y S-14 en el Coliseo (2014).

3.1.2 Caracterización geotécnica del terreno

En las siguientes Figuras se aprecian los perfiles estratigráficos generales de cada una de las zonas evaluadas.

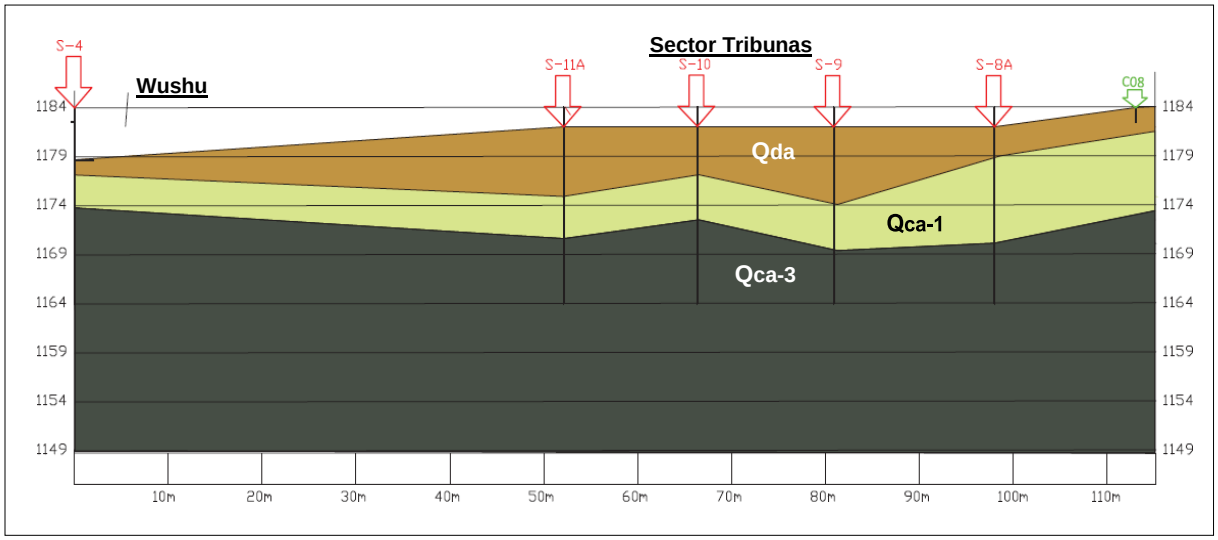


Figura 7. Perfil Estratigráfico D-D' S-N (Transversal) Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014).

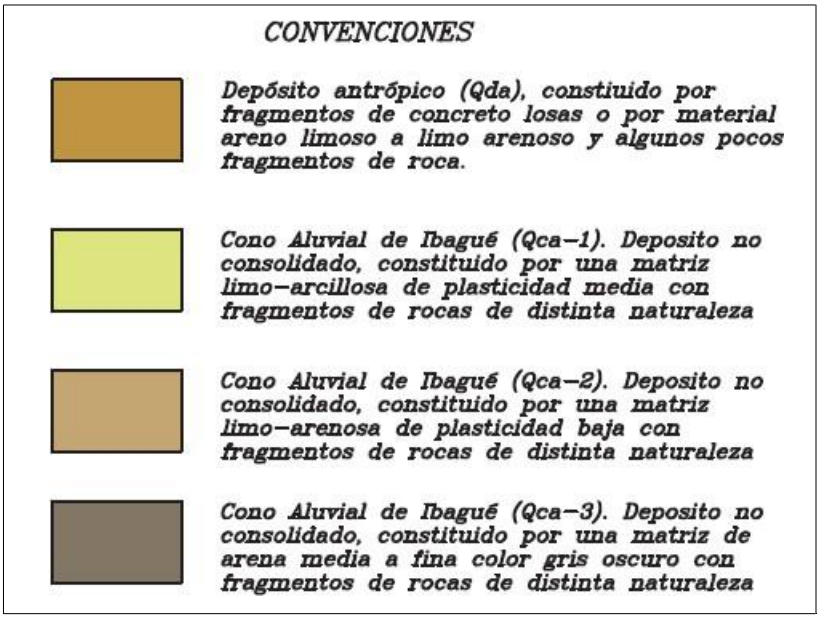


Figura 8. Convenciones de Perfiles Estratigráficos Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014).

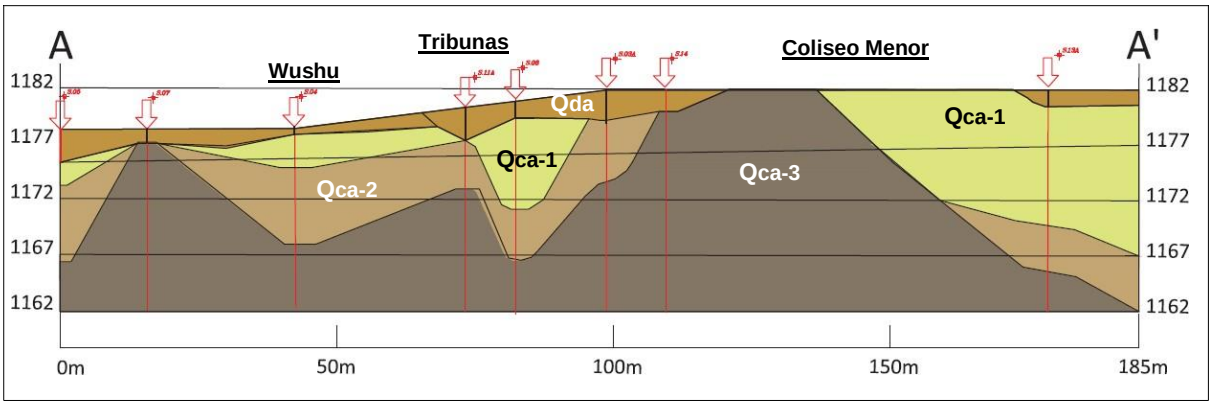


Figura 9. Perfil Estratigráfico A-A' W-E (Diagonal) Unidad Deportiva "La Calle 42" (2014).

Para los sectores de las Tribunas, el Edificio Wushu y el Coliseo menor, se definió la siguiente Estratigrafía (TYPSA, 2014):

Depósito antrópico (Qda)

Unidad de lleno antrópico, terreno alterado y capa vegetal, no apta para cimentación. Conformada por limo-arcillosos y arenosos color marrón con motas verdes y negras, y en ocasiones restos de materia orgánica y fragmentos de rocas (ígnea y metamórfica) y despojos de construcción dispersos (escombros, ladrillo, etc.). Presenta un espesor de variación final entre los **3.0 m** y **8.0 m** de profundidad aproximada. El material puede presentar expansividad media-alta.

Cono aluvial de Ibagué (Qca-1)

Unidad de Cono Aluvial, conformada por limos arcillosos con proporciones variables de gravas (10%-30%) de carácter ígneo y metamórfico. Depósito no consolidado con un espesor de variación final entre los **10.0 m** y **13.0 m** de profundidad aproximada.

Cono aluvial de Ibagué (Qca-2)

Unidad de Cono Aluvial de Ibagué, conformada por limos arenosos con diferentes proporciones de gravas dispersas (20-70 %) que llegan a constituir niveles de gravas con matriz limosa e intercalaciones secundarias de limos arcillosos; cohesión media a baja. Presenta un espesor con variación final entre **0.0 m** y **16.0 m** de profundidad.

Cono aluvial de Ibagué (Qca-3)

Unidad de Cono Aluvial de Ibagué, conformada por arenas finas a medias con gravas y gravillas dispersas. Depósito no consolidado; materiales con una cohesión muy baja o nula. En los sectores el espesor presenta una variación final hasta los **18.0 m** de profundidad aproximada.

3.2 Concepto Técnico (Convenio SCI, 2017)

Según la Figura 61 del concepto técnico complementario del año 2017 (página 134 de 314), se presenta una planta del sitio de las obras y ubicación los diferentes edificios existentes (Coliseo menor, Piscinas olímpica y de clavados) y estructuras proyectadas (Tribunas de las piscinas, Edificios de Usos múltiples, Artes Marciales y Parqueaderos subterráneos), con la ubicación de la exploración geotécnica indirecta que se realizó de tipo geofísica; ver el esquema en la Figura 10.

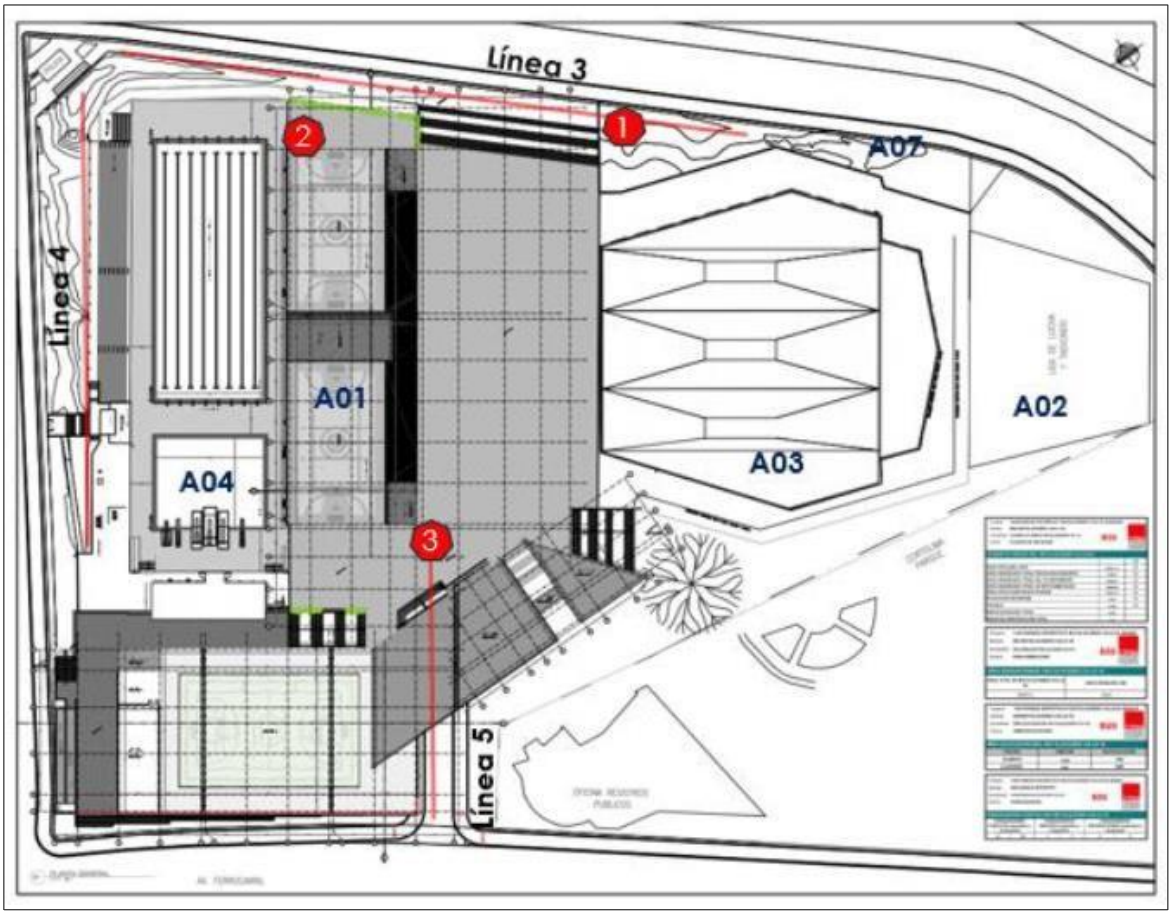


Figura 10. Esquema de ubicación de Geofísica Unidad Deportiva "La Calle 42" (2017).

Los sondeos geotécnicos complementarios realizados en el sitio de las nuevas obras (terreno ya intervenido) corresponden al **S-1, S-2, AP-1** y **AP-2** (Diciembre del 2016). Igualmente se desarrollaron trabajos de exploración geofísica mediante **Tres líneas sísmicas de refracción** (Líneas 3, 4 y 5).

3.2.1 Resultados de la investigación geotécnica del subsuelo

En la Tabla 2 se resumen los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) en campo para cada sector.

Tabla 2. Resumen de resultados de pruebas de campo (SPT) en Sondeos (2017).

Sondeo (La 42)	**Muestra**	**Prof.** (m)	**Descripción**	**N** - SPT (golpes/pie)
S-1	M-01	0.00 – 0.50	Material orgánico	9
S-1	M-02	0.50 – 1.00	Limo arcilloso	6
S-1	M-03	1.00 – 1.50	Limo arcilloso con arena	13
S-1	M-04	1.50 – 2.00	Limo arcilloso con arena	18
S-1	M-05	2.00 – 2.50	Limo arcillo-arenoso	27
S-1	M-06	2.50 – 3.00	Limo areno-arcilloso	40
S-1	M-07	3.00 – 3.50	Limo areno-arcilloso y grava	52
S-1	M-08	3.50 – 4.00	Arena limo-arcillosa y grava	96
S-2	M-01	0.00 – 0.50	Material de relleno	15
S-2	M-02	0.50 – 1.00	Material de relleno	7
S-2	M-03	1.00 – 1.50	Material de relleno	2
S-2	M-04	1.50 – 2.00	Material de relleno	11
S-2	M-05	2.00 – 2.50	Material de relleno	17
S-2	M-06	2.50 – 2.80	Material de relleno	+50
S-3	M-01	0.00 – 0.50	Arena con gravas	+50

Desleimiento y desmoronamiento: De acuerdo con la evaluación cualitativa efectuada, se determinó que los materiales del subsuelo en la Unidad Deportiva de “La Calle 42” son susceptibles de desleimiento o de desmoronamiento cuando se someten a cambios en las condiciones ambientales, simulados por ciclos de humedecimiento (inmersión) y secado. Lo anterior igualmente implica que asociado a dichos cambios ambientales se puede presentar degradación de los valores de la resistencia a la compresión simple o de la cohesión efectiva, lo cual se atribuye a disminuciones en la succión o alteración del grado de cementación Ver SCI, 2017.

En la Tabla 3 se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio adicionales y complementarios (pruebas de resistencia).

Tabla 3. Resumen de parámetros de resistencia de ensayos de laboratorio (2017).

Sondeo (La 42)	**Muestra**	**Prof.** (m)	**USCS**	**Ensayo**	**P.U.H.** (kN/m^3)	**Su** (kPa)	**C** (kPa)	**Phi** (°)
S-1	M-04	1.50 – 2.00	**CL**	CI, PUH	18.8	85.3	--	--
AP-1	M-01	1.50 – 2.00	**ML**	CD (**CU**)	17.7	--	53.9	34.1
AP-1	M-01	1.50 – 2.00	**ML**	CD (**CU**)	17.8	--	19.6	34.0
AP-2	M-02	5.80 – 6.20	**SC-SM**	CD (**CU**)	22.1	--	68.7	31.0
AP-2	M-02	5.80 – 6.20	**SC-SM**	CD (**CU**)	20.8	--	29.4	31.0

3.2.2 Caracterización geotécnica del terreno

Para el sector actual de la Tribuna, edificio Wushu y Coliseo menor se tiene entonces la siguiente caracterización complementaria de las unidades geotécnicas:

Depósito antrópico (Qda)

Unidad de relleno, terreno alterado y suelo orgánico o vegetal. Espesor entre **0.50 m** y **1.0 m**. Velocidad de onda cortante Vs_{prom} = **120 m/s**, y una velocidad de onda compresional Vp_{prom} = 300 m/s.

Cono aluvial de Ibagué

Se componente de tres (3) niveles hasta los 30 m de exploración, conformados por depósitos de gravas con cantos y bloques de forma angular y subangular de rocas volcánicas y algunos clastos de esquistos y granodiorita, con una matriz limo-arenosa ligeramente cementada. Así:

Cono aluvial (Qca-1): Gravas con cantos de tamaño medio y fino, de color ocre por oxidación con clastos y granos moderados a altamente meteorizados. Espesor entre los **2.50 m** y **5.0 m**. Velocidad cortante Vs_{prom} = **280 m/s**; Vp_{prom} = 600 m/s.

Cono aluvial (Qca-2): Depósito de gravas con tamaño medio y grueso y bloques de color gris medio, con clastos y granos con meteorización débil a moderada. Espesor variable cercano a **8.0 m**. Velocidad cortante Vs_{prom} = **570 m/s**; Vp_{prom} = 1,200 m/s.

Cono aluvial (Qca-3): Arenas finas a medias con gravas y gravillas dispersas que llegan a constituir niveles de gravas. Espesor no identificado por la profundidad. Velocidad cortante Vs_{prom} = **1,200 m/s**; Vp_{prom} = 2,500 m/s.

3.3 Caracterización geotécnica de la zona de intervención

A partir de la información secundaria disponible del sitio del proyecto, se presenta a continuación la caracterización geotécnica general del suelo en las zonas previstas para la intervención.

3.3.1 Estratigrafía general del terreno

En términos generales el suelo explorado corresponde a un depósito de origen aluvial conformado por limos y arcillas de plasticidad media a alta sobre arenas y gravas de compacidad variable. A partir de la información disponible (exploración geotécnica y los resultados de los ensayos de laboratorio), se identificaron los estratos o unidades geotécnicas de análisis que se describen a continuación.

Cobertura – Lleno antrópico:

Superficialmente en los sitios evaluados se reporta una losa de contrapiso en concreto espesor máximo 20 cm), sobre un estrato de limos y arcillas (CH) de colores marrón, negro y gris verdoso, con arenas color gris oscuro y ocre, gravas y fragmentos de tamaño máximo hasta 8" cm, con presencia de materia orgánica y un lleno antrópico con escombros y despojos de construcción (fragmentos de concreto, ladrillo, etc.). La matriz presenta una plasticidad media-alta y consistencia media (LL: 59%-66%, LP: 19%-20%, IP: 40%-46%, HN: 26%-27% y Pasa Tamiz 200: 58%-75%); la resistencia a la compresión simple q_u varía entre los 100 kPa y 325 kPa, la cohesión drenada entre 40 kPa y 45 kPa y un ángulo de fricción medio de 10°, con un valor N del ensayo de penetración estándar SPT entre los 10 y 69 golpes por pie. El espesor de este estrato varía entre 1.0 m (sector del sondeo S-8A, Norte de Tribunas) y los 8.60 m (sector sondeo S-12, Norte del Coliseo), con un registro de losas de concreto o antiguos elementos enterrados hasta los 5.60 m de profundidad.

Estrato A – Cono Aluvial Ibagué:

Subyaciendo a la cobertura y lleno antrópico superficial se registra un depósito aluvial conformado en general por arenas y gravas (SC, SM, GC, GM, GP-GM, GC-GW, GM-GW) de colores gris verdoso a oscuro, ocre, marrón y vetas verdes, con presencia de cantos, bloques y fragmentos de tamaño máximo hasta de 13". Matriz limo arcillosa de plasticidad media-baja, baja y no plástica (NL, NP) y consistencia media a rígida (LL: 19%-42%, LP: 17%-32%, IP: 1%-17%, HN: 11%-27% y Pasa Tamiz 200: 6%-47%); la compresión simple q_u varía entre los 20 kPa y 290 kPa, el peso unitario húmedo entre 16 kN/m^3 y 22 kN/m^3, la cohesión drenada entre los 20 kPa y 45 kPa y el ángulo de fricción de 17° a 23° (muestras remoldeadas). La compacidad varía de media a muy compacta, con un valor N del SPT entre los 24 y 98 golpes/pie. Este estrato se reportó hasta la profundidad de exploración (≈ 20 m), con un espesor aproximado entre los 11.50 m (sector del sondeo S-12) y 19.0 m (sector S-8A y S-4).

3.3.2 Aguas subterráneas

Durante los sondeos geotécnicos realizados en el estudio de suelos inicial (2014) de la Unidad Deportiva de la “Calle 42”, se reportaron niveles freáticos aislados entre los **2.0 m** y **3.35 m** de profundidad, solamente en cuatro de las perforaciones y sectores distanciados (S-3A, S-5, S-8A y S-15), de toda la exploración efectuada, asociados a flujos de aguas aparentemente en el depósito o lleno antrópico superficial; el periodo de registro fue del 3 al 14 de Diciembre del año 2013. Durante el desarrollo de los trabajos de perforación fue necesario inyectar agua sin retorno; no se realizó la instalación de piezómetros para el monitoreo o verificación de los niveles de agua.

En el documento se indica que el terreno presentaba una elevada permeabilidad y no estaba saturado, igualmente que no se descarta la posible presencia de circulaciones temporales de agua a través de las superficies de mayor permeabilidad (Cono aluvial, Qca-3), coincidiendo con épocas de lluvias intensas.

Durante el recorrido de reconocimiento geotécnico realizado el 13 de Junio del 2018, solamente se identificó un leve flujo de agua muy superficial (≈ **-1.0 m**) en el sector Oriental del proyecto (hacia la Carrera 5), en la parte superior del talud de excavación adyacente al Coliseo menor; ver detalle en la siguiente fotografía.



Fotografía 9. Detalle de flujo leve de agua superficial – Sector talud (Coliseo menor).

3.4 Condiciones geotécnicas especiales

Por las características de formación del depósito del sitio y la presencia de un lleno antrópico y suelos finos de consistencia media a blanda, se considera que una de las principales condiciones geotécnicas a evaluar corresponde a la compresibilidad de los materiales reportados a nivel sub-superficial; esta condición fue de especial atención en los análisis geotécnicos presentados en el numeral 5. Sin embargo, se espera una baja incidencia para las obras del proyecto debido al tipo de cimentación de las estructuras y las recomendaciones emitidas.

En cuanto a las condiciones geotécnicas especiales de los suelos, de acuerdo con el Capitulo H.9 del NSR-10, a partir de los ensayos de clasificación de los suelos, se determina un potencial contracto-expansivo alto a muy alto según los criterios de la Tabla H.9.1-1 “Clasificación de suelos expansivos”. No obstante, debido a la ausencia de niveles de agua superficiales continuos se espera una condición de susceptibilidad baja de que se presenten cambios volumétricos por procesos de expansión, además, con recomendaciones apropiadas para manejo y control de las aguas superficiales, se espera una baja incidencia del terreno ante variaciones de humedad natural.

En relación con la vegetación y la escasa a nula presencia de especies en las zonas ya intervenidas y de las nuevas obras (solamente hacia el sector del Coliseo menor), se espera que no se presenten afectaciones a largo plazo por la presencia de raíces próximas a las cimentaciones.

En la investigación geotécnica realizada en el estudio de suelos del proyecto (2014), no se reportaron en la zona de los sondeos suelos de características dispersivas o comportamiento erodable ante la presencia de agua, ni suelos colapsables, según los criterios del Capitulo H.9 del NSR-10. Sin embargo, en el concepto complementario (2017) se realizó la evaluación del desleimiento y/o desmoronamiento de los suelos. De acuerdo con la evaluación cualitativa efectuada, se determinó que los materiales son susceptibles de desleimiento o desmoronamiento cuando se someten a cambios en las condiciones ambientales, simulados por ciclos de humedecimiento (inmersión) y secado, lo que puede generar degradación de la resistencia al corte con el tiempo para materiales expuestos directamente al ambiente, lo que implica que se debe garantizar la adecuada cobertura o protección del terreno.

La evaluación geotécnica de los efectos sísmicos del proyecto, al igual que la definición del tipo de perfil del suelo y los parámetros del espectro de diseño sismo- resistente, según los lineamientos del NSR-10, se presentan en el numeral 4.

4 Espectro de diseño sismo resistente – NSR-10

4.1 Movimientos sísmicos

De acuerdo con el estudio de amenaza sísmica efectuado para actualizar el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997, Decretos 926 del 19 de marzo de 2010)*, se sugiere que el diseño sismo- resistente de las estructuras del proyecto se realice teniendo en cuenta un sismo con los coeficientes y parámetros presentados en la Tabla 4, definidos para el municipio de Ibagué, departamento de Tolima, y una zona de amenaza sísmica Intermedia (Regiones de amenaza 4, *ver en la NSR-10 los mapas de las Figuras A.2.3-2 y A.2.3- 3 y el Apéndice A-4*).

Los movimientos sísmicos de diseño, representados por los coeficientes A_a y A_v, fueron definidos para una probabilidad del 10% de ser excedidos en un lapso de 50 años (periodo de retorno promedio de 475 años).

Tabla 4. Parámetros para el diseño sismo-resistente de las estructuras.

Parámetro	Símbolo	Valores
Zona de Amenaza y Movimientos sísmicos (Regiones 4 – Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3, NSR-10)	--	Intermedia
Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño	A_a	0.20
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño	A_v	0.20
Coeficiente de aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada	A_e	0.15
Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño	A_d	0.08
Número medio de golpes del SPT en los estratos (En los 30 m superiores del perfil de suelo de sitio)	N	≥ 15
Clasificación del tipo de perfil de suelo * (Según el criterio del Velocidad de onda cortante)	--	**D**
Coeficiente de amplificación por aceleración en la zona de períodos cortos	F_a	1.40
Coeficiente de amplificación por aceleración en la zona de períodos intermedios	F_v	2.00
Coeficiente de Importancia – Grupo de uso II (Estructuras de ocupación especial: Escenarios, etc.)	I	1.10

La determinación de un perfil de suelo tipo **D (según los resultados de la sísmica de refracción y la velocidad de onda cortante Vs)[2], corresponde a la consideración de una cimentación profunda para toda la estructura por medio de pilotes, soportada hasta un nivel o estrato competente de materiales muy compactos, aislada superficialmente del lleno antrópico y terreno alterado existente superficialmente.*

El coeficiente de importancia (I) mínimo sugerido se plantea de acuerdo con lo indicado en el Capítulo A.2.5 del NSR-10, es decir, para el *Grupo II – Estructuras de ocupación especial*, el cual cubre estructuras (Graderías, etc.) en donde se pueden reunir una gran cantidad de personas al mismo tiempo. La administración municipal definirá el Grupo de uso final de las estructuras del proyecto, si se considerarán como *Edificaciones de atención a la comunidad (Grupo III)*[3].

4.2 Efectos locales

Los efectos locales (amplificación sísmica del suelo) y el espectro de respuesta para el diseño sismo resistente de las estructuras soportadas al nivel sub-superficial se pueden evaluar mediante el procedimiento de la NSR-10 (Título A, Capítulo A.2.4, Tabla A.2.4-2) para la amenaza sísmica de la región y un perfil de suelo promedio **D**, según los parámetros citados en el Capítulo A.2.4.3 y los datos disponibles *(valores de Velocidad de onda cortante)*. Por lo anterior, los coeficientes de amplificación por efecto de sitio definidos son: Fa = 1.40 (para períodos cortos) y Fv = 2.0 (para períodos intermedios), ver en la NSR-10 las Figuras A.2.4-1 y A.2.4-2.

4.3 Consideraciones adicionales

Se sugiere seguir los lineamientos del Capítulo A.3.6.4.2 del reglamento NSR-10, el cual establece que: *los elementos de cimentación (zapatas, pilotes, etc.) deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor que 0.25·Aa veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor solicitación entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura*. *Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en el Capítulo A.3.7*.

[2] Resultados de la velocidad media de la onda de cortante en el perfil superior de mínimo los 280 m/s para el Cono aluvial de Ibagué.

[3] Según la NSR-10, Capítulo A.2.5, para un Grupo de uso III (Edificaciones de atención a la comunidad) el Coeficiente de importancia I sería de 1.25.

5 Análisis y Diseños geotécnicos de cimentaciones

5.1 Metodologías de análisis y diseño

Los diseños geotécnicos de las cimentaciones, de acuerdo con las consideraciones de evaluación del NSR-10 y experiencia particular, se fundamentaron en los siguientes métodos de análisis y criterios asociados:

- ✓ Para cimentación profunda se emplearon los procedimientos de cálculo de la capacidad de carga vertical y resistencia por punta por el método de *Janbu, N. (1976)* y de la resistencia por fricción por el método Alfa *(según Tomlinson, M. J., 1971)* y el método Beta *(según Burland, J. B., 1973)*.

- ✓ Para la capacidad a carga horizontal de la cimentación profunda se emplearon las teorías de *Brinch Hansen (1961)*, *Randolph et al. (1984)* y *Broms, B.B. (1964)*, para una condición de resistencia no-drenada (suelos finos) y drenada o friccional (suelos gruesos), asumiendo que el momento máximo admisible por reacción lateral del terreno es inferior al momento de fluencia de la sección del elemento.

- ✓ Para cimentación superficial se utilizó la teoría de capacidad portante última sugerida por *Hansen, J. B. (1970)* para la resistencia cortante de los suelos superficiales en una condición drenada ($\phi > 0º$, $C' > 0$) y esfuerzos efectivos, y la aproximación para elementos a bordes de talud por *Gonzáles, G. A. J. (2003)*. Los resultados se validaron mediante el método de *Schmertmann, J.H. (1967)*.

- ✓ Para el cálculo de los asentamientos inmediatos de la cimentación profunda se consideró la metodología propuesta por *Vesic, Aleksandar S., et al. (1977)*, en función de la deformación axial del elemento y de las cargas transmitidas.

- ✓ Para el cálculo de los asentamientos de los cimientos superficiales se empleó el procedimiento sugerido por *Bowles, J. E. (1997)* para asentamientos "inmediatos" a partir de la teoría de la elasticidad (parámetros elásticos) y las cargas actuantes.

La evaluación de asentamientos por consolidación primaria tiene aplicación para suelos finos (Arcillas limosas) de baja permeabilidad y saturados, considerándose la determinación de los parámetros de compresibilidad del terreno. Estas características no se consideraron aplicables para la condición de los suelos superficiales.

En el Anexo # 2 de este documento se incluyen las correlaciones de los parámetros geomecanicos considerados como complemento para los análisis de cimentaciones.

5.2 Criterios de diseño y tipo de cimentación

La cimentación de las estructuras de los nuevos escenarios deportivos debe satisfacer dos criterios independientes de diseño:

1) *Debe tener un factor de seguridad aceptable contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación*, y

2) *El asentamiento durante la vida útil del proyecto no debe ser de una magnitud que cause daño estructural o afecte el nivel de calidad o de servicio de las diferentes estructuras.*

La selección del tipo de cimentación más adecuado dependerá de las condiciones geotécnicas, las cargas que las estructuras transmiten al suelo, del asentamiento del terreno que las mismas puedan tolerar para garantizar el nivel de calidad, además del costo de las soluciones, el proceso constructivo en sitio, restricciones o interferencias, materiales disponibles y práctica local.

De acuerdo con las condiciones geotécnicas identificadas y las características de las obras proyectadas para cada escenario, se sugiere evaluar una cimentación profunda por medio de pilotes / caissons como elementos de soporte principal para los edificios que presentan interferencias o restricciones, además de una cimentación superficial con elementos tipo cimientos corridos o zapatas para las edificaciones aisladas, los muros de contención, confinamiento u obras menores complementarias.

El nivel de fundación debe tener en cuenta las condiciones geotécnicas del subsuelo y el tipo de cargas que se requieran transmitir, evitando el apoyo sobre los suelos compresibles o llenos antrópicos identificados en superficie. A partir de los niveles arquitectónicos del proyecto, el nivel de fundación podrá ser inferior a los -8.0 m, según el apoyo, la morfología y la cota del terreno Se sugiere un nivel de cimentación en estratos competentes o sobre rellenos seleccionados de mínimo 1.0 m para los muros y las estructuras superficiales complementarias, evaluando según el caso la opción de una cimentación profunda.

5.3 Edificaciones para evaluación de cimientos

A continuación se presentan las recomendaciones geotécnicas para la cimentación de las estructuras correspondientes a las *Tribunas o graderías en el sector de piscinas*, el *Edificio Wushu* (Artes Marciales) y los *Puntos fijos de parqueaderos* (sótanos), al igual que las consideraciones para *Reforzamiento del Coliseo menor,* la *Rampa de acceso vehicular* (Avenida Ferrocarril) y las obras de *Urbanismo* (cerramiento, plazoletas, senderos, taludes, etc.).

6 Sector Tribuna de piscinas (aisladas)

A continuación se presentan los resultados de los análisis geotécnicos para el diseño estructural de la fundación de las “Tribunas” o “Graderías” de las piscinas, en la zona de cimientos aislados sin interferencia con otras edificaciones, además de considerar la presencia de llenos antrópicos superficiales.

6.1 Capacidad de carga de cimentación profunda

A partir de la información básica disponible de la zona, se considera como opción de fundación para esta estructura del proyecto una cimentación profunda. La capacidad portante admisible del suelo recomendada, para diferentes condiciones de carga, se evaluó para pilotes pre-excavados in-situ de sección circular, con elementos de diámetros entre **0.60 m** y **1.20 m** y con intervalos de profundidad entre los **9.0 m** y **12.0 m**, teniendo como referencia la superficie del terreno actual en cada sector; la longitud efectiva dependerá del nivel de desplante.

En las siguientes Tablas se resumen los resultados preliminares de los cálculos de la capacidad de carga admisible promedio de los pilotes a carga axial y/o vertical de compresión (Q_{adm}) y a tracción (T_{adm}). Se incluye la reducción por el peso propio de los elementos.

Tabla 5. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Capacidad de carga axial** – **Q**adm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.00 m	D = 1.20 m
-9.0	9	411	630	890	1,191
-10.0	10	546	858	1,233	1,674
-11.0	11	713	1,142	1,665	2,283
-12.0	12	806	1,292	1,888	2,593

Tabla 6. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Capacidad de carga axial** – **Q**adm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.00 m	D = 1.20 m
-9.0	9	506	778	1,102	1,477
-10.0	10	669	1,053	1,517	2,062
-11.0	11	871	1,396	2,039	2,799
-12.0	12	983	1,579	2,310	3,176

Tabla 7. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Tadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.00 m	D = 1.20 m
-9.0	9	287	410	545	694
-10.0	10	323	460	611	778
-11.0	11	358	510	679	863
-12.0	12	394	561	746	948

6.2 Asentamientos inmediatos esperados

Se estima preliminarmente que en los cimientos profundos que se dimensionen para las capacidades de carga y recomendaciones indicadas, los asentamientos máximos elásticos (Se) para cargas axiales (en la condición de carga muerta y viva normal del análisis estático), estarán entre los **21 mm** y **41 mm**, según los diámetros y la longitud de los elementos, los cuales ocurrirán principalmente durante la etapa de construcción de la estructura.

6.3 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura

En relación con los módulos de reacción del terreno para la evaluación de la capacidad a carga lateral de la cimentación profunda de la estructura, en las Tablas siguientes se indican los módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) sugeridos para el análisis estructural a carga lateral y efectos sísmicos para pilotes de diámetros entre los 0.60 m y 1.40 m y profundidades desde los 9.0 m y los 12.0 m. La longitud efectiva de los elementos dependerá del nivel de desplante considerado de acuerdo con la arquitectura del proyecto.

Tabla 8. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-0.5	0.5	6.8	4.7	3.6	2.4
-1.5	1.5	8.3	5.8	4.4	2.9
-2.5	2.5	26.3	18.3	13.9	9.4
-3.5	3.5	37.0	25.7	19.5	13.2
-4.5	4.5	78.9	54.8	41.6	28.1
-5.5	5.5	89.6	62.2	47.1	31.8
-6.5	6.5	42.9	29.7	22.5	15.1
-7.5	7.5	286.9	205.1	159.9	110.8

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-8.5	8.5	350.8	251.2	196.0	135.8
-9.5	9.5	608.1	432.3	334.5	229.8
-10.5	10.5	695.5	496.5	385.3	265.2
-11.5	11.5	823.7	591.8	461.1	318.5
-12.5	12.5	892.5	645.9	506.1	351.3

Tabla 9. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción vertical – ks vertical (MPa/m			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-9.0	9	215.9	164.4	132.8	111.4
-10.0	10	304.0	232.3	187.9	157.7
-11.0	11	369.7	283.5	229.8	193.1
-12.0	12	479.6	369.3	300.0	252.6
-13.0	13	604.3	466.6	379.7	320.0

En el Anexo # 3 del documento se presentan las memorias con el resumen del cálculo de cada una de las consideraciones de análisis geotécnicos para la cimentación profunda de esta estructura.

6.4 Recomendaciones para cimientos

En el numera 11 de este informe se incluyen las recomendaciones para la adecuación del terreno, la conformación de los cimientos profundos, el sistema constructivo en obra y el control de calidad, entre otras consideraciones.

Es importante recalcar que el escenario evaluado para los análisis geotécnicos de la cimentación de la estructura, considera el confinamiento lateral o perimetral de todos los elementos de fundación (pilotes o caissons) por el suelo adyacente, lo cual implica la nivelación o la reconformación del terreno en las zonas que en la actualidad se encuentran excavadas y expuestas, con un apropiado aislamiento. Este aspecto es fundamental para garantizar una adecuada transferencia de carga vertical al suelo (por fricción perimetral del fuste y/o punta), en la longitud evaluada de los elementos, además de la misma estabilidad lateral de la cimentación y estructura.

7 Sector Edificio "Wushu" – Interferencia con Tribunas

Teniendo en cuenta las limitaciones en la información disponible ya manifestadas, a continuación se presentan las consideraciones de los análisis y las recomendaciones geotécnicas preliminares para el diseño de las cimentaciones en el área “Wushu” y los complementos para las “Tribunas” / “Graderías”.

7.1 Condición actual del terreno en estos escenarios

A partir de la condición actual de los escenarios, del terreno por los movimientos de tierra por las excavaciones realizadas hasta el año 2015, y los niveles arquitectónicos de las nuevas obras, el área de las estructuras exhibe características desfavorables e irregularidades para la construcción de cimentaciones convencionales. En la Figura 11 se aprecia un esquema simplificado de la condición actual para los análisis.

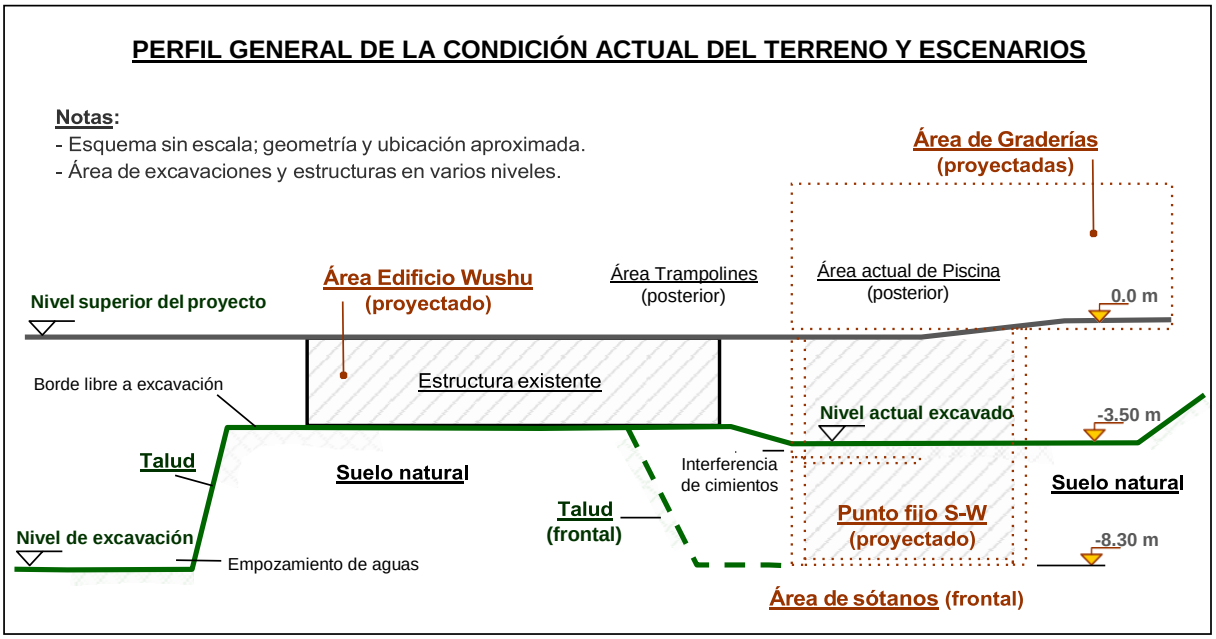


Figura 11. Esquema con Perfil general de la condición actual del sector de Graderías.

Es importante aclarar que se adoptó una geometría y dimensionamiento aproximado del terreno, los niveles de las excavaciones y perímetros de aislamiento de las estructuras existentes, debido a que no se dispone de un levantamiento topográfico en detalle para la condición actual del terreno y de los escenarios.

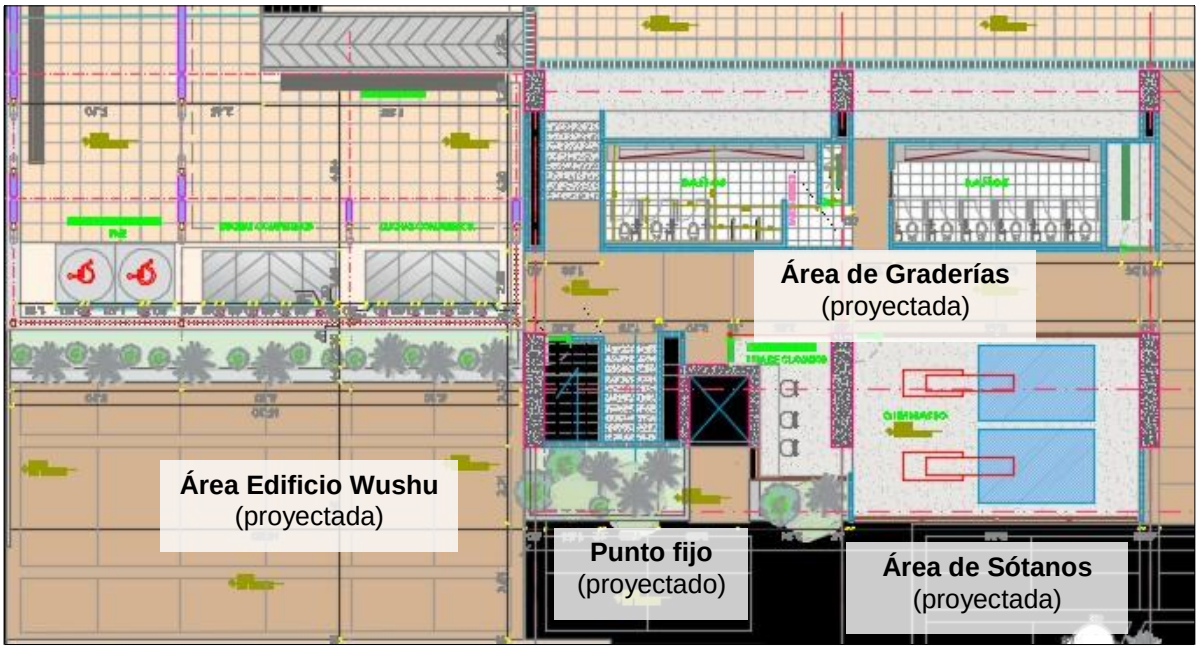


Figura 12. Esquema con Planta general de la condición actual del sector de Graderías.

7.2 Requerimientos para estructuras y consideraciones de análisis

De acuerdo con el diseño arquitectónico de los nuevos escenarios y el planteamiento de las estructuras en este sector por el Ing. Calculista, se manifiestan las siguientes consideraciones para la evaluación geotécnica de las cimentaciones:

- ✓ Interferencia de la cimentación profunda planteada para las Graderías (pilotes) en el extremo Nor-Este adyacente al Punto fijo de conexión o acceso a los dos (2) sótanos de parqueaderos.
- ✓ Interferencia de la cimentación profunda planteada para las Graderías (pilotes) en el extremo Sur-Oeste adyacente al Punto fijo de conexión o acceso a los dos (2) sótanos de parqueaderos, contiguo a la Edificio Wushu a desnivel.
- ✓ Determinación del tipo de cimentación y la capacidad portante admisible para el Edificio Wushu, en la corona o borde del talud adyacente a la excavación actual en el costado Sur-Oeste de aproximadamente 4.0 m a 8.0 m de altura.

Teniendo en cuenta la condición del sitio, se plantean las siguientes consideraciones para los análisis geotécnicos de cimentaciones:

- Elementos de cimentación en extremos de las Graderías (Nor-Este y Sur-Oeste): Evaluar la capacidad de carga de los pilotes posterior a -8.0 m de profundidad, o

según las etapas de construcción de las obras, considerar el confinamiento lateral del terreno de los pilotes por los muros de contención de los Puntos fijos.

- Cimentación del Edificio Wushu (perímetro Sur-Oeste): Evaluar dos opciones con 1) Cimentación superficial a borde de talud con reducción en la resistencia y/o el confinamiento por relleno lateral con la nivelación del terreno como etapa previa de construcción o con apuntalamiento, o 2) Considerar una cimentación profunda posterior al nivel de la base del talud.

Para las opciones definidas se deberá garantizar un adecuado amarre de todos los elementos de cimentación y verificar la sobreposición de esfuerzos en el subsuelo por las cargas transmitidas desde las estructuras adyacentes (reducción de capacidades).

A continuación se presentan los resultados preliminares de los análisis y los diseños geotécnicos efectuados para las consideraciones previamente indicadas.

7.3 Capacidad de carga para cimentación profunda

A partir de la información básica disponible y la consideración del desconfinamiento lateral de la cimentación a nivel superficial por estructuras adyacentes o la excavación actual del terreno, a continuación se presenta la capacidad portante sugerida para las estructuras y diferentes condiciones de carga, evaluada para pilotes pre-excavados in-situ de sección circular, con elementos de diámetros entre **0.60 m** y **1.20 m** e intervalo de profundidad entre los **10.0 m** y **14.0 m**, teniendo como referencia superficial el nivel superior del proyecto (±0.0 m); la longitud efectiva dependerá del nivel de desplante.

En las siguientes Tablas se resumen los resultados preliminares de los cálculos de la capacidad de carga admisible promedio de los pilotes a carga axial y/o vertical de compresión (Q_{adm}) y a tracción (T_{adm}). Se incluye la reducción por el peso propio.

7.3.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W)

Tabla 10. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Capacidad de carga axial – Q**adm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	347	591	901	1,274
-11.0	11	514	875	1,332	1,884
-12.0	12	606	1,026	1,555	2,194
-13.0	13	737	1,246	1,888	2,661
-14.0	14	875	1,479	2,240	3,156

Tabla 11. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Qadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	429	733	1,118	1,582
-11.0	11	631	1,076	1,639	2,319
-12.0	12	743	1,260	1,911	2,697
-13.0	13	902	1,526	2,313	3,262
-14.0	14	1,069	1,808	2,739	3,862

Tabla 12. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Tadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	123	193	279	379
-11.0	11	159	244	346	464
-12.0	12	195	295	413	549
-13.0	13	230	345	479	633
-14.0	14	266	396	547	718

7.3.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W)

Tabla 13. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Qadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	209	360	553	787
-11.0	11	255	438	670	951
-12.0	12	527	917	1,413	2,016
-13.0	13	798	1,392	2,151	3,074
-14.0	14	1,221	2,139	3,313	4,743

Tabla 14. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Qadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	264	456	701	998
-11.0	11	321	552	845	1,200

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Qadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-12.0	12	649	1,129	1,740	2,483
-13.0	13	975	1,701	2,629	3,758
-14.0	14	1,484	2,600	4,028	5,766

Tabla 15. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Tadm promedio neta (kN)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	90	150	224	313
-11.0	11	108	177	262	363
-12.0	12	127	204	300	413
-13.0	13	145	232	338	463
-14.0	14	163	259	376	513

7.4 Capacidad portante para cimentación superficial

Teniendo en cuenta las consideraciones para el confinamiento lateral del terreno de soporte de las estructuras (taludes adyacentes) o la nivelación con rellenos al nivel de fundación, a continuación se indica la capacidad portante admisible del suelo (q_{adm}) para cimientos superficiales de varias dimensiones (zapatas y cimientos corridos).

7.4.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W)

- Tipo de cimentación: Superficial – Zapatas cuadradas (amarres).
- Nivel de fundación: > -**2.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **120 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" ($FS_{ICP} = 3.0$)
  140 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria ($FS_{ICP} = 2.50$)
- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: **k**sv = 23.60 MPa/m.

- Tipo de cimentación: Superficial – Cimientos corridos (amarres).
- Nivel de fundación: > -**1.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **100 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" ($FS_{ICP} = 3.0$)
  120 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria ($FS_{ICP} = 2.50$)
- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: **k**sv = 17.80 MPa/m.

El estrato de fundación para cimentación superficial debe corresponder con un estrato competente (suelo natural), sin presencia de llenos antrópicos ni materiales blandos, o considerar la conformación de un relleno de mejoramiento o aislamiento con material importado seleccionado. En el Anexo # 4 se incluyen las memorias de cálculo.

7.4.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W)

- Tipo de cimentación: Superficial – Zapatas cuadradas (amarres).
- Nivel de fundación: > **-3.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **400 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" (FS_{ICP} = 3.0)
  450 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria (FS_{ICP} = 2.50)
  300 kPa Carga muerta + viva normal + Sismo P-E (FS_{ICP} = 1.50)

- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: **k**$_{SV}$ = 60.89 MPa/m.

- Tipo de cimentación: Superficial – Cimientos corridos (amarres).
- Nivel de fundación: > **-3.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **350 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" (FS_{ICP} = 3.0)
  420 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria (FS_{ICP} = 2.50)
  250 kPa Carga muerta + viva normal + Sismo P-E (FS_{ICP} = 1.50)

- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: **k**$_{SV}$ = 37.88 MPa/m.

7.5 Asentamientos inmediatos esperados

En los cimientos profundos que se dimensionen para las capacidades indicadas, los asentamientos máximos elásticos (Se) para cargas axiales (condición de carga muerta y viva normal), estarán entre los **20 mm** y **41 mm**, según el sector de evaluación (Graderías o Edificio Wushu), los diámetros y la longitud de los elementos

Para la opción de cimientos superficiales y las capacidades portantes indicadas (carga muerta y viva normal), los asentamientos inmediatos esperados estarán entre **12 mm** y **18 mm** (Graderías) y entre **8 mm** y **12 mm** (Edificio Wushu). Para este último sitio, con una estructura existente que será demolida, los asentamientos serán mínimos si la nueva edificación presenta cargas inferiores o iguales a las actuales por efecto de compensación de esfuerzos al terreno.

Los asentamientos ocurrirán principalmente durante la etapa de construcción de las obras. En el Anexo # 5 y Anexo # 6 se presentan las memorias de los cálculos.

7.6 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura

En las siguientes Tablas se indican los módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) sugeridos para el análisis estructural a carga lateral y efectos sísmicos para pilotes de diámetros entre los **0.60 m** y **1.20 m** y profundidades desde los 10.0 m y los 14.0 m. La longitud efectiva de los elementos dependerá del nivel de desplante considerado y la condición de confinamiento.

7.6.1 Tribunas – Cimentación en extremos (N-E y S-W)

Tabla 16. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Módulos de reacción lateral – ks** horizontal (MPa/m)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-1.5	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-3.5	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-4.5	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-5.5	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-6.5	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-7.5	7.5	0.2	0.2	0.1	0.1
-8.5	8.5	376.7	267.9	208.2	143.9
-9.5	9.5	642.0	453.3	349.5	239.6
-10.5	10.5	725.8	515.1	398.4	273.8
-11.5	11.5	852.1	608.9	473.2	326.3
-12.5	12.5	912.9	658.5	515.4	357.5
-13.5	13.5	956.4	691.0	540.9	375.0

Tabla 17. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Módulos de reacción vertical – ks** vertical (MPa/m			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	321.0	243.6	196.3	164.4
-11.0	11	385.9	294.1	237.6	199.4
-12.0	12	496.2	380.1	307.9	258.8
-13.0	13	618.1	475.8	386.6	325.6
-14.0	14	648.6	501.1	408.1	344.1

7.6.2 Edificio Wushu – Cimentación perimetral (S-W)

Tabla 18. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-1.5	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-3.5	3.5	0.1	0.1	0.1	0.0
-4.5	4.5	0.1	0.1	0.1	0.0
-5.5	5.5	0.2	0.1	0.1	0.1
-6.5	6.5	0.2	0.1	0.1	0.1
-7.5	7.5	0.3	0.2	0.1	0.1
-8.5	8.5	338.0	242.2	189.8	132.2
-9.5	9.5	401.7	289.5	227.7	159.1
-10.5	10.5	470.2	340.6	268.8	188.2
-11.5	11.5	533.6	389.7	309.1	217.3
-12.5	12.5	856.7	628.4	499.4	351.2
-13.5	13.5	853.2	628.8	501.0	353.0

Tabla 19. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción vertical – ks vertical (MPa/m			
		D = 0.60 m	D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m
-10.0	10	323.0	244.6	196.9	164.8
-11.0	11	400.3	304.7	246.0	206.4
-12.0	12	487.8	373.8	303.0	254.8
-13.0	13	746.0	576.0	469.1	395.8
-14.0	14	781.7	606.8	495.8	419.3

En el Anexo # 3 presentado al final del documento, se incluyen las memorias de los cálculos de la capacidad de carga de los elementos, y en el Anexo # 5 las de los asentamientos del terreno para cada opción de cimentación.

8 Sector Puntos fijos – Empujes laterales de tierras

8.1 Parámetros para cálculo de Presiones del terreno en Muros

Para el diseño estructural y chequeo de la estabilidad general de los muros u otros elementos de contención del proyecto (puntos fijos, sótanos de parqueaderos, etc.), los empujes laterales de tierras se podrán calcular con los parámetros indicados en la Tabla 20, para la consideración de una superficie horizontal del terreno y la condición de un relleno seleccionado importado (ver especificaciones en el numeral 11.3) o del suelo natural existente[4] (en sitios de las obras), según la opción de fundación de las estructuras y/o el procedimiento constructivo adoptado, en lo posible para un escenario de empujes en un estado crítico en reposo (K_0); de acuerdo con el proceso de ejecución de las obras se deberá definir la geometría del diagrama de empujes. En paréntesis se indica el promedio sugerido para los análisis.

Tabla 20. Parámetros geotécnicos estimados para evaluación de empujes laterales.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Relleno importado	Suelo natural
Peso unitario húmedo del suelo al trasdós (Material: Relleno importado / Suelo natural)	γ	kN/m^3	20.0 – 22.0 (21.0)	19.0 – 21.0 (21.0)
Ángulo de fricción interna drenado (Material: Relleno importado / Suelo natural)	ϕ'	°	30.0 – 32.0 (30.0)	18.0 – 24.0 (20.0)
Coeficiente de fricción entre Suelo – Muro (Concreto reforzado)	tan δ	--	0.36 – 0.39 (0.37)	0.21 – 0.29 (0.25)
Coeficiente presión lateral – Estado Activo (Müller-Breslau – Condición Estática)	K_A	--	0.28 – 0.30 (0.30)	0.38 – 0.47 (0.45)
Coeficiente presión lateral – Estado Activo (Mononobe-Okabe – Seudo Estático)	K_{AE}	--	0.41 – 0.44 (0.43)	0.54 – 0.70 (0.65)
Coeficiente presión lateral – Estado Reposo (Mayne et al. – Análisis Estático)	K_0	--	0.47 – 0.50 (0.50)	0.59 – 0.69 (0.66)
Coeficiente presión lateral – Estado Pasivo (Müller-Breslau – Condición Estática)	K_P	--	6.10 – 7.30 (6.50)	2.50 – 3.80 (2.80)
Coeficiente presión lateral – Estado Pasivo (Mononobe-Okabe – Seudo Estático)	K_{PE}	--	3.90 – 4.80 (4.00)	1.45 – 2.35 (1.50)

Nota: En KAE se incluye reducción por aceleración vertical del terreno.

[4] En general se reportaron Limos arcillosos con presencia de arenas y gravas (CH, SM, SC, GC, GM); en profundidad presencia de fragmentos (sobretamaños).

Para el cálculo de los parámetros, según la Tabla H.5.2-1 del NSR-10, se asumió un coeficiente sísmico de diseño promedio para los análisis seudo-estáticos de K_{ST} = 0.22, al considerarse reducción en la aceleración máxima horizontal del terreno y amplificación en el sitio ($\mathbf{a}_{max}$ = 0.28 g) para las condiciones de la zona del proyecto y el escenario más desfavorable, adoptándose así una componente horizontal $\mathbf{a}_h$ de 0.20 y vertical $\mathbf{a}_v$ de 0.17 para la evaluación de los empujes sísmicos.

Si se considera la presión pasiva para el diseño o chequeo de las estructuras, el empuje pasivo resultante se deberá afectar por un factor de reducción de por lo menos 0.50 (ó 50%) para lograr la compatibilidad de deformaciones con el estado de empuje activo y en la etapa de operación y/o funcionamiento de las diferentes obras. El diseñador estructural deberá considerar todas las presiones que actúen sobre los elementos de contención durante su etapa constructiva y en su vida útil, tales como sobrecargas permanentes, efectos sísmicos, aguas subterráneas, tránsito de equipos de construcción, vehículos, etc.

Para el chequeo de la estabilidad de las estructuras, los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento tales como deslizamiento, volcamiento, capacidad de carga, estabilidad general, etc., deben ser, como mínimo, los indicados en el Capítulo H.6.9 del NSR-10 (ver la Tabla H.6.9-1). Las acciones que se deben tomar en cuenta serán: el peso propio de los muros, el empuje lateral de tierras, la fricción entre el muro y suelo o material de relleno que se contiene, la presión hidrostática[5] o fuerzas de filtración por aguas de escorrentía, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

8.2 Muros apuntalados o atirantados

Para muros de contención apuntalados o atirantados, la presión de tierras adopta una distribución de tipo trapezoidal, por lo que se propone el uso de diagramas aparentes que equivalen a una envolvente de las diferentes presiones actuantes sobre los muros o a las cargas individuales de los elementos de soporte. A partir del procedimiento constructivo adoptado de las diferentes estructuras y de reconformación del terreno, se deberá definir la geometría final del diagrama de empujes laterales del terreno. En la Figura 13 se presenta un esquema general del modelo considerado para el cálculo de empujes laterales sobre muros apuntalados o atirantados.

[5] En los sondeos geotécnicos ejecutados en la Unidad Deportiva de la "Calle 42" durante el estudio de suelos inicial (2014), se reportaron niveles freáticos aislados entre los 2.0 m y 3.35 m de profundidad, solamente en cuatro de las perforaciones (S-3A, S-5, S-8A y S-15) en sectores distanciados.

Se indica también que el terreno presentaba una elevada permeabilidad y no estaba saturado, igualmente que no se descarta la posible presencia de circulaciones temporales de agua a través de las superficies de mayor permeabilidad, coincidiendo con épocas de lluvias intensas.

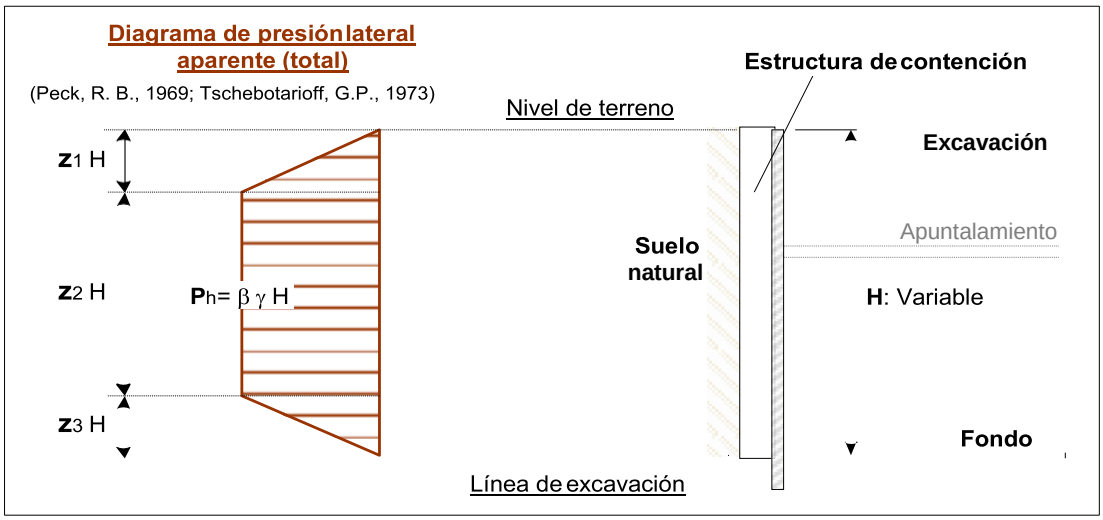


Figura 13. Modelo considerado para cálculo de empujes en muros atirantados.

En la Tabla 21 se presentan los coeficientes para cálculo de los empujes laterales en diagramas aparentes para el caso de muros apuntalados, según lo recomendado por *Peck, R. B. (1969)* y *Tschebotarioff, G.P. (1973)*:

Tabla 21. Coeficientes sugeridos para diagramas aparentes y cálculo de empujes.

Tipo de material	Z_1	Z_2	Z_3	β	Referencia
Suelo natural (Blando / Suelto)	0.00	1.00	0.00	0.65 K_{prom}	Peck (1969)
Relleno importado (Rígido / Denso)	0.10	0.70	0.20	0.25	Tschebotarioff (1973)

El coeficiente K_{prom} es el resultante de evaluar una tendencia entre los diagramas de empuje lateral promedios para el estado activo (K_A) y en reposo (K_0) del suelo. Para la condición general, se pueden evaluar las presiones laterales mediante la siguiente expresión (Peck et al. 1974):

Empuje lateral horizontal: $P_h = 0.65\ K\ \gamma\ H$ (constante en la altura total "H").

A partir del proceso constructivo de las estructuras, para elementos pre-excavados o con desplazamiento lateral del terreno[6] se sugiere emplear un coeficiente $K = K_A$, si no es el caso, se sugiere una condición crítica con $K = K_0$.

[6] Estado activo de empuje para un desplazamiento o cedencia del muro (entre el 0.1% y 2.0% de la altura).

8.3 Evaluación de Presiones del agua

En relación con las presiones del agua asociadas eventualmente a los flujos aislados que se reportaron en varios sondeos geotécnicos, se recomienda previamente efectuar trabajos para el monitoreo y seguimiento[7] de los sitios de las diferentes obras para validar una condición permanente y/o descartar una circulación temporal de las aguas durante periodos de lluvias.

En caso de verificarse una condición continua o de niveles freáticos según el reporte del estudio de suelos inicial (entre los 2.0 m y los 3.35 m de profundidad), se sugiere chequear las estructuras para subpresiones estáticas de mínimo 55 kPa en la base, para empujes hidrostáticos laterales al menos 240 kN/m por longitud unitaria de muro y una fuerza hidrodinámica (por efectos sísmicos) de al menos 360 kN/m por longitud de muro. Las presiones del agua se deberán validar de acuerdo con los niveles y las dimensiones reales de la cimentación y las estructuras (≈ -8.0 m) y los reportes actuales de los flujos de agua o niveles freáticos en la zona (≈ -2.0 m).

Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y/o despresurización. Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas.

En el numeral 11.7 de este informe, se presentan las recomendaciones generales para las obras de drenaje y/o despresurización de las aguas subterráneas en los muros y excavaciones, ante una eventual condición de niveles freáticos o flujos permanentes en las zonas de las estructuras.

8.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura

En las siguientes Tablas se indican los módulos de reacción horizontal (ksh) y vertical del suelo (ksv) sugeridos para el análisis estructural a carga lateral y efectos sísmicos de los puntos fijos considerando pantallas o muros de ancho entre los **1.0 m** y **4.0 m** y profundidades desde los 7.0 m y los 10.0 m. La longitud efectiva de los elementos dependerá del nivel de desplante considerado y la condición de confinamiento.

[7] Se sugiere previamente a la ejecución de las obras, la instalación de instrumentación geotécnica en los sectores de las estructuras, mediante piezómetros (tubería PVC perforada y profunda), para identificar niveles de agua permanentes.

Tabla 22. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para elementos Puntos fijos.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		B = 1.00 m	B = 2.00 m	B = 3.00 m	B = 4.00 m
-0.5	0.5	**43.9**	**27.3**	**24.7**	**23.4**
-1.5	1.5	**51.5**	**30.6**	**27.0**	**25.3**
-2.5	2.5	**56.9**	**32.9**	**28.7**	**26.5**
-3.5	3.5	**60.9**	**34.6**	**29.8**	**27.4**
-4.5	4.5	**64.3**	**36.0**	**30.7**	**28.1**
-5.5	5.5	**67.3**	**37.2**	**31.5**	**28.7**
-6.5	6.5	**69.9**	**38.3**	**32.2**	**29.2**
-7.5	7.5	**72.3**	**39.2**	**32.9**	**29.7**
-8.5	8.5	74.7	40.2	33.6	30.2
-9.5	9.5	76.8	41.1	34.2	30.7

Tabla 23. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para elementos Puntos fijos.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción vertical – ks vertical (MPa/m			
		B = 1.00 m	B = 2.00 m	B = 3.00 m	B = 4.00 m
-7.0	7	**93.6**	**47.4**	**32.0**	**24.2**
-8.0	8	**106.8**	**54.1**	**36.4**	**27.5**
-9.0	9	120.1	60.8	40.9	30.9
-10.0	10	133.4	67.5	45.4	34.3

Para facilidad de los cálculos y aproximación de la equivalencia del modelo de análisis estructural, se han considerado elementos cuadrados (ancho = largo), además de la conformación del terreno adyacente a los puntos fijos mediante un relleno granular seleccionado e importado (rígido / denso), a partir de las especificaciones indicadas en el numeral 11.3 del informe.

9 Sector Coliseo Menor (Reforzamiento)

A continuación, se presentan detalles de la condición actual del escenario y de los resultados de los análisis y los diseños geotécnicos preliminares de la cimentación efectuados para las obras requeridas de reforzamiento de la estructura del Coliseo menor.

9.1 Condición actual del terreno en este escenario

En la siguientes Fotografías se aprecian detalles generales de la condición actual del sitio perimetral y la estructura de este escenario.



Fotografía 10. Detalle de la condición actual del terreno perimetral al Coliseo menor.



Fotografía 11. Detalle de la condición actual del terreno perimetral al Coliseo menor.



Fotografía 12. Detalle de la condición actual de la estructura del Coliseo menor.

En los siguientes numerales se resumen los análisis geotécnicos para este sector.

9.2 Capacidad de carga para cimentación profunda

A partir de la información básica disponible de la exploración geotécnica realizada perimetral a este escenario, a continuación se presenta el resumen de resultados de la capacidad de carga sugerida para la estructura y diferentes condiciones de carga, evaluada para pilotes pre-excavados in-situ de sección circular, con elementos de diámetros entre los **0.80 m** y **1.40 m** e intervalos de profundidad entre los **11.0 m** y **15.0 m**, teniendo como referencia superficial el nivel superior del proyecto (±0.0 m)[8]; la longitud efectiva dependerá del nivel de desplante.

En las siguientes Tablas se resumen los resultados preliminares de los cálculos de la capacidad de carga admisible promedio de los pilotes individuales a carga axial y/o vertical de compresión (Q_{adm}) y a tracción o levantamiento (T_{adm}). Se incluye la reducción por el peso propio de los elementos.

Tabla 24. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Capacidad de carga axial** – **Q**adm promedio neta (kN)			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-11.0	11	425	622	856	1,127
-12.0	12	546	804	1,110	1,465
-13.0	13	664	981	1,358	1,795
-14.0	14	731	1,077	1,488	1,965
-15.0	15	802	1,179	1,627	2,146

Tabla 25. Capacidad de carga a Compresión de pilotes – Carga muerta + viva máxima ext.

Nivel (m)	**Long.** (m)	**Capacidad de carga axial** – **Q**adm promedio neta (kN)			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-11.0	11	536	788	1,086	1,432
-12.0	12	683	1,009	1,396	1,844
-13.0	13	828	1,225	1,699	2,248
-14.0	14	910	1,344	1,861	2,459
-15.0	15	998	1,470	2,033	2,684

[8] De acuerdo con la exploración geotécnica realizada (2014), el nivel de referencia de los sondeos fue la losa perimetral, a una aproximada cota de 1181.90 msnm.

Tabla 26. Capacidad de carga a Tracción de pilotes – Carga muerta + viva normal.

Nivel (m)	Long. (m)	Capacidad de carga axial – Tadm promedio neta (kN)			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-11.0	11	264	370	493	633
-12.0	12	300	419	556	711
-13.0	13	337	469	621	791
-14.0	14	375	520	686	873
-15.0	15	413	572	753	956

9.3 Asentamientos inmediatos esperados

Se estima preliminarmente que en los cimientos profundos que se dimensionen para las capacidades de carga y recomendaciones indicadas, los asentamientos máximos elásticos (Se) para las cargas axiales indicadas (en la condición de carga muerta y viva normal del análisis estático), estarán entre los **27 mm** y los **46 mm**, según el diámetro y la longitud de los elementos, los cuales ocurrirán principalmente durante la etapa de construcción de la estructura.

9.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura

En las siguientes Tablas se indican los módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) sugeridos para el análisis estructural a carga lateral y efectos sísmicos para pilotes de diámetros entre los 0.80 m y 1.40 m y profundidades desde los 11.0 m y los 15.0 m. La longitud efectiva de los elementos dependerá del nivel de desplante considerado y la condición de confinamiento.

Debido a los llenos antrópicos reportados en los sondeos geotécnicos realizados en la zona perimetral del Coliseo menor (presencia de terreno alterado, material orgánico o capa vegetal, despojos de construcción, antiguos elementos en concreto, etc.), se despreció el aporte de resistencia del suelo superficial, hasta una profundidad media estimada de los -5.0 m.

Tabla 27. Módulos de reacción horizontal del suelo (ksh) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-1.5	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-3.5	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción lateral – ks horizontal (MPa/m)			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-4.5	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0
-5.5	5.5	55.1	41.4	27.8	23.8
-6.5	6.5	162.3	126.0	87.0	76.9
-7.5	7.5	156.7	121.8	84.2	74.4
-8.5	8.5	171.9	133.5	92.2	81.4
-9.5	9.5	190.7	148.0	102.2	90.2
-10.5	10.5	197.5	153.5	106.1	93.7
-11.5	11.5	242.8	188.2	129.7	114.1
-12.5	12.5	253.8	197.0	135.8	119.6
-13.5	13.5	246.2	191.3	132.0	116.3
-14.5	14.5	251.9	196.0	135.2	119.1
-15.5	15.5	270.9	211.1	145.9	128.7

Tabla 28. Módulos de reacción vertical del suelo (ksv) para cimentación profunda.

Nivel (m)	Long. (m)	Módulos de reacción vertical – ks vertical (MPa/m			
		D = 0.80 m	D = 1.0 m	D = 1.20 m	D = 1.40 m
-11.0	11	156.0	125.7	105.2	90.6
-12.0	12	182.6	147.3	123.5	106.3
-13.0	13	201.8	163.1	136.8	117.8
-14.0	14	204.6	165.6	139.0	119.8
-15.0	15	215.3	174.5	146.7	126.5

Es importante mencionar que en los sondeos efectuados hacia el costado Norte del Coliseo se reportaron “losas de concreto” subsuperficiales entre los 1.60 m y 5.60 m de profundidad, aparentemente asociadas con una antigua estructura a desnivel o con elementos abandonados. Esta posible restricción se deberá tener en cuenta durante la ejecución de las obras de cimentación.

En los Anexos presentados al final del documento, se incluyen las memorias de los cálculos de la capacidad de carga de los elementos y los asentamientos del terreno para cada opción de cimentación.

10 Rampa de acceso – Muros laterales

10.1 Características de la estructura

En el sector de ingreso a la Unidad Deportiva por la Avenida Ferrocarril (costado Sur), se contempla una rampa de acceso en conexión con la estructura de parqueaderos mediante la reconformación del terreno actual, una losa de cubierta y la construcción de muros de confinamiento laterales, los cuales estarán apoyados a un nivel entre los -1.45 m y los -3.20 m (equivalente a la altura libre). En la siguiente Figura se aprecia una planta general de la cimentación.

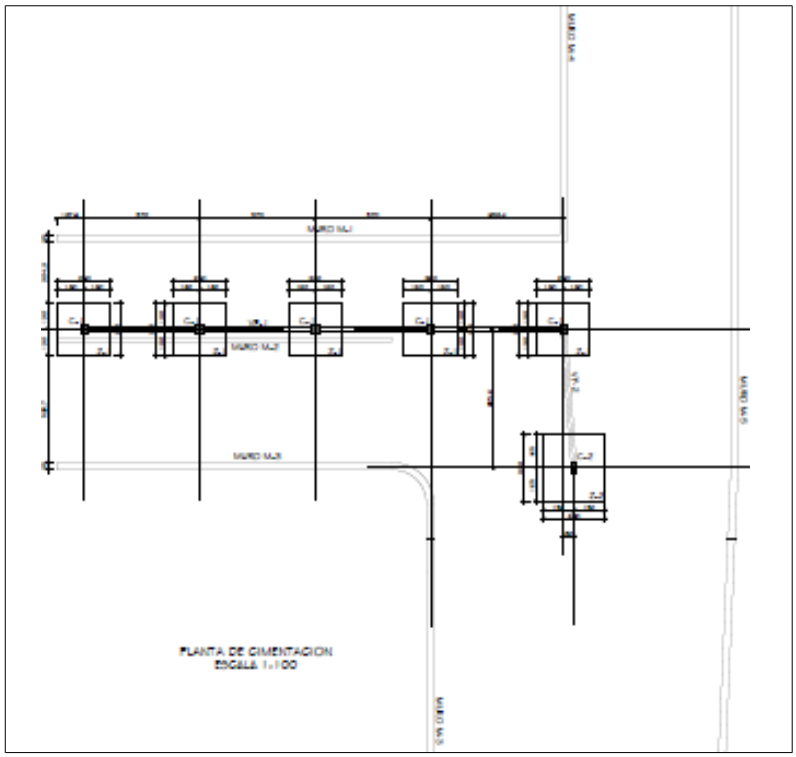


Figura 14. Planta esquemática de cimentación de rampa de acceso a parqueaderos.

El material de conformación para la rampa será el indicado en el numeral 11.3 de este informe, teniendo en cuenta el diseño y niveles arquitectónicos finales de la obra. A continuación, se presentan los resultados de los análisis geotécnicas iniciales y las recomendaciones para la cimentación de estas estructuras, evaluada como opción superficial por las características favorables del terreno en el sector y los niveles de desplante previstos.

10.2 Capacidad portante para cimentación superficial

Teniendo en cuenta las consideraciones para el confinamiento lateral del terreno de soporte de las estructuras o la nivelación con rellenos hasta la superficie de la rampa, a continuación se indica la capacidad portante admisible del suelo (q_{adm}) para cimientos superficiales de varias dimensiones (zapatas y cimientos corridos).

- Tipo de cimentación: Superficial – Zapatas cuadradas.
- Nivel de fundación: > **-1.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **250 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" (FS_{ICP} = 3.0)
  300 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria (FS_{ICP} = 2.50)
  200 kPa Carga muerta + viva normal + Sismo P-E (FS_{ICP} = 1.50)

- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: $\mathbf{k}_{sv}$ = 42.90 MPa/m.

- Tipo de cimentación: Superficial – Cimientos corridos.
- Nivel de fundación: > **-1.0 m** (respecto del nivel del terreno de apoyo).
- Capacidad portante admisible por condición:

  qadm = **190 kPa** Carga muerta + viva normal "CM+CVN" (FS_{ICP} = 3.0)
  230 kPa Carga muerta + viva máxima extraordinaria (FS_{ICP} = 2.50)
  130 kPa Carga muerta + viva normal + Sismo P-E (FS_{ICP} = 1.50)

- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: $\mathbf{k}_{sv}$ = 45.50 MPa/m.

El estrato de fundación para cimentación superficial debe corresponder con un suelo competente, sin presencia de llenos antrópicos ni materiales blandos, o considerar la conformación de un relleno de mejoramiento con material importado seleccionado.

10.3 Asentamientos inmediatos esperados

Para la opción de cimientos superficiales y las capacidades portantes indicadas (para carga muerta y viva normal), los asentamientos inmediatos esperados estarán entre los **10 mm** y **17 mm**, presentándose a corto plazo durante la ejecución de las obras.

10.4 Parámetros para la Interacción suelo-cimentación-estructura

Los módulos de reacción vertical evaluados para el suelo natural $\mathbf{k}_{sv}$ varían entre los 42.70 MPa/m y 43.10 MPa/m para zapatas cuadradas aisladas y entre 44.10 MPa/m y 46.30 MPa/m para cimientos corridos.

En el Anexo # 4 y Anexo # 6 de este documento, se presentan las memorias de cálculo de los análisis de la cimentación superficial.

11. Coliseo de Práctica de Gimnasia (Reforzamiento)

A continuación, se presentan detalles de la condición actual del escenario y de los resultados de los análisis y los diseños geotécnicos preliminares de la cimentación efectuados para las obras requeridas de reforzamiento de la estructura del Coliseo de Practica de Gimnasia.

11.1. Registro fotográfico de la condición actual

En la siguientes Fotos se aprecian detalles de la condición del terreno del escenario.



Fotografía 1. Detalle de la condición actual de las instalaciones y exteriores del Coliseo.



Fotografía 2. Detalle de la condición actual de las instalaciones y exteriores del Coliseo.

11.2 Caracterización geotécnica de información disponible

Según el Esquema A-01 del estudio inicial del 2014 (página 138 de 707), el sitio de la obra corresponde al área sur-oriental, adyacente al Edificio A-04 (Actual Coliseo), ver en el esquema de la Figura 1.

Los sondeos geotécnicos del estudio inicial realizados más próximos al sector del Coliseo de Gimnasia corresponden al S-15 (Diciembre del 2013), efectuado mediante taladro de perforación y avance a percusión-rotación hasta los 15 m de profundidad y con cota de terreno 1181.00 msnm, al igual que los C-2 y C-3 (Enero del 2014), correspondientes a calicatas o apiques superficiales, con un avance manual hasta los 1.20 m y 1.50 m de profundidad y cota promedio de terreno 1180.50 msnm.

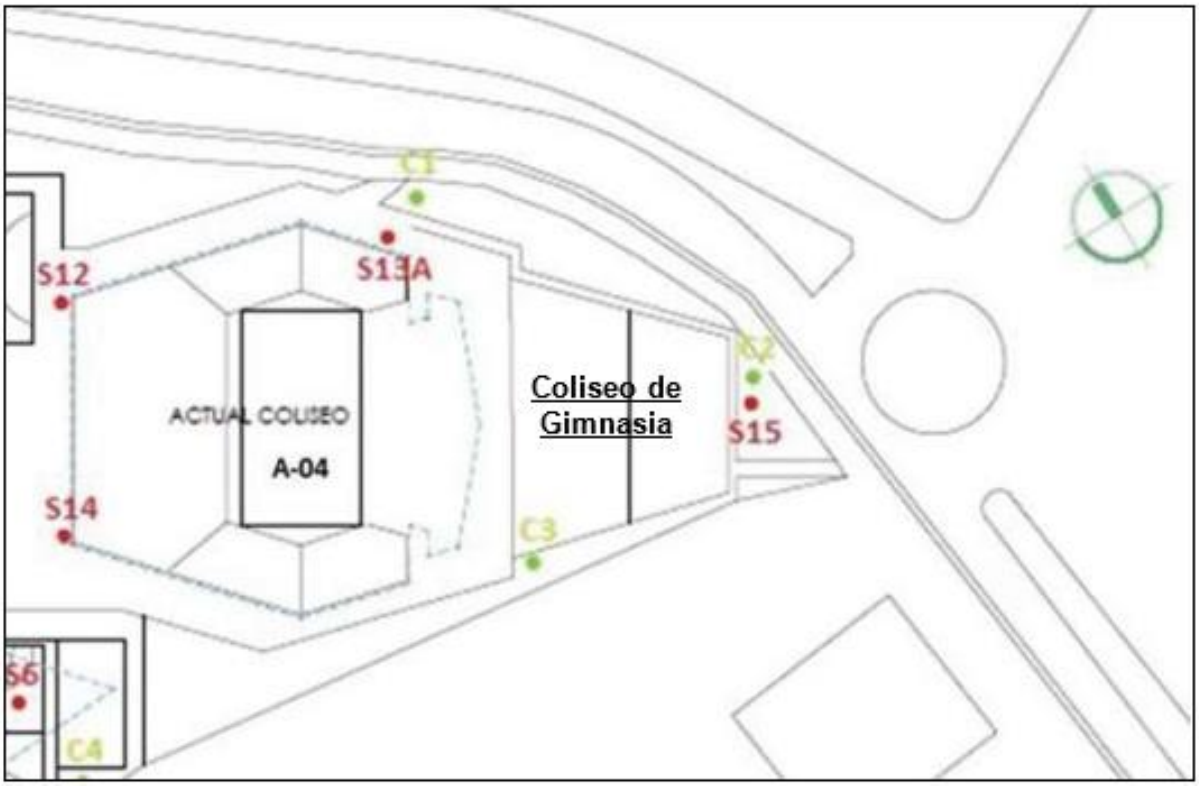


Figura 1. Planta general de la Unidad Deportiva "Calle 42" – Estudio de suelos del 2014.

En la Tabla 1 se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio de este sector.

Tabla 1. Resumen de parámetros de resistencia del estudio de suelos inicial (2014).

Sondeo (La 42)	**Muestra**	**Prof.** (m)	**USCS**	**Ensayo**	**P.U.H.** (kN/m3)	**q**u (kPa)	**C** (kPa)	**Phi** (°)
S-15	M-01	3.80 – 4.20	**CH**	CI, PUH	16.4	80	--	--
S-15	M-01	3.80 – 4.20	**CH**	C, PUH	15.6	--	--	--
S-15	M-02	6.20 – 6.60	**GP**	CI, PUH	17.6	100	--	--
S-15	M-02	6.20 – 6.60	**GP**	CD (**CU**)	18.6	--	50	22

En las siguientes Fotografías se aprecia el registro de detalles de los sitios de sondeo.





Fotografía 3. Fotos con detalles de los sondeos geotécnicos S-15 y C-3 en Tribunas (2014).

11.2.1 Estratigrafía general del terreno

Para el sector adyacente al Coliseo de Gimnasia, se definió la siguiente Estratigrafía (TYPSA, 2014):

Depósito antrópico (Qda)
Unidad de lleno antrópico, terreno alterado y capa vegetal, conformada por limo- arcillosos y arenosos color marrón con motas verdes y negras, materia orgánica y fragmentos de rocas (ígnea y metamórfica) de tamaños hasta máximo 12". En el sitio del sondeo se identificaron restos de materia orgánica hasta los 0.70 m; en general este estrato presenta una variación final hasta los 6.0 m de profundidad aproximada. El material puede presentar expansividad media-alta.

Cono aluvial de Ibagué (Qca)
Unidad asociada al Cono Aluvial, conformada por un depósito no consolidado de limos arcillosos y arenosos de color ocre y gris oscuro con proporciones variables de gravas de carácter ígneo y metamórfico, con fragmentos de tamaño máximo entre las 3" y 5" (15% y 20%). Estrato con tramos semi-consolidados, con un espesor de variación final aproximado hasta los 15.0 m de profundidad.

11.2.2 Aguas subterráneas

Durante los sondeos geotécnicos realizados en el estudio de suelos inicial (2014) de la Unidad Deportiva de la "Calle 42", se reportaron niveles freáticos aislados hacia los 3.00 m de profundidad en el sector del sondeo profundo adyacente al "Coliseo de Gimnasia" (S-15), asociados a flujos de aguas aparentemente en el depósito o lleno antrópico superficial; el periodo de registro fue cercano al 12 de Diciembre del año 2013. Durante el desarrollo de los trabajos de perforación mecfue necesario inyectar agua sin retorno; no se realizó la instalación de piezómetros para el monitoreo o verificación de los niveles de agua.

11.3 Espectro de diseño sismo resistente – NSR-10

11.3.1 Movimientos sísmicos

A partir del estudio de amenaza sísmica efectuado para actualizar el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997, Decretos 926 del 19 de marzo de 2010), se sugiere que el diseño sismo-resistente de la estructura se realice teniendo en cuenta un sismo con los coeficientes y parámetros presentados en la Tabla 2, definidos para el municipio de Ibagué, departamento de Tolima, y una zona de amenaza sísmica Intermedia (Regiones de amenaza 4, ver en la NSR-10 los mapas de las Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 y el Apéndice A-4).

Los movimientos sísmicos de diseño, representados por los coeficientes Aa y Av, fueron definidos para una probabilidad del 10% de ser excedidos en un lapso de 50 años (periodo de retorno promedio de 475 años).

Tabla 2. Parámetros para el diseño sismo-resistente de las estructuras.

Parámetro	Símbolo	Valores
Zona de Amenaza y Movimientos sísmicos (Regiones 4 – Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3, NSR-10)	--	Intermedia
Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño	A_a	0.20
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño	A_v	0.20
Coeficiente de aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada	A_e	0.15
Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño	A_d	0.08
Número medio de golpes del SPT en los estratos (En los 30 m superiores del perfil de suelo de sitio)	N	≥ 15
Clasificación del tipo de perfil de suelo * (Según el criterio del Velocidad de onda cortante)	--	**D**
Coeficiente de amplificación por aceleración en la zona de períodos cortos	F_a	1.40
Coeficiente de amplificación por aceleración en la zona de períodos intermedios	F_v	2.00
Coeficiente de Importancia – Grupo de uso II (Estructuras de ocupación especial: Escenarios, etc.)	I	1.10

**La determinación de un perfil de suelo tipo D (según los resultados de la sísmica de refracción y la velocidad de onda cortante Vs)[1], corresponde a la consideración de una cimentación sobre un estrato competente de materiales muy compactos, aislada superficialmente del lleno antrópico y terreno alterado existente superficialmente.*

El coeficiente de importancia (I) mínimo sugerido se plantea de acuerdo con lo indicado en el Capítulo A.2.5 del NSR-10, es decir, para el Grupo II – Estructuras de ocupación especial, el cual cubre estructuras (Graderías, Coliseos, etc.) en donde se pueden reunir una gran cantidad de personas al mismo tiempo. La administración municipal definirá el Grupo de uso final de las estructuras del proyecto, si se considerarán como Edificaciones de atención a la comunidad (Grupo III)[2].

11.3.2 Efectos locales

Los efectos locales (amplificación sísmica del suelo) y el espectro de respuesta para el diseño sismo resistente de las estructuras soportadas al nivel sub-superficial se pueden evaluar mediante el procedimiento de la NSR-10 (Título A, Capítulo A.2.4, Tabla A.2.4-2) para la amenaza sísmica de la región y un perfil de suelo promedio D, según los parámetros citados en el Capítulo A.2.4.3 y los datos disponibles (valores de Velocidad de onda cortante). Por lo anterior, los coeficientes de amplificación por efecto de sitio definidos son: Fa = 1.40 (para períodos cortos) y Fv = 2.0 (para períodos intermedios), ver en la NSR-10 las Figuras A.2.4-1 y A.2.4-2.

11.3.3 Consideraciones adicionales

Se sugiere seguir los lineamientos del Capítulo A.3.6.4.2 del reglamento NSR-10, el cual establece que: los elementos de cimentación (zapatas, pilotes, etc.) deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor que 0.25□Aa veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor solicitación entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en el Capítulo A.3.7.

11.4 Análisis y Diseños geotécnicos de cimentaciones

11.4.1 Metodologías de análisis y diseño

Los diseños geotécnicos preliminares se fundamentaron en los siguientes métodos de análisis y criterios asociados:

- ✓ Para cimentación superficial se utilizó la teoría de capacidad portante última sugerida

[1] Resultados de la velocidad media de la onda de cortante en el perfil superior de mínimo los 280 m/s para el Cono aluvial de Ibagué. Ver el estudio de suelos inicial (TYPSA, 2014).
[2] Según la NSR-10, Capítulo A.2.5, para un Grupo de uso III (Edificaciones de atención a la comunidad) el Coeficiente de importancia I sería de 1.25.

por Hansen, J. B. (1970) para la resistencia cortante de los suelos superficiales en una condición drenada (> 0º, C' > 0) y esfuerzos efectivos, y la aproximación dinámica planteada por Richards, R. et al. (1993). Los resultados se validaron mediante el método de Schmertmann, J.H. (1967).

- ✓ Para el cálculo de los asentamientos de los cimientos superficiales se empleó el procedimiento sugerido por Bowles, J. E. (1997) para asentamientos "inmediatos" a partir de la teoría de la elasticidad (parámetros elásticos) y las cargas actuantes.

11.4.2 Criterios de diseño y tipo de cimentación

La cimentación para la adecuación de la estructura debe satisfacer dos criterios independientes de diseño:

1) Debe tener un factor de seguridad aceptable contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación, y

2) El asentamiento durante la vida útil del proyecto no debe ser de una magnitud que cause daño estructural o afecte el nivel de calidad o de servicio de las diferentes estructuras.

La selección del tipo de cimentación más adecuado dependerá de las condiciones geotécnicas, las cargas que las estructuras transmiten al suelo, del asentamiento del terreno que las mismas puedan tolerar para garantizar el nivel de calidad, además del costo de las soluciones, el proceso constructivo en sitio, restricciones o interferencias, materiales disponibles y práctica local.

De acuerdo con las condiciones geotécnicas identificadas, características de las obras proyectadas y restricciones de espacio en el sitio por la estructura existente (actual), se sugiere evaluar una cimentación superficial con elementos tipo zapatas aisladas de geometría variable sobre un relleno de mejoramiento del terreno o concreto ciclópeo.

11.4.3 Capacidad portante para cimentación superficial

Teniendo en cuenta las condiciones del sector, a continuación se indica la capacidad portante admisible del suelo (qadm) para cimientos superficiales de varias dimensiones (zapatas).

- Tipo de cimentación: Superficial – Zapatas cuadradas (aisladas).
- Nivel de fundación: > -1.50 m (sobre mejoramiento del terreno).
- Capacidad portante admisible por condición:

qadm =	220 kPa	Carga muerta + viva normal "CM+CVN" (FSICP = 3.0)
	460 kPa	Carga muerta + viva máxima extraordinaria (FSICP = 2.50)
	150 kPa	Carga muerta + viva normal + Sismo P-E (FSICP = 1.50)

- Módulo de reacción vertical promedio del suelo: ksv = 21.80 MPa/m.

11.4.4 Asentamientos inmediatos esperados

Para la opción de cimientos superficiales y las capacidades portantes indicadas (carga muerta y viva normal), los asentamientos inmediatos esperados estarán entre 27 mm y 35 mm. En este caso, con una estructura existente que será intervenida (obras de demolición, adecuación y refuerzo), se esperarían asentamientos mínimos si la nueva estructura presenta cargas inferiores o muy similares a las actuales, por efecto de compensación de esfuerzos al terreno.

11.5. Recomendaciones generales

De acuerdo con la revisión de la información disponible del proyecto, a continuación se presenta algunas recomendaciones geotécnicas preliminares para la construcción de la cimentación del Coliseo de Gimnasia.

11.5.1 Adecuación del terreno

Los trabajos de adecuación del terreno dependerán del tipo de cimentación, los niveles arquitectónicos y de fundación de la estructura, la condición actual del sitio y las consideraciones geotécnicas del sitio. El proceso debe iniciar con el retiro de los llenos antrópicos, material orgánico, suelos blandos, escombros y despojos que se puedan identificar hasta los niveles requeridos, esto específicamente en las zonas de proyección sobre el terreno de los elementos de cimentación. Una vez sean retirados estos materiales el suelo de fundación final se deberá reconformar y compactar apropiadamente con equipo mecánico adecuado.

El espesor estimado del lleno antrópico superficial reportado en la exploración del sitio de la estructura varía entre los 0.70 m y 1.20 m aproximadamente. Si en las zonas a intervenir se requiere recuperar o elevar los niveles de cimentación por la presencia de llenos, suelos blandos, etc., se sugiere hacerlo por medio de rellenos seleccionados e importados, con un espesor de mínimo 1.0 m para el mejoramiento y/o aislamiento del suelo natural.

11.5.2 Excavaciones superficiales

Para las excavaciones requeridas de elementos de cimentación superficial hasta un nivel máximo de -1.50 m, específicamente en los sitios de llenos antrópicos y suelos de consistencia media (existentes), se puede evaluar la opción de efectuar cortes libres inclinados con taludes de pendiente menor a 1.0H : 1.0V (inclinación < 45°). Como opción se pueden plantear sistemas de contención temporales o de entibados provisionales, con el propósito de garantizar la estabilidad a mediano plazo de las áreas de trabajo.

11.5.3 Especificaciones para rellenos seleccionados

Como relleno estructural para el mejoramiento, o aislamiento de las condiciones del suelo natural, y para la reconformación o nivelación del terreno, se sugiere emplear materiales importados y seleccionados, limpios, de media a baja permeabilidad y plasticidad baja, bien

gradados, libres de contaminación orgánica, sustancias deletéreas, terrones de arcilla y sobretamaños (gravas gruesas, bloques, cantos, etc.). El material a emplear deberá cumplir con todas las especificaciones y características geomecánicas definidas por la norma INVIAS Artículo 311 para un Afirmado granular, por la norma INVIAS Artículo 320 para Subbase granular y/o por la norma INVIAS Artículo 220 para Terraplenes (suelos seleccionados). No se sugiere el uso de otros tipos de materiales (rocamuerta, recebo, etc.), por su heterogeneidad, la variabilidad de plasticidad, tamaños, finos y contenido orgánico, por lo que previamente se deberán validar los resultados de la caracterización y/o especificación para su aprobación. De acuerdo con las normas indicadas, se deberá garantizar un especial cumplimiento de los siguientes requisitos:

- ✓ Dureza (Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables).
- ✓ Limpieza (Limite líquido, Índice de plasticidad, Contenido de materia orgánica).
- ✓ Composición (Tamaño máximo y Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm).
- ✓ Resistencia (Capacidad de soporte de California – CBR).

El espesor mínimo a considerar para la conformación y compactación del material de relleno seleccionado inferior a las cimentaciones será de 100 cm, con el objeto de lograr el mejoramiento y/o aislamiento de las características geotécnicas de los suelos o terreno natural de fundación.

Estos rellenos se deberán conformar y compactar con equipos adecuados hasta alcanzar por lo menos el 90% de la máxima densidad seca determinada del ensayo Proctor Modificado (norma ASTM D-1557 o AASHTO T-180), en capas no mayores que 200 mm de espesor medidas en el material suelto; el espesor de las capas puede ser mayor, siempre que se compruebe que con los equipos disponibles se obtiene la densidad seca especificada. La humedad del material deberá mantenerse a tres (3) puntos de la óptima determinada en el ensayo Proctor Modificado, por la franja seca.

11.5.4 Manejo y control de las aguas superficiales

Debido a las características y susceptibilidad de los suelos subsuperficiales del sitio (limos arcillosos de plasticidad media a alta), se recomienda implementar obras para el apropiado manejo y control de todas las aguas lluvias y de escorrentía en la zona de las estructuras y su perímetro, en los taludes l y/o fondo de las excavaciones, y con ello minimizar posibles afectaciones del terreno y a las edificaciones adyacentes.

Se sugiere proyectar obras para la adecuada captación, conducción y entrega controlada de las aguas superficiales durante la etapa de excavación, evitando que las aguas se infiltren hacia los estratos subsuperficiales y originen cambios de su humedad natural. Se recomienda considerar un diseño hidrosanitario a partir de las características geotécnicas del suelo, la morfología y estructuras proyectadas.

Se sugiere un mantenimiento periódico apropiado de los sistemas de drenaje y obras temporales

(canales, filtros, sumideros, etc.), para así reducir la infiltración del agua lluvia y generación de excesos de presión de poros y pérdida de resistencia del suelo.

11.6. Consideraciones adicionales

11.6.1 Interferencias durante la construcción

De acuerdo con las características del proyecto, el entorno actual de la obra y el alcance de este concepto geotécnico, no se prevén requerimientos especiales para la protección de áreas adyacentes o predios vecinos (edificaciones, vías, etc.) durante los trabajos de excavación para la cimentación de la nueva estructura del Coliseo, ni recomendaciones particulares para la ejecución del sistema constructivo previsto. Es

importante garantizar previo al inicio de las obras una adecuada reconformación del terreno, en las zonas que en la actualidad se encuentran excavadas y/o expuestas.

11.6.2 Supervisión técnica de obra

Dadas las condiciones geotécnicas identificadas in situ, los trabajos contemplados y las soluciones sugeridas para la cimentación, se recomienda que la ejecución de las obras cuente con supervisión técnica permanente durante la construcción de las estructuras, según los lineamientos del Título I del NSR-10.

11.6.3 Requerimientos de Exploración del subsuelo complementaria

Para validación y/o ajuste de las recomendaciones geotécnicas preliminares emitidas, se requiere la ejecución de la exploración directa del subsuelo complementaria, la cual debe consistir de al menos dos (2) sondeos hasta una profundidad mínima de 15.0 m, incluyendo la caracterización geotécnica detallada y continua de todos los estratos de suelo según lo indicado en la NSR-10, mediante ensayos de identificación, resistencia y compresibilidad y la determinación de los propiedades / parámetros geomecánicos.

La información indicada, en conjunto con las cargas máximas o reacciones a nivel del terreno, ubicación y geometría de los apoyos, etc., es fundamental para validar los análisis y diseños geotécnicos finales de las cimentaciones de la estructura, además de ser parte integral de estudio geotécnico definitivo del proyecto.

12. Recomendaciones generales: Urbanismo y Estructuras

12.1 Adecuación del terreno

Los trabajos de adecuación del terreno dependerán del tipo de cimentación, los niveles arquitectónicos y de fundación de cada una de las estructuras, la condición actual del

sitio y las consideraciones geotécnicas del sitio. El proceso debe iniciar con el retiro de los llenos antrópicos, material orgánico, suelos blandos, escombros y despojos que se puedan identificar hasta los niveles requeridos, esto específicamente en las zonas de proyección sobre el terreno de los elementos de cimentación. Una vez sean retirados estos materiales el suelo de fundación final se deberá reconformar y compactar apropiadamente con equipo mecánico adecuado.

El espesor estimado del lleno antrópico superficial reportado en la exploración de los sitios de las estructuras varía entre los 1.0 m y 8.60 m aproximadamente (sectores Wushu y Coliseo menor). Si en las zonas a intervenir se requiere recuperar o elevar los niveles de cimentación por la presencia de llenos, suelos blandos, etc., se sugiere hacerlo por medio de rellenos seleccionados e importados según lo indicado en el numeral 11.3 de este informe, evaluando un espesor de mínimo 1.0 m para el mejoramiento y/o aislamiento del suelo natural.

Con el propósito de garantizar un adecuado confinamiento lateral y estabilidad de los elementos de cimentación de todas las estructuras proyectadas, se sugiere implementar el relleno, reconformación y compactación apropiada del terreno en las áreas excavadas existentes en la actualidad (sitio de obras abandonadas), empleando el material seleccionado importado que se ha recomendado.

12.2 Excavaciones superficiales

De acuerdo con los análisis de estabilidad realizados previamente para los taludes provisionales del proyecto (2014), para las excavaciones requeridas de elementos de cimentación superficial hasta un nivel máximo de -3.0 m, específicamente en los sitios de los llenos antrópicos y suelos de consistencia media (existentes), se puede evaluar la opción de efectuar cortes libres inclinados con taludes de pendiente menor a 1.0H : 1.0V (inclinación < 45°), implementando un aislamiento lateral con una berma superior o corona de un ancho horizontal mínimo de 1.50 m a 2.0 m (contra estructuras o predios vecinos). La ejecución de la excavación se podrá desarrollar mediante "cuñas" alternadas de longitud mínima 3.0 m y la construcción secuencial de las estructuras por tramos. Como opción se pueden plantear sistemas de contención o entibado provisionales, con el propósito de garantizar la estabilidad a mediano plazo de toda el área de trabajo.

12.3 Especificaciones para rellenos seleccionados

Como relleno estructural para la rampa de acceso, el mejoramiento, o aislamiento de las condiciones del suelo natural, y para la reconformación o nivelación del terreno, se sugiere emplear materiales importados y seleccionados, limpios, de media a baja permeabilidad y plasticidad baja, bien gradados, libres de contaminación orgánica, sustancias deletéreas, terrones de arcilla y sobretamaños (gravas gruesas, bloques, cantos, etc.). El material a emplear deberá cumplir con todas las especificaciones y características geomecánicas definidas por la norma INVIAS Artículo 311 para un *Afirmado granular*, por la norma INVIAS Artículo 320 para *Subbase granular* y/o por la norma INVIAS Artículo 220 para *Terraplenes (suelos seleccionados)*. No se sugiere el uso de otros tipos de materiales (rocamuerta, recebo, etc.), por su heterogeneidad, la variabilidad de plasticidad, tamaños, finos y contenido orgánico, por lo que previamente se deberán validar los resultados de la caracterización y/o especificación para su aprobación. De acuerdo con las normas indicadas, se deberá garantizar un especial cumplimiento de los siguientes requisitos:

- ✓ **Dureza** (Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables).
- ✓ **Limpieza** (Limite líquido, Índice de plasticidad, Contenido de materia orgánica).
- ✓ **Composición** (Tamaño máximo y Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm).
- ✓ **Resistencia** (Capacidad de soporte de California – CBR).

El espesor mínimo a considerar para la conformación y compactación del material de relleno seleccionado inferior a las cimentaciones será de 100 cm, con el objeto de lograr el mejoramiento y/o aislamiento de las características geotécnicas de los suelos o terreno natural de fundación. La rampa se conformará según el nivel final requerido.

Estos rellenos se deberán conformar y compactar con equipos adecuados hasta alcanzar por lo menos el 90% de la máxima densidad seca determinada del ensayo Proctor Modificado (norma ASTM D-1557 o AASHTO T-180), en capas no mayores que 200 mm de espesor medidas en el material suelto; el espesor de las capas puede ser mayor, siempre que se compruebe que con los equipos disponibles se obtiene la densidad seca especificada. La humedad del material deberá mantenerse a tres (3) puntos de la óptima determinada en el ensayo Proctor Modificado, por la franja seca.

La reconformación de los rellenos en taludes libres se deberá efectuar con una pendiente menor a 1.0H : 1.0V (inclinación < 45°), implementando un apropiado aislamiento lateral en la corona o el sector superior. Se sugiere realizar la protección superficial de los rellenos en los taludes, considerando un recubrimiento impermeable (malla-mortero, concreto lanzado, etc.) o mediante la conformación de una cobertura vegetal (mantos + lodo fertilizado, siembra, etc.), que minimice posibles procesos de erosión del terreno. En el Anexo # 7 se incluyen esquemas con las recomendaciones.

12.4 Conformación ideal de cimientos profundos

La separación ideal de centro a centro entre elementos de cimentación profunda adyacentes debe ser de 3 a 4 veces el diámetro (D) para capacidad de carga vertical por punta, y de 6 a 7 veces para capacidad por fricción del fuste, para evitar interferencia o reducción de la resistencia individual por efecto de grupo. La mínima separación sugerida en cualquier condición debe ser mayor o igual a 3.0 veces el diámetro; si no se lograr cumplir esta condición se deberá considerar la reducción de la resistencia por efecto de la eficiencia del grupo.

Para garantizar una adecuada transferencia de las cargas y la estabilidad de la cimentación, se sugiere una profundidad mínima de empotramiento de los pilotes en un estrato competente de 4 a 6 veces el diámetro del elemento o los 3.0 m, el menor valor que se presente durante la construcción.

El aislamiento lateral de la cimentación para el análisis a carga horizontal o como distancia de protección a bordes de talud, deberá ser en lo posible mayor o igual a 6.0 veces el diámetro para garantizar la capacidad de los elementos.

12.5 Sistema constructivo de cimentaciones

El procedimiento constructivo de las estructuras deberá cumplir los lineamientos del Capítulo H.8 del NSR-10. Las excavaciones para la construcción de los muros y elementos de cimentación definidos se deben realizar con equipo apropiado para avanzar en el tipo de material que se encuentre en la zona (suelos finos y gruesos medios, según se describen el numeral 3 de este informe).

Los trabajos se deben contratar con una firma especializada en soluciones geotécnicas de cimientos profundos y/o sistemas de contención. El Contratista determinará el mejor procedimiento de excavación y construcción de los cimientos, evaluando la necesidad de formaletas pérdidas o recuperables para la correcta ejecución de los trabajos. El Constructor definirá el proceso de construcción más óptimo para la ejecución de los diferentes elementos, teniendo en cuenta las consideraciones geotécnicas, las restricciones del sitio, disponibilidad del equipo y experiencia en trabajos similares.

Es fundamental tener las consideraciones básicas para localización adecuada de todos los ejes de las cimentaciones, muros y/o estructuras de contención para la construcción de elementos guía de las actividades de excavación. Otro aspecto primordial para la construcción del proyecto debe ser el control de calidad de los materiales y de los procesos de ejecución establecidos previamente para cada una de las actividades.

Es importante la instalación de instrumentación geotécnica para el seguimiento y monitoreo periódico de deformaciones o de los posibles desplazamientos del terreno, estableciendo puntos de control tanto en el contorno o perímetro como al interior de las excavaciones (en los taludes, corona o berma, fondo, muros de contención, elementos fijos en las vías, estructuras adyacentes, postes, etc.). Como medida básica de instrumentación se sugiere la instalación de mojones, estacas o pilastras y la determinación de puntos de referencia fijos o estables pre-existentes para realizar el control periódico (diario) con equipo topográfico durante los movimientos de tierra en los sitios de interés establecidos en la obra.

Una vez efectuada la verificación y control de las condiciones calidad de la obra según el diseño de las cimentaciones (ver consideraciones en el numeral 11.6 del informe), el Contratista procederá con la construcción de las estructuras según las obras programadas del proyecto.

12.6 Pruebas de integridad y de carga en pilotes

Se debe garantizar como aspecto primordial para la construcción del proyecto la ejecución de trabajos in-situ para la verificación, ajuste y/u optimización de los diseños de cimentaciones y como control de calidad de los elementos construidos.

Con el objetivo de reducir la incertidumbre inherente a los diseños de la cimentación por restricciones en la información geotécnica continua de cada sitio, la variabilidad del terreno y dificultades en los procesos constructivos, se recomienda la ejecución de ensayos de integridad y de carga durante la construcción de los cimientos en cada una las zonas. Con estas pruebas se busca optimizar los diseños disponibles y garantizar la calidad y continuidad de los elementos previstos.

A continuación se mencionan algunas características básicas de los ensayos dinámicos sugeridos para el control de calidad y ajustes de diseño de los cimientos profundos del proyecto.

- *Pruebas de Integridad (PIT[9]):* Son ensayos cualitativos y no-destructivos de baja deformación para evaluación de la continuidad estructural de los elementos (longitud) y la detección de daños o defectos significativos generados durante la construcción, como la presencia de materiales contaminantes en el concreto (por inestabilidad del terreno), grietas, hormigueros, etc. Se pueden realizar posterior a los 7 días de efectuada la fundición. Es un procedimiento rápido que permitir la prueba de cada elemento de cimentación en el sitio.

[9] Pile Integrity Test, PIT – ASTM D5882-07 Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing of Piles.

- *Pruebas de Carga Dinámica (DLT[10]):* Son ensayos cuantitativos que permiten verificar la capacidad de carga de los cimientos durante la etapa inicial de la construcción, de tal manera que es posible ajustar los diseños hacia una optimización de las obras. Además, proporcionan información sobre la distribución de la resistencia del elemento (por fricción y punta) y evalúa la integridad de la cimentación. Las pruebas requieren de una masa para el impacto (según diseño del ensayo) y de amortiguamiento de la cabeza de los elementos de cimentación.

Estas pruebas se pueden efectuar aleatoriamente o en donde se requiera verificar la calidad de los elementos ya construidos. Se recomienda realizar la mayor cantidad posible de ensayos de integridad PIT, y mínimo una (1) prueba de carga dinámica DLT según los diseños establecidos y restricciones existentes.

12.7 Drenaje de aguas subterráneas en muros y excavaciones

Con el propósito de minimizar los empujes laterales y subpresiones por las aguas de infiltración al suelo, se recomienda evaluar la implementación de un sistema de protección (drenes, membranas, láminas y/o recubrimientos), colocados al trasdós de los elementos de contención y en la base de las estructuras enterradas. Estos sistemas deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes de rellenos, terreno lateral o de fundación y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. De acuerdo con los niveles y dimensiones finales de la cimentación proyectada, las características geotécnicas del suelo y material de relleno, además de las condiciones de conducción y descarga factibles en la zona, se deberá implementar un diseño hidrosanitario eficiente de estos drenajes. Como opciones disponibles se sugiere evaluar la instalación de geodrenes (tipo vial + planar), geocompuestos alveolar para drenaje vertical, tuberías PVC perforadas (∅ ≥ 4") recubiertas por un material drenante tipo gravas gruesas (tamaños entre los ¾" y 4") y encapsuladas mediante un geotextil no tejido, etc. El diseño de estos sistemas debe considerar la posible presencia y fluctuación de niveles de aguas y las características de los suelos superficiales (limos arcillosos de plasticidad media a alta con arenas y gravas limo arcillosas de una permeabilidad estimada entre los 10^{-6} y 10^{-1} cm/s). La pendiente mínima de las líneas de conducción de las aguas debe ser del 1.0%; los traslapos serán de al menos 15 cm entre unidades de geocompuestos.

Debido a los posibles flujos de agua, se requerirá garantizar el abatimiento de las aguas del fondo de la excavación por medio de un apropiado sistema de bombeo temporal con equipos adecuados de caudal controlado. Como complemento para el bombeo, se recomienda captar las aguas por medio de pozos debidamente

[10] Dynamic Load Testing, DLT – ASTM D4945-08 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

distanciados y recubiertos con un material de filtro y drenante (geotextil NT 1600 o equivalente, gravas gruesas, etc.), para evitar la erosión interna o tubificación del terreno por el flujo y gradiente de las aguas subterráneas. Para la instalación de los pozos de bombeo se puede evaluar la opción de canecas metálicas (∅ ≥ 20") soldadas, ranuradas o perforadas en todo su perímetro, debidamente recubiertas con el material de filtro.

En la Figura 15 se aprecia un esquema general y típico de los sistemas de drenaje usuales para estructuras de contención en excavaciones. La implementación o validez dependerá del tipo de elementos proyectados y proceso constructivo. En el Anexo # 7 del documento se incluyen esquemas generales con las recomendaciones para las obras de adecuación del terreno.

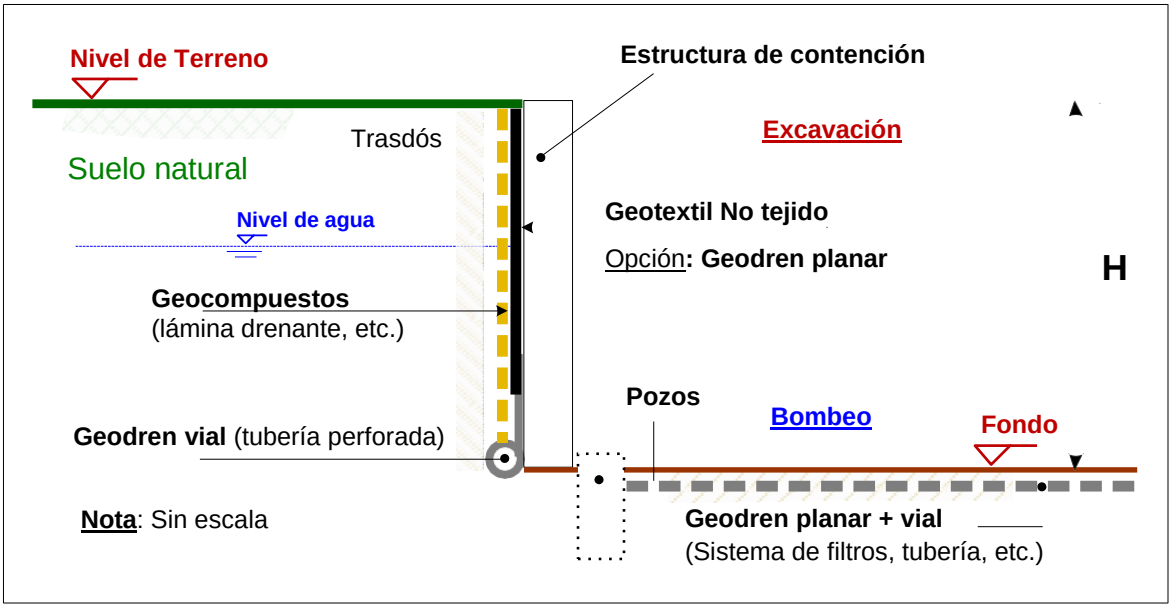


Figura 15. Esquema general y típico de los sistemas de drenaje de muros.

12.8 Muros internos, de cerramiento perimetral y escaleras

La capacidad portante admisible del suelo (q_{adm}) sugerida para el diseño inicial de la cimentación superficial de las estructuras de los muros interiores, de cerramiento o de escaleras, con un nivel de cimentación de mínimo los -0.50 m (sobre un relleno de mejoramiento y el suelo natural), será de **50 kPa** (0.50 kgf/cm^2) para una condición de carga muerta más carga viva normal; para cargas máximas en el escenario extraordinario de análisis del canal se podrán considerar **70 kPa** (0.70 kgf/cm^2).

Debido al movimiento de tierras previsto para la conformación de los muros, según los diseños arquitectónicos, prevalecerán las excavaciones y la reconformación del suelo de fundación con alivio de esfuerzos y menores presiones sobre el terreno para la condición final, por lo que se esperan asentamientos mínimos por compensación.

Por las diferencias de espesor y rigidez de los suelos subsuperficiales (limos y arcillas de consistencia variable), es probable que se presenten asentamientos diferenciales en los tramos donde haya sobrecargas, por tanto, se sugiere evaluar la consideración en el diseño de juntas de construcción y contemplar los elementos mediante concreto debidamente reforzado con especificaciones apropiadas.

12.9 Estructuras de pisos y pavimentos

Como recomendación básica inicial para la adecuación del terreno para las áreas de acceso, circulación peatonal y zonas de posibles parqueaderos internos del proyecto, se plantea un sistema multicapa granular y la conformación de una estructura de pavimento[11] mediante las opciones rígidas, articuladas y/o flexible, a partir de los niveles y las especificaciones arquitectónicas que sean establecidas para cada una de las áreas de los escenarios.

Evaluando las condiciones de tráfico y servicialidad general requeridas para las áreas de circulación peatonal y específicamente para los parqueaderos internos, por el tránsito usual de vehículos ligeros y esporádico de vehículos pesados (automóviles particulares, buses escolares o deportivos, camiones con dotaciones o equipos de mantenimiento, etc.), la estructura de pavimento debe cumplir unos criterios básicos de control de esfuerzos y deformaciones del suelo de subrasante o de soporte por las condiciones de uso.

Las consideraciones de diseño y chequeo preliminares fueron las siguientes:

- Áreas de circulación peatonal (senderos y/o andenes), accesos y zonas de parqueadero y maniobras de vehículos (livianos y para tráfico bajo). Aún no se dispone de la planta arquitectónica final del proyecto urbanístico.
- Circulación usual de vehículos livianos y esporádica de vehículos pesados de carga máxima de 8.2 toneladas (ejes equivalentes de 80 kN), de ejes simples.
- Retiro de la capa orgánica superficial y llenos antrópicos que se identifiquen en la zona, estimados aproximadamente en un espesor mínimo de 100 cm.

[11] Recomendaciones básicas generales según: *"Método simplificado para diseño de pavimentos en concreto (PCA, 1984)"*, *"Cartilla guía de diseño de pavimentos con bajos volúmenes de tránsito y vías locales para la ciudad de Bogotá D.C. (IDU, 2013)*, y *"Manual de diseño y construcción de componentes del Espacio Público (ICPC, 2003)"*.

- Suelos de Subrasante mediante limos arcillosos (MH, CH), de plasticidad media a alta y consistencia media, con un valor estimado de CBR promedio del 3.0%.
- Zonas de circulación peatonal y de parqueadero descubiertas, con elementos de confinamiento lateral apropiados, mediante bordillos o sardineles en concreto.

De acuerdo con las características geotécnicas del terreno explorado indicadas en el numeral 3, el tipo de tránsito y tráfico esperado, las estructuras de pavimento y pisos de las áreas del proyecto deberán estar constituidas por lo menos con la secuencia de capas indicadas en las siguientes Tablas.

Tabla 29. Estructura de pavimento mínima considerada para áreas Vehiculares.

Capas de la estructura	**Espesor de capa** (mm)	
	Opción 1	Opción 2
Losa de concreto de cemento Portland (MR de 4.20 MPa)	150	---
Carpeta de concreto asfáltico (HMA, MDC-2) + Liga	---	76
Base granular – Norma INVIAS Art. 330, al 100% PM	100	100
Subbase granular – Norma INVIAS Art. 320, al 95% PM	--	200
Relleno seleccionado (mejoramiento), al 90% PM	> 800	> 800
Compactación del suelo de Subrasante al 90% del PM	---	---

Tabla 30. Estructura de circulación mínima considerada para áreas Peatonales.

Capas de la estructura	**Espesor de capa** (mm)	
	Opción 1	Opción 2
Losa de concreto de cemento Portland (MR de 3.60 MPa)	120	---
Rodadura en Adoquín de arcilla (MR de 3.60 MPa)	---	60
Capa de arena gruesa y limpia (suelta)	---	40
Base granular – Norma INVIAS Art. 330, al 100% PM	100	100
Relleno seleccionado (mejoramiento), al 95% PM	> 800	> 800
Compactación del suelo de Subrasante al 90% del PM	---	---

La ejecución de cada una de las estructuras de pavimento sugeridas deberá cumplir con las Especificaciones generales de construcción de carreteras y las Normas de ensayo que sean aplicables establecidos por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). El "mejoramiento" del suelo natural existente corresponde con las recomendaciones

presentadas en el numeral 11.3, implementado una adecuada conformación y compactación de la subrasante y un relleno seleccionado de tipo estructural.

Para la recuperación o elevación de los niveles arquitectónicos de las áreas del proyecto, según las cotas del terreno o perfiles de rasante, se deberán emplear los materiales de relleno de acuerdo con las especificaciones indicadas.

Todas las losas de concreto de cemento Portland deberán estar reforzadas por lo menos con una malla electrosoldada de diámetro mínimo 6.0 mm y con separación de 15 cm x 15 cm. Las losas de las áreas vehiculares deberán contemplar doble malla de refuerzo (positivo y negativo), mientras que las de las áreas peatonales solamente una malla en el tercio inferior.

De acuerdo con la geometría de las superficies de rodadura en cada una de las áreas y estructuras existentes, se deberá garantizar una apropiada modulación de juntas de expansión, contracción y/o construcción (paños con una relación de ancho/largo de 1.40, separación máxima de 20 veces el espesor, bordes de ángulos rectos, etc.), según las condiciones de cada zona.

Los elementos de borde o confinamiento lateral que se requieren de las estructuras, deberán garantizar de una sección adecuada (10 cm x 20 cm), en concreto reforzado de una resistencia mínima a la compresión de los 21 MPa (3000 psi).

12.10 Manejo y control de las aguas superficiales

Debido a las características y susceptibilidad de los suelos subsuperficiales del sitio (limos arcillosos de plasticidad media a alta), se recomienda implementar obras para el apropiado manejo y control de todas las aguas lluvias y de escorrentía en la zona de las estructuras y su perímetro, en los taludes l y/o fondo de las excavaciones, y con ello minimizar posibles afectaciones del terreno y a las edificaciones adyacentes.

Se sugiere proyectar obras para la adecuada captación, conducción y entrega controlada de las aguas superficiales durante la etapa de excavación, evitando que las aguas se infiltren hacia los estratos subsuperficiales y originen cambios de su humedad natural. Se recomienda considerar un diseño hidrosanitario a partir de las características geotécnicas del suelo, la morfología y estructuras proyectadas.

Se sugiere un mantenimiento periódico apropiado de los sistemas de drenaje y obras temporales (canales, filtros, sumideros, etc.), para así reducir la infiltración del agua lluvia y generación de excesos de presión de poros y pérdida de resistencia del suelo.

13 Consideraciones adicionales

13.1 Interferencias durante la construcción

De acuerdo con las características del proyecto, el entorno actual de la obra y el alcance de este concepto geotécnico, no se prevén requerimientos especiales para la protección de áreas adyacentes o predios vecinos (edificaciones, vías, etc.) durante los trabajos de excavación adicionales para la cimentación de las nuevas estructuras (Tribunas, Wushu, Puntos fijos, Coliseo menor, etc.), ni recomendaciones particulares para la ejecución del sistema constructivo previsto. Es importante garantizar previo al inicio de las obras una adecuada reconformación del terreno, en las zonas que en la actualidad se encuentran excavadas y expuestas.

13.2 Supervisión técnica de obra

Dadas las condiciones geotécnicas identificadas in situ, las diferentes edificaciones contempladas y las soluciones sugeridas para la cimentación, se recomienda que la ejecución de las obras cuente con supervisión técnica permanente durante la construcción de las estructuras, según los lineamientos del Título I del NSR-10.

13.3 Requerimientos de información final

En esta etapa del proyecto, aún está pendiente el suministro de esquemas y planos definitivos de obra (plantas, cortes o alzadas, etc.) de cada una de las estructuras, con los niveles, ubicación exacta, etc., al igual que la arquitectura y urbanismo final con las alzadas de implantación en el proyecto.

La información indicada, en conjunto con las cargas máximas o reacciones a nivel del terreno, ubicación y geometría de los apoyos, etc., es fundamental para validar los análisis y diseños geotécnicos finales de las cimentaciones de las estructuras, además de la evaluación de la estabilidad global del terreno.

13.4 Limitaciones

Los análisis, diseños y recomendaciones contenidos en este informe se aplican únicamente para el proyecto en mención de acuerdo con las características de las obras, a la información secundaria disponible y a las condiciones geotécnicas allí identificadas. En caso de que se modifique el proyecto, o que durante la construcción se encuentren condiciones diferentes, se deberá verificar y evaluar la necesidad de realizar exploraciones y/o análisis y recomendaciones geotécnicas adicionales.

14 Anexos

ANEXO 1: ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN GENERAL DE LAS ÁREAS EVALUACIÓN Y OBRAS DEL PROYECTO

ANEXO 2: CORRELACIONES DE PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS Y DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL

ANEXO 3: MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA LA CIMENTACIÓN PROFUNDA

ANEXO 4: MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

ANEXO 5: MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIÓN PROFUNDA

ANEXO 6: MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

ANEXO 7: ESQUEMAS GENERALES DE RECOMENDACIONES DE ADECUACIÓN Y RECONFORMACIÓN DEL TERRENO

ANEXO 1

ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN GENERAL DE LAS ÁREAS EVALUACIÓN Y OBRAS DEL PROYECTO

ANEXO 2

CORRELACIONES DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS Y DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL

ANEXO 3

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA CIMENTACIÓN PROFUNDA

ANEXO 4

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

ANEXO 5

MEMORIA DE CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIÓN PROFUNDA

ANEXO 6

MEMORIA DE CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

ANEXO 7

ESQUEMAS GENERALES DE RECOMENDACIONES PARA ADECUACIÓN Y RECONFORMACIÓN DEL TERRENO

ANEXO 8

ESQUEMA DE LOCALIZACION DEL

COLISEO GIMNASIA Y SONDEOS

ANEXO 9

CORRELACIONES DE PARAMETROS Y DEFINICION DEL PERFIL COLISEO DE GIMNASIA

ANEXO 10

MEMORIA CALCULOS CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACION SUPERFICIAL COLISEO DE GIMNASIA

ANEXO 11

MEMORIA CALCULOS ASENTAMIENTOS CIMENTACION SUPERFICIAL COLISEO DE GIMNASIA

ANEXO 12

ESQUEMAS CON RECOMENDACIONES DE ADECUACION COLISEO DE GIMNASIA