

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

“DISEÑO GEOTÉCNICO DE CUATRO OBRAS: PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN PARA DESLIZAMIENTO EN COPALCHÍ, CARTAGO; ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD EXISTENTE Y PROPUESTA PARA CONTROL DE EROSIÓN DE LA RIBERA DE LA QUEBRADA NORBERTA, PARA SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE TANQUE DE AGUA POTABLE EN QUIRCOT, CARTAGO; DISEÑO DE MURO DE RETENCIÓN EN SUELO REFORZADO CON EL SISTEMA TERRAMESH VERDE, PARA EL TALUD DE CALLE PÚBLICA “EL ZANJÓN” EN GUAYABAL, SAN FRANCISCO, CARTAGO Y DETERMINACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD Y POTENCIAL DE LICUACIÓN CÍCLICA, MEDIANTE EL EMPLEO DE MÉTODOS DE CAMPO Y ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO, PARA EL SITIO DONDE SE CONSTRUIRÁ UN MÓDULO DE BODEGAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LIMÓN”

Trabajo final de investigación aplicada sometido a la consideración de la Comisión de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.

ALEXANDER MOLINA VILLALOBOS

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2021

Dedicatoria

A mi esposa e hijos, de quienes siempre he recibido muestras de apoyo incondicional para lograr las metas propuestas.

Agradecimiento

A los profesores del programa de posgrado en Ingeniería Civil, por haber brindado la oportunidad de compartir sus conocimientos científicos, los cuales fueron de vital importancia en el desarrollo de este proyecto.

“Este trabajo final de investigación aplicada fue aceptado por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica.”

Dr. Alberto Serrano Pacheco
Representante Decano Sistema de Estudios de Posgrado

M.Sc. Ana Monge Sandí
Directora de Tesis

M.Sc. Sergio Saénz Aguilar
Asesor

Mag. Marcia Cordero Sandí
Asesora

M.Sc. Oscar Calvo Carranza
Representante Director Programa de Posgrado en Ingeniería Civil

Alexander Molina Villalobos
Sustentante

Tabla de contenidos

Portada	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos	ii
Hoja de aprobación.....	iii
Tabla de contenidos.....	iv
Resumen	xi
Abstract	xii
Lista de tablas.....	xiii
Lista de figuras	xv
Lista de ecuaciones	xxi
Lista de abreviaturas.....	xxiv
CAPITULO I.....	1
1.1 Introducción.	2
1.1.1 Planteamiento del problema.	2
1.1.2 Objetivos.	6
1.1.3 Importancia.....	6
1.1.4 Alcance y limitaciones.	7
1.1.5 Metodología.....	7
1.2 Geología local del sitio objeto de estudio.	8
1.3 Exploración Geotécnica del sitio objeto de estudio.	13
1.4 Propuesta de estabilización.	30
1.4.1 Análisis de estabilidad de la terraza 1.	32
1.4.2 Análisis de estabilidad de la terraza 2.	33
1.4.3 Análisis de estabilidad de la propuesta.....	34

1.4.4	Optimización de la sección propuesta.	39
1.4.5	Análisis en esfuerzos efectivos para la sección propuesta.	42
1.5	Detalles de estructuras según propuesta de estabilización.	44
1.5.1	Dimensionamiento de muro de retención con refuerzo geotextil.	44
1.5.2	Estabilidad interna:	44
1.5.3	Capacidad soportante.	47
1.5.4	Estabilidad contra deslizamiento.	48
1.5.5	Estabilidad contra volcamiento.	49
1.5.6	Control de escorrentía superficial.	51
1.6	Conclusiones y recomendaciones.	57
1.6.1	Conclusiones.	57
1.6.2	Recomendaciones.	58
1.7	Anexos.	60
CAPITULO II.		61
2.1	Introducción.	62
2.1.1	Planteamiento del problema.	62
2.1.2	Objetivos.	62
2.1.3	Importancia.	63
2.1.4	Alcance y Limitaciones.	64
2.1.5	Metodología.	65
2.2	Aspectos teóricos de la propuesta de la estructura de retención.	66
2.2.1	Teoría de Empuje de Tierras de Coulomb.	66
2.2.2	Análisis de estabilidad de taludes mediante el método sueco.	69
2.2.3	Estimación de socavación general por el Método de Lischtván-Levediev.	71
2.2.4	Aspectos teóricos del tipo de estructura de retención a utilizar.	73

2.3	Características del proyecto.....	77
2.3.1	Caracterización del proyecto.	77
2.3.2	Resultados del estudio geotécnico.	80
2.3.3	Establecimiento del modelo geotécnico.....	81
2.3.4	Descripción geológica del sitio.	81
2.3.5	Propiedades de los materiales.	84
2.4	Diseño de la obra de retención.	84
2.4.1	Resultados del estudio de estabilidad de taludes.	84
2.4.2	Resultados del estudio de consolidación de suelos.....	88
2.4.3	Resultados del análisis de socavación general.....	89
2.4.4	Diseño de la obra.	90
2.5	Análisis de Resultados.....	94
2.6	Conclusiones y recomendaciones.....	97
2.6.1	Conclusiones.....	97
2.6.2	Recomendaciones.....	99
2.7	Anexos.....	102
CAPITULO III.....		169
3.1	Introducción.	170
3.1.1	Planteamiento del problema.	170
3.1.2	Objetivos.	170
3.1.3	Importancia.....	171
3.1.4	Alcance y Limitaciones.	172
3.1.5	Metodología.....	172
3.2	Aspectos teóricos de la propuesta de la estructura de retención.....	173
3.2.1	Teoría de Rankine de empuje de tierras.....	173

3.2.2	Análisis de estabilidad de taludes mediante el método sueco.	176
3.2.3	Estructuras de Suelo Reforzado con el sistema Terramesh verde...	179
3.2.4	El programa Macstars 2000.....	184
3.3	Características del proyecto.....	185
3.3.1	Resultados del estudio geotécnico.	187
3.4	Establecimiento del modelo geotécnico.	190
3.4.1	Descripción geológica del sitio.	191
3.4.2	Propiedades de los materiales.	192
3.5	Diseño de la estructura de Terramesh Verde.....	195
3.5.1	Metodología de Cálculo.	195
3.5.2	Resultados del estudio de estabilidad para el talud en su condición actual, caso estático y dinámico.	196
3.5.3	Resultados del estudio de estabilidad para el talud en su condición de construcción, caso estático y dinámico.....	199
3.5.4	Resultados del estudio de estabilidad para el talud, con la presencia de la estructura de Terramesh Verde y factores de seguridad de esta, caso estático y dinámico.	201
3.6	Análisis de resultados.	207
3.7	Documento de especificaciones técnicas.....	212
3.7.1	Especificaciones Técnicas Sistema Terramesh Verde.	212
3.7.2	Geotextil	214
3.7.3	Material de relleno seleccionado	215
3.7.4	Ejecución.....	215
3.7.5	Método de medición.	218
3.7.6	Certificación del fabricante.	218
3.8	Conclusiones y Recomendaciones.	219

3.8.1	Conclusiones.....	219
3.8.2	Recomendaciones.....	221
3.9	Anexos.....	223
CAPITULO IV	237
4.1	Introducción	238
4.1.1	Planteamiento del problema.....	238
4.1.2	Objetivos.....	240
4.1.3	Importancia.....	241
4.1.4	Alcance y Limitaciones.....	242
4.1.5	Metodología.....	243
4.2	Aspectos teóricos del análisis de susceptibilidad y potencial de licuación. 245	
4.2.1	Concepto y generalidades.....	245
4.2.2	Licuación Cíclica.....	246
4.2.4	Caracterización del depósito.....	250
4.2.5	Condiciones iniciales de esfuerzo y deformación.....	255
4.2.6	Características de la magnitud del sismo.....	257
4.2.7	Análisis de licuación.....	258
4.2.8	Alternativas de cimentación en suelos potencialmente licuables.....	281
4.2.9	Métodos para mejoramiento del suelo del sitio.....	286
4.3	Características del proyecto.....	295
4.3.1	Caracterización del proyecto.....	295
4.3.2	Resultados del estudio geotécnico.....	296
4.3.3	Descripción geológica-geotécnica del sitio.....	300
4.3.4	Propiedades de los materiales.....	302
4.4	Análisis de susceptibilidad a la licuación del material de sitio.....	303

4.4.1	Granulometría	304
4.4.2	Influencia del contenido de finos.....	305
4.4.3	Densidad relativa (D_R).....	305
4.4.4	Análisis de susceptibilidad a la licuación del material de sitio.	307
4.5	Análisis del potencial de licuación del suelo de sitio.....	307
4.5.1	Análisis Comparativo de métodos para el cálculo del potencial de licuación.	307
4.5.2	Estimación del factor de resistencia cíclica (CRR) según el método del Código Japonés de Puentes.....	312
4.5.3	Estimación del factor de resistencia cíclica (CRR), factor de demanda cíclica (CSR) y factor de seguridad contra licuación según el método de Seed e Idriss. 313	
4.5.4	Estimación del factor de demanda cíclica (CSR) según el método de Análisis de Respuesta de Sitio (ARS).....	323
4.5.5	Estimación del factor de demanda cíclica (CSR) según el método de Tokimatsu y Yoshimi.	332
4.5.6	Comparación de resultados obtenidos para el factor CSR.	333
4.6	Análisis del sistema de fundación para la estructura a construir.	335
4.6.1	Análisis comparativo de métodos para mejoramiento de suelos como alternativa de fundación de la estructura.	335
4.6.2	Análisis comparativo de métodos para cimentación de la estructura a construir en sitio.	338
4.7	Dimensionamiento del sistema de fundación para la estructura a construir. 343	
4.7.1	Cálculo de la resistencia y número de pilotes requeridos.	343
4.7.2	Proceso constructivo.	348
4.7.3	Perforación.....	349

4.7.4	Colocación del concreto.	349
4.7.5	Colocación de la armadura.	351
4.7.6	Equipos.	352
4.7.7	Materiales.	352
4.7.8	Ensayos de calidad.	352
4.7.9	Estimación del costo de los pilotes preexcavados.	353
4.7.10	Viabilidad de la construcción de la obra de cimentación.	354
4.8	Análisis de resultados.	355
4.9	Documentos complementarios.	360
4.9.1	Plano constructivo.	360
4.9.2	Especificaciones técnicas.	360
4.9.3	Lista de verificación para ingeniero inspector.	374
4.10	Conclusiones y Recomendaciones.	376
4.10.1	Conclusiones.	376
4.10.2	Recomendaciones.	377
4.11	Anexos.	379
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	383

Resumen

El deslizamiento de Copalchí, Cartago, ocurrido en el año 2012, destruyó la vía de comunicación existente entre las localidades de Copalchí y Quebradilla, ambas pertenecientes al Cantón de Cartago. Mediante estudios de campo desde el punto de vista geológico y geotécnico, así como mediante análisis de estabilidad de taludes, se logra proponer una solución óptima para el problema antes mencionado.

En la localidad de Quircot, Cartago, se ubica un tanque de almacenamiento de agua potable, el cual pertenece a la Municipalidad de Cartago. Actualmente tal estructura no está en uso. Se proyecta el diseño de una obra de control de erosión, cuyo nivel de desplante se establecerá con base en el perfil de socavación del cauce.

En el costado norte de la calle pública conocida como “El Zanjón” en la localidad de El Guayabal, San Francisco, Cartago, se presentó un deslizamiento a un lado de la calle pública, durante el mes de octubre del año 2016, debido a las intensas precipitaciones acaecidas durante la temporada lluviosa. Se propone la construcción de un elemento de retención, el cual daría estabilidad y seguridad al talud de esta carretera. Se propone el empleo de Terramesh Verde el cual es un sistema modular ecológicamente amigable, utilizado para formar una cara de vegetación (verde) en suelo reforzado y terraplenes.

La Dirección General de Aviación Civil, pretende la construcción de un módulo de bodegas, utilizadas para protección de aeronaves, en el Aeropuerto Internacional de Limón, en la provincia de Limón, Cantón Limón, Distrito Limón, aproximadamente a 5 km al sur del centro de la ciudad, carretera a Cahuita, sobre ruta Nacional N° 36.

Se realiza el estudio de la susceptibilidad a la licuación cíclica mediante el análisis de las propiedades del suelo, mientras tanto el análisis del riesgo por licuación será efectuado mediante la aplicación de un método determinístico.

Con la información anterior, se hará el diseño de la cimentación profunda, con el objetivo de alcanzar la carga admisible requerida por la obra.

Abstract

The Copalchí landslide, Cartago, which occurred in 2012, destroyed the existing communication route between the towns of Copalchí and Quebradilla, both belonging to the Canton of Cartago. Through field studies from the geological and geotechnical point of view, as well as through slope stability analysis, it is possible to propose an optimal solution for the aforementioned problem.

In the town of Quircot, Cartago, a potable water storage tank is located, which belongs to the Municipality of Cartago. This structure is currently not in use. The design of an erosion control work is projected, the foundation level will be established based on the undermining profile of the channel.

On the north side of the public street known as “El Zanjón” in the town of El Guayabal, San Francisco, Cartago, a landslide occurred on one side of the public street, during the month of October 2016, due to the intense rainfall during the rainy season. The construction of a containment element is proposed, which would give stability and security to the slope of this road. The use of Green Terramesh is proposed, which is an ecologically friendly modular system, used to form a face of vegetation (green) in reinforced soil and embankments.

The General Directorate of Civil Aviation, intends to build a warehouse module, used for aircraft protection, at the Limón International Airport, in the province of Limón, Cantón Limón, Distrito Limón, approximately 5 km south of downtown the city, highway to Cahuita, on National Route N° 36.

The study of the susceptibility to cyclical liquefaction is carried out by analyzing the properties of the soil, meanwhile the risk analysis by liquefaction will be carried out by applying a deterministic method.

With the information above, the design of the deep foundation will be made, with the objective of reaching the admissible load required by the work.

Lista de tablas

Tabla 1. Resultados de ensayos con el Torquímetro de Torvane.	18
Tabla 2. Resistencia al corte no drenado de suelos cohesivos según.....	23
Tabla 3. Cohesión no drenada del suelo del sitio objeto de estudio según el parámetro NSPT obtenido en cada ensayo según los datos de la Tabla 2.	23
Tabla 4. Valores de cohesión para factores de seguridad unitarios en cuatro taludes cercanos al sitio del deslizamiento.	29
Tabla 5. Longitud de capas de geotextil.....	46
Tabla 6. Factores de Seguridad Mínimos para el análisis de muros de retención según el Código de Cimentaciones de Costa Rica.	47
Tabla 7. Simbología para modelo geotécnico	82
Tabla 8. Parámetros de las capas de suelo según modelo geotécnico.	84
Tabla 9. Resultados de estudio de estabilidad para superficies de falla tomadas antes de la ubicación de la estructura del tanque y la Quebrada Norberta.....	85
Tabla 10. Datos de socavación general obtenidos.....	89
Tabla 11. Factores de seguridad obtenidos para la estructura de retención.	93
Tabla 12. Parámetros de resistencia de las capas de suelo según modelo geotécnico.	194
Tabla 13. Factores de seguridad obtenidos para la estructura de retención.	202
Tabla 14. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martin, 2000).....	253
Tabla 15. Correcciones de SPT modificadas por Robertson y Wride (1998)	263
Tabla 16. Valores de ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo según CCCR.	283
Tabla 17. Máximo límite de valores SPT, CPT, PMT luego de Compactación Dinámica.....	288
Tabla 18. Valores de n recomendados para distintos tipos de suelos.....	289
Tabla 19. Propiedades de los materiales.	302
Tabla 20. Correlación NSPT y DR según Hunt (1984)	305
Tabla 21. Estimación de CRR por el método del Código Japonés de Puentes. ..	312
Tabla 22. Resumen de resultados obtenidos por el programa LiqSVs	320

<i>Tabla 23. Comparación de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, por cada perforación.</i>	320
<i>Tabla 24. Factor CSR según el programa LiqSVs.</i>	323
<i>Tabla 25. Valor de Vs para las perforaciones efectuadas en sitio.</i>	326
<i>Tabla 26. Valores para el factor CSR programa Deepsoil.</i>	331
<i>Tabla 27. Valores de factor CSR según metodología de Tokimatsu y Yoshimi ...</i>	332
<i>Tabla 28. Valores de factor CSR.</i>	333
<i>Tabla 29. Valores de factor de seguridad contra la licuación.</i>	334
<i>Tabla 30. Características de la suspensión.</i>	362
<i>Tabla 31. Lista de verificación para ingeniero inspector.</i>	375

Lista de figuras

Figura 1. Ubicación del deslizamiento en parte de la hoja Caraigres.	2
Figura 2. Vista parcial del deslizamiento.	3
Figura 3. Vista parcial de la vía de comunicación afectada por el deslizamiento.	4
Figura 4. Reproducción de la figura 2, de la referencia 1.	5
Figura 5. Vista de la geología del lugar, cerca de la zona del deslizamiento.	9
4. Figura 6. Cenizas de Debris Flow.	9
Figura 7. Contacto entre Debris Flow y Tobas.	10
Figura 8. Trazo aproximado de la superficie deslizada.	11
Figura 9. Fallas aparentes presentes en el deslizamiento.	12
Figura 10. Curvas de nivel a cada metro del sitio del deslizamiento.	14
Figura 11. Secciones transversales trazadas para el análisis de estabilidad.	15
Figura 12. Ensayo de penetración normal en la corona del talud.	16
Figura 13. Ensayo de penetración normal en el cuerpo del talud.	16
Figura 14. Ensayo de penetración normal en la base del talud.	17
Figura 15. Ensayo con torquímetro para muestras en tubos Lainer.	17
Figura 16. Ubicación de ensayos SPT.	18
Figura 17. Interpretación de los resultados del ensayo No 1.	19
Figura 18. Detalle de muestra obtenida en la perforación 2, a 6 m de profundidad.	21
Figura 19. Interpretación de los resultados del ensayo No 2.	22
Figura 20. Vista del sitio de deslizamiento el día 21 de enero 2010.	24
Figura 21. Proyección de la curva de nivel 105 en forma paralela al trazo del camino.	25
Figura 22. Vista del sitio de deslizamiento el día 13 de febrero 2012.	25
Figura 23. Vista del sitio de deslizamiento el día 08 de junio de 2013.	26
Figura 24. Propuesta de sección transversal antes de la ocurrencia del deslizamiento.	26
Figura 25. Taludes ubicados en las cercanías de ocurrencia del deslizamiento.	27
Figura 26. Análisis retrospectivo del talud.	28
Figura 27. Taludes utilizados para retro análisis.	29

Figura 28. Geometría propuesta para la estabilización del talud.....	31
Figura 29. Análisis de estabilidad terraza 2.....	34
Figura 30. Iteración 1. Factor de seguridad 1,85.....	35
Figura 31. Iteración 2. Factor de seguridad 1,56.....	36
Figura 32. Iteración 3. Factor de seguridad 1,48.....	36
Figura 33. Iteración 4. Factor de seguridad 1,39.....	37
Figura 34. Iteración 5. Factor de seguridad 1,26.....	37
Figura 35. Iteración 6. Factor de seguridad 1,29.....	38
Figura 36. Resumen de factores de seguridad obtenidos en cada iteración.	39
Figura 37. Geometría optimizada para la estabilización del talud.....	40
Figura 38. Análisis de estabilidad contra la falla global y del grupo de terrazas. ...	41
Figura 39. Círculo de Mohr mediante el cual se obtiene el parámetro C'	42
Figura 40. Análisis de estabilidad global en esfuerzos efectivos.	43
Figura 41. Detalle de muro de tierra armada.....	50
Figura 42. Detalle de drenaje posterior al muro.	51
Figura 43. Microcuencia para la estimación del caudal para contracunetas.....	52
Figura 44. Ubicación de contracunetas.	56
Figura 45. Ubicación de la estructura en parte de la Hoja Iztarú.	64
Figura 46. Mecanismo de empuje de suelos según Coulomb en suelos friccionantes.....	66
Figura 47. Mecanismo de empuje de suelos según Coulomb en suelos cohesivos y friccionantes.....	67
Figura 48. Procedimiento de las dovelas de Fellenius.	70
Figura 49. Topografía del sitio objeto de estudio.....	78
Figura 50. Sección A.....	79
Figura 51. Sección B.....	79
Figura 52. Sección C.	80
Figura 53. Valores de N_{spt} en cada sondeo efectuado.....	81
Figura 54. Modelo geotécnico.....	82
Figura 55. Parte del mapa geológico y cortes transversales de la Hoja Istarú.	83

Figura 56. Superficie de falla crítica para la zona ubicada antes de la ubicación del tanque y la Quebrada Norberta.....	87
Figura 57. Superficie de falla crítica entre el sitio de ubicación del tanque y la Quebrada Norberta.	88
Figura 58. Datos de entrada para estimación de socavación general.	89
Figura 59. Perfiles de socavación general obtenidos.	90
Figura 60. Ubicación de estructura de retención.	91
Figura 61. Sección de muro de gaviones utilizada en el análisis de factores de seguridad.....	92
Figura 62. Representación de los estados activo y pasivo de Rankine en un punto de un terreno con superficie libre horizontal con tensión vertical σ_z	174
Figura 63. Aparición de empujes negativos (grietas) debido a la cohesión.	176
Figura 64. Procedimiento de las dovelas de Fellenius.	178
Figura 65. Esquema del sistema Terramesh Verde.	180
Figura 66. Esquema de la intertrabazón de la malla con el suelo.	182
Figura 67. Topografía actual del sitio objeto de estudio.	186
Figura 68. Sección 0+30.	187
Figura 69. Ubicación de ensayos SPT.	188
Figura 70. Ensayos SPT efectuados.....	188
Figura 71. Resultados de ensayos SPT efectuados.....	189
Figura 72. Columna Estratigráfica.....	190
Figura 73. Ubicación del sitio objeto de estudio en el mapa geológico del Cantón de Cartago.....	191
Figura 74. Trazo de círculo de Mohr para el suelo de fundación para obtener parámetros efectivos.....	193
Figura 75. Modelo Geotécnico para diseño de estructura Terramesh Verde.....	195
Figura 76. Análisis de estabilidad del talud en su condición actual para el caso estático.	197
Figura 77. Análisis de estabilidad del talud en su condición actual para el caso dinámico.	198

Figura 78. Análisis de estabilidad del talud en su condición de construcción para el caso estático.....	199
Figura 79. Análisis de estabilidad del talud en su condición de construcción para el caso dinámico.....	200
Figura 80. Factores de seguridad del muro de retención en la condición estática.	203
Figura 81. Factores de seguridad del muro de retención en la condición dinámica.	203
Figura 82. Factor de seguridad contra la falla global en la condición estática.	204
Figura 83. Factor de seguridad contra la falla global en la condición dinámica. ..	205
Figura 84. Factor de seguridad para la estabilidad interna en la condición estática.	206
Figura 85. Factor de seguridad para la estabilidad interna en la condición dinámica.	206
Figura 86. Paso 1 y 2 para instalación del sistema Terramesh	216
Figura 87. Paso 3 y 4 para instalación del sistema Terramesh Verde.....	216
Figura 88. Paso 5 y 6 para instalación del sistema Terramesh Verde.....	217
Figura 89. Paso 7 y 8 para instalación del sistema Terramesh Verde.....	217
Figura 90. Sección de muro de Terramesh Verde.....	220
Figura 91. Ubicación del Aeropuerto Internacional de Limón.	238
Figura 92. Ubicación propuesta para ensayos SPT.	244
Figura 93. Proceso de pérdida de resistencia al esfuerzo cortante durante el fenómeno de licuación.	245
Figura 94. Trayectorias de esfuerzos desarrolladas durante el proceso de licuación.....	246
Figura 95. Reducción de la rigidez del suelo durante la aplicación de una carga cíclica.....	247
Figura 96. Variación del esfuerzo efectivo en función del tiempo durante la aplicación de una carga cíclica.	248
Figura 97. Granulometría de algunos suelos que han sufrido licuación (Henríquez, 2007).	251

Figura 98. Criterio Chino Modificado.	252
Figura 99. Concepto de densidad relativa.	255
Figura 100. Curva base para SPT para magnitudes de $M_w = 7,5$	259
Figura 101. Equipo para ensayo de columna resonante.	278
Figura 102. Densificación durante el proceso de impactos.	290
Figura 103. Proceso constructivo de las columnas de grava.	294
Figura 104. Ubicación de ensayos SPT.	295
Figura 105. Vista parcial de los ensayos SPT.	297
Figura 106. Vista parcial de las muestras obtenidas en los ensayos SPT.	297
Figura 107. Resultados de los ensayos SPT.	298
Figura 108. Curvas granulométricas por cada sondeo exploratorio.	299
Figura 109. Modelo geotécnico para análisis de licuación.	303
Figura 110. Granulometría del material de sitio.	304
Figura 111. Susceptibilidad a la licuación del material de cada ensayo.	306
Figura 112. Matriz de decisión para elección de método para estimar el potencial de licuación.	309
<i>Figura 113. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 6,5.</i>	<i>314</i>
<i>Figura 114. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 6,5.</i>	<i>315</i>
<i>Figura 115. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 7.</i>	<i>316</i>
<i>Figura 116. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 7.</i>	<i>317</i>
<i>Figura 117. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 8,5.</i>	<i>318</i>
<i>Figura 118. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 8,5.</i>	<i>319</i>
<i>Figura 119. Gráfica comparativa de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, para la perforación 1.</i>	<i>321</i>
<i>Figura 120. Gráfica comparativa de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, para la perforación 2.</i>	<i>322</i>
<i>Figura 121. Ubicación de las estaciones con registro del sismo del 22 de abril de 1991.</i>	<i>324</i>
<i>Figura 122. Registro del sismo del 22 de abril de 1991.</i>	<i>325</i>

<i>Figura 123. Curva de mejor ajuste para Vs según el ensayo SPT 1.</i>	<i>327</i>
<i>Figura 124. Curva de mejor ajuste para Vs según el ensayo SPT 2.</i>	<i>327</i>
<i>Figura 125. Perfil para análisis según el ensayo SPT1.</i>	<i>328</i>
<i>Figura 126. Perfil para análisis según el ensayo SPT2.</i>	<i>329</i>
<i>Figura 127. Factor CSR según el ensayo SPT1.....</i>	<i>330</i>
<i>Figura 128. Factor CSR según el ensayo SPT2.....</i>	<i>330</i>
<i>Figura 129. Matriz de decisión para métodos de mejoramiento de suelo.</i>	<i>337</i>
<i>Figura 130. Matriz de decisión para métodos de cimentación de la estructura a construir en sitio.....</i>	<i>341</i>
<i>Figura 131. Sección típica de pilote a construir en sitio.....</i>	<i>343</i>
<i>Figura 132. Distribución de placas de fundación.</i>	<i>346</i>
<i>Figura 133. Sección transversal de la estructura.</i>	<i>347</i>
<i>Figura 134. Esquema de la excavación de un pilote preexcavado.</i>	<i>349</i>
<i>Figura 135. Esquema de colocación de concreto en un pilote preexcavado.</i>	<i>350</i>
<i>Figura 136. Esquema de colocación de la armadura en un pilote preexcavado. .</i>	<i>351</i>
<i>Figura 137. Esquema de la maquinaria utilizada en la construcción de un pilote preexcavado.</i>	<i>352</i>

Lista de ecuaciones

(Ecuación 1).....	32
(Ecuación 2).....	32
(Ecuación 3).....	32
(Ecuación 4).....	42
(Ecuación 5).....	42
(Ecuación 6).....	44
(Ecuación 7).....	44
(Ecuación 8).....	45
(Ecuación 9).....	45
(Ecuación 10).....	45
(Ecuación 11).....	45
(Ecuación 12).....	45
(Ecuación 13).....	46
(Ecuación 14).....	47
(Ecuación 15).....	47
(Ecuación 16).....	48
(Ecuación 17).....	49
(Ecuación 18).....	52
(Ecuación 19).....	53
(Ecuación 20).....	54
(Ecuación 21).....	55
(Ecuación 22).....	55
(Ecuación 23).....	55
(Ecuación 24).....	68
(Ecuación 25).....	68
(Ecuación 26).....	71
(Ecuación 27).....	73
(Ecuación 28).....	75
(Ecuación 29).....	174
(Ecuación 30).....	174

(Ecuación 31).....	174
(Ecuación 32).....	175
(Ecuación 33).....	175
(Ecuación 34).....	175
(Ecuación 35).....	175
(Ecuación 36).....	176
(Ecuación 37).....	176
(Ecuación 38).....	179
(Ecuación 39).....	258
(Ecuación 40).....	260
(Ecuación 41).....	260
(Ecuación 42).....	260
(Ecuación 43).....	261
(Ecuación 44).....	261
(Ecuación 45).....	261
(Ecuación 46).....	262
(Ecuación 47).....	263
(Ecuación 48).....	265
(Ecuación 49).....	269
(Ecuación 50).....	269
(Ecuación 51).....	270
(Ecuación 52).....	270
(Ecuación 53).....	270
(Ecuación 54).....	271
(Ecuación 55).....	272
(Ecuación 56).....	279
(Ecuación 57).....	279
(Ecuación 58).....	279
(Ecuación 59).....	280
(Ecuación 60).....	280
(Ecuación 61).....	282

(Ecuación 62).....	282
(Ecuación 63).....	282
(Ecuación 64).....	283
(Ecuación 65).....	283
(Ecuación 66).....	284
(Ecuación 67).....	287
(Ecuación 68).....	297
(Ecuación 69).....	325
(Ecuación 70).....	343
(Ecuación 71).....	344
(Ecuación 72).....	345
(Ecuación 73).....	347

Lista de abreviaturas

ASTM:	American Society for Testing Materials.
CCCR:	Código de Cimentaciones de Costa Rica.
CGTLCR:	Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.
SPT:	Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D-1586).
SUCS:	Sistema unificado de clasificación de suelos.



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

SEP Sistema de
Estudios de Posgrado

Autorización para digitalización y comunicación pública de Trabajos Finales de Graduación del Sistema de Estudios de Posgrado en el Repositorio Institucional de la Universidad de Costa Rica.

Yo, Alexander Molina Villalobos, con cédula de identidad 1-0816-0548, en mi condición de autor del TFG titulado: Diseño Geotécnico de cuatro obras: Propuesta de estabilización para deslizamiento en Copalchí, Cartago; Análisis de estabilidad de talud existente y propuesta para control de erosión de la ribera de la Quebrada Norberta, para sitio de emplazamiento de tanque de agua potable en Quircot, Cartago; Diseño de muro de retención en suelo reforzado con el sistema Terramesh Verde, para el talud de calle pública “El Zanjón” en Guayabal, San Francisco, Cartago y Determinación de la susceptibilidad y potencial de licuación cíclica, mediante el empleo de métodos de campo y análisis de respuesta de sitio, para el sitio donde se construirá un módulo de bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón.

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado. SI NO *

*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: _____ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi Director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

FIRMA ESTUDIANTE

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá.

CAPITULO I

Propuesta de estabilización para deslizamiento en Copalchí,
Cartago.

Fecha de realización: I Semestre 2014.

1.1 Introducción.

1.1.1 Planteamiento del problema.

Según información suministrada por el Ing. Denis Aparicio Rivera, director de la Unidad Técnica de Gestión Vial de la Municipalidad de Cartago, el deslizamiento objeto de este estudio, tuvo su origen en la primera mitad del año 2012.

Información suministrada por habitantes de la zona, indica que el mismo ocurrió en ausencia de lluvia y no fue simultáneo con algún evento sísmico.

El deslizamiento de Copalchí, según la referencia 1, se ubica en el poblado del mismo nombre, en el distrito de Quebradilla (11), Cantón de Cartago (01), Provincia de Cartago (03). Según la hoja cartográfica Caraigres, escala 1:50000, sus coordenadas son 532 542E 200 214N (Lambert Norte), según se observa en la *Figura 1*.

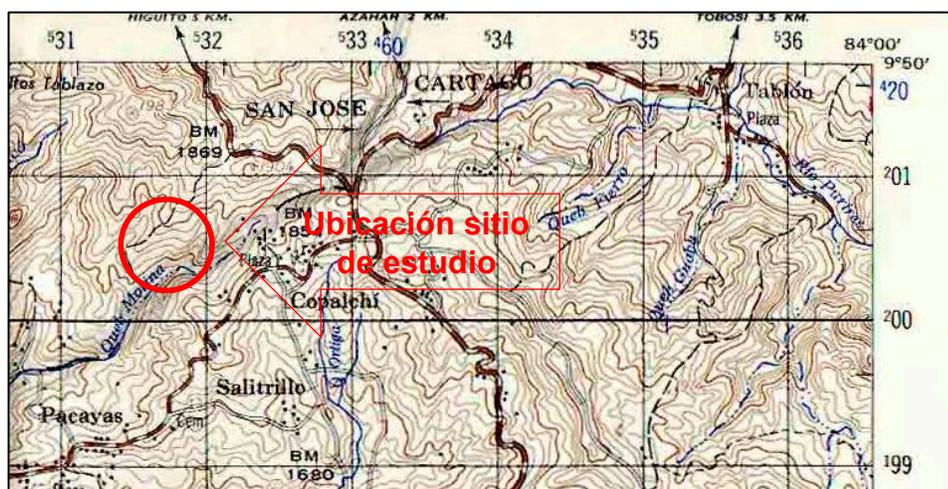


Figura 1. Ubicación del deslizamiento en parte de la hoja Caraigres.

En la Figura 2, se puede observar una vista parcial del sitio del deslizamiento, donde resalta la presencia de suelos residuales de color rojo.



Figura 2. Vista parcial del deslizamiento.

Producto de este fenómeno, la red vial existente en el lugar se vio afectada en forma directa, lo cual originó la necesidad de un nuevo trazo de la carretera, así como una superficie de rudo caracterizada por la ausencia de algún tipo de material de buena calidad, tal como lastre, asfalto, entre otros.

Esta vía tampoco cuenta con sistemas de recolección de agua pluvial, así como de alguno tipo de señalización tanto vertical como horizontal.

Existe un temor latente en la Unidad Técnica de Gestión Vial, de la pérdida del nuevo trazo de esta vía en caso de no realizar una intervención urgente del deslizamiento.

En la *Figura 3*, se puede observar una vista parcial del estado actual de la vía de comunicación antes mencionada.



Figura 3. Vista parcial de la vía de comunicación afectada por el deslizamiento.

El movimiento de una masa de suelo ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua (referencia 2, páginas 618-619).

Según se puede observar en la *Figura 2*, de la referencia 1, la cual se reproduce en la página siguiente, el tipo de deslizamiento podría clasificarse como de tipo circular.

Tales deslizamientos normalmente se originan a través de una superficie de falla circular, a lo largo de la cual la resistencia al corte del suelo del sitio, es superada tanto por cargas externas, así como por el peso de la masa de suelo ubicada sobre la superficie de falla.

En este tipo de deslizamientos, “la superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cucharita de café o de la mitad de un huevo que se haya cortado

longitudinalmente, con el extremo menor en la parte superior del talud y el más ancho en la parte inferior” (referencia 2, página 620).

Los suelos residuales, son los más afectados por este tipo de deslizamiento, donde un incremento en el nivel de saturación lleva a condiciones críticas de equilibrio. También se pueden reconocer como fuerzas movilizadoras, cargas dinámicas originadas por un sismo o bien por la circulación de vehículos en forma constante, cerca de la base del talud.

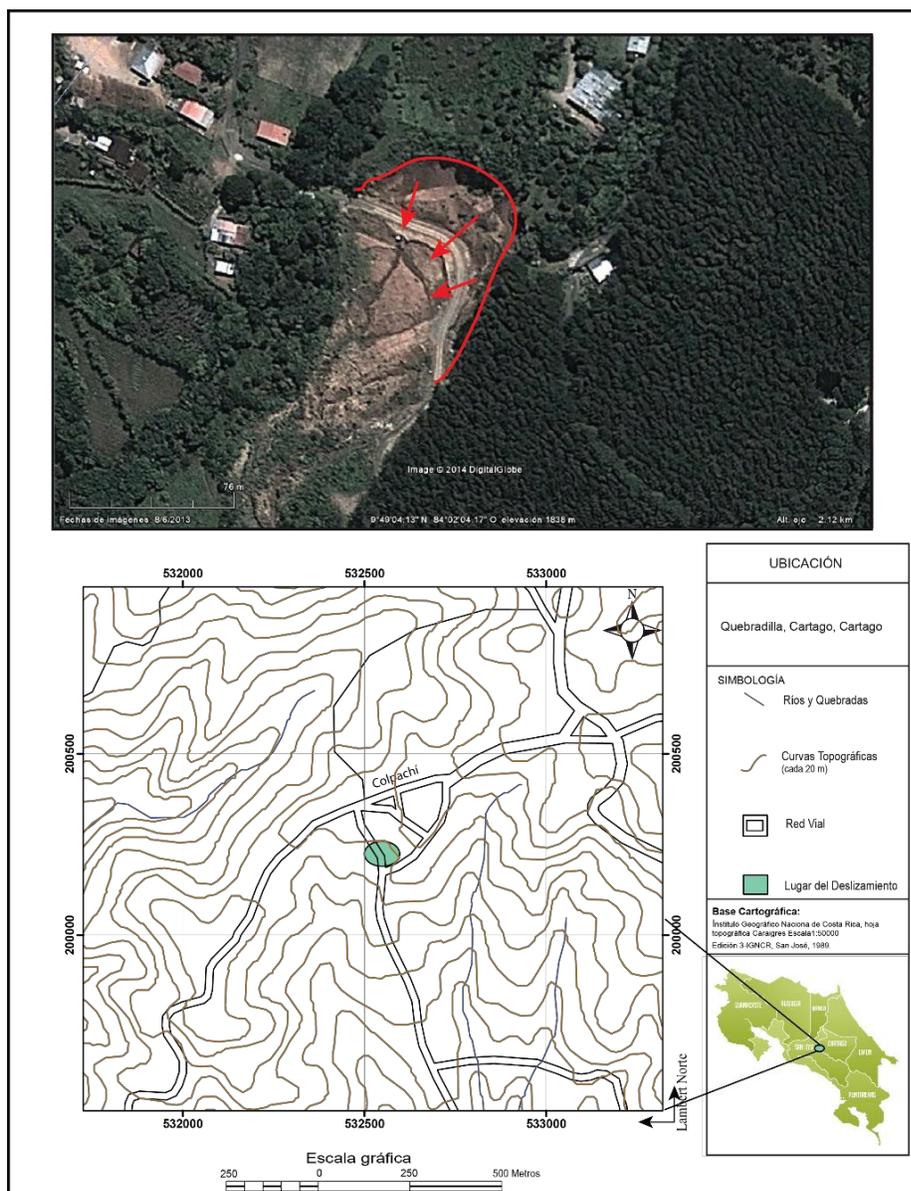


Figura 4. Reproducción de la figura 2, de la referencia 1.

Como se puede observar en la *Figura 1*, la vía de comunicación afectada, comunica la localidad de Copalchí con otras localidades cercanas. Si bien es cierto no existen mediciones conocidas de tránsito promedio diario para esta carretera, su presencia es importante para el desarrollo de la zona, así como vía alterna, en caso de existir algún inconveniente en la ruta hacia la localidad de Corralillo.

Es claro entonces, el interés de la Unidad Técnica de Gestión Vial de la Municipalidad de Cartago, en contar con una vía con un nivel de seguridad adecuado para la circulación de vehículos.

1.1.2 Objetivos.

1.1.2.1 Objetivo General.

Proponer una solución para la estabilización del deslizamiento ocurrido con el fin de garantizar la recuperación y permanencia de la vía de comunicación existente.

1.1.2.2 Objetivos específicos.

- 1) Establecer las características geomecánicas del suelo del deslizamiento.
- 2) Establecer el factor de seguridad contra la falla por cortante, para la propuesta de estabilización.
- 3) Definir un sistema de control de la escorrentía superficial con el fin de reducir la erosión sobre el talud.
- 4) Definir la propuesta de estabilización idónea, según las características del lugar.
- 5) Mostrar la propuesta de estabilización mediante el diseño de un plano constructivo.

1.1.3 Importancia.

El camino afectado por el deslizamiento constituye una vía de comunicación de vital importancia, por lo que las acciones a llevar a cabo para garantizar la

estabilidad del talud objeto de esta investigación y por lo tanto para garantizar la seguridad en la circulación por el mismo, es de vital importancia para el desarrollo económico de la zona.

1.1.4 Alcance y limitaciones.

- La campaña de exploración se realizará mediante ensayos de penetración normal SPT.
- No se realizarán ensayos geofísicos al no existir contenido presupuestario para éstos.
- Las propuestas de estabilización estarán regidas por los materiales existentes o cercanos al lugar del deslizamiento, con el fin de reducir el costo económico de la misma.
- La campaña de exploración geotécnica se realizará mediante ensayos de campo (Ensayo de penetración normal) y ensayos de laboratorio (torquímetro de torvane) para la caracterización de los parámetros de resistencia del suelo del sitio.

1.1.5 Metodología.

Inicialmente se elaborará el levantamiento topográfico del sitio, con base en el cual se establecerán los sitios para los ensayos SPT. Estos ensayos serán complementados con muestreos de capas blandas (en caso de ser detectadas) para la realización de ensayos de consolidación unidimensional, mediante el empleo de trincheras exploratorias.

Con la información obtenida de los ensayos SPT, se elaborará el perfil geotécnico del sitio, el cual será utilizado para el análisis de estabilidad del talud existente.

Por otra parte, con base en el número de golpes obtenido para cada estrato, se establecerán parámetros de resistencia para realizar el diseño de la obra de retención sugerida para el sitio.

1.2 Geología local del sitio objeto de estudio.

El día 27 de marzo de 2014, se realizó visita al sitio del deslizamiento en Copalchí, Cartago, en compañía del geólogo Luis Miguel Araya Venegas, con el fin de definir la geología local, del sitio objeto de estudio.

Como producto de esta visita, se obtiene el documento titulado “Estudio Técnico de Geología Básica del Terreno”, el cual se establece como referencia 1 de este informe. El mismo se reproduce en su totalidad en el apéndice.

Entre los aspectos más relevantes de este informe, se puede mencionar que enmarca el área del proyecto dentro del vulcanismo del Mioceno, el cual está constituido geológicamente por materiales del período Terciario. Tobas y lavas las predominan en la región.

Las Tobas intercaladas son de colores rojos y violáceos con estratificación centimétrica. El tamaño de los granos varía de arena fina a limo y los paquetes rara vez sobrepasan los 10 metros de espesor.

En la Figura 5, se puede observar la topografía y geología del sitio objeto de estudio.

Indica el informe, que dentro del deslizamiento se pueden observar tres unidades geológicas distintas, sin embargo, debido a la descripción anterior, todas las unidades se pueden correlacionar con la Formación La Cruz.

Estas unidades geológicas son:

1. Unidad de andesitas:

Esta unidad está compuesta por lavas, con dos distintos niveles de meteorización, uno de ellos se encuentra en un nivel más avanzado (*Figura 4*) que la parte más sana relativamente (*Figura 5*). Posiblemente se trate del mismo flujo de lava, sin embargo, la parte con mayor grado de meteorización se encuentra ya sea alrededor del núcleo más sano o en las cercanías de fracturas relacionadas con la falla geológica presente en las cercanías del área.



Figura 5. Vista de la geología del lugar, cerca de la zona del deslizamiento.

2. Unidad Debris Flow.

Sobre la secuencia de lavas se encuentra un Debris Flow, el cual presenta clastos de lava de subangulares a redondeados con tamaños no mayores a los 20 cm, fragmentos de carbón no mayores a los 3 cm y la matriz de dicho flujo consiste principalmente en cenizas color beige (*Figura 6*).

3. Unidad de Tobas.



4. Figura 6. Cenizas de Debris Flow.

Esta unidad se encuentra sobre el Debris Flow (figura 7) y está compuesta por tobas rojizas o violáceas muy meteorizadas las cuales tienen una granulometría de arcillas y limos, semi-compactadas y con un comportamiento “friable”.

Es importante mencionar que la principal área afectada por el deslizamiento se ubica en esta unidad.



Figura 7. Contacto entre Debris Flow y Tobas.

Por otra parte, el estudio indica que la geomorfología de la zona en general es abrupta y se caracteriza por sus pendientes fuertes y buen desarrollo de los patrones de drenaje. Las diferencias topográficas varían desde los 1900 hasta los 1500 metros sobre el nivel del mar.

De manera aproximada se calcula que el deslizamiento movió un volumen de 64 000 m³ de Debris Flow Tobas y suelo, esto calculando una altura de 20 m, 80 m de largo y 40 m de ancho, el material deslizado se movió en dirección SW (Figura 8).

El encontrar Debris Flow en estado menos meteorizado hacia los lados del deslizamiento, con sus clastos en un estado relativamente sano respecto al Debris Flow ubicado hacia la corona del deslizamiento, el cual se encuentra en un estado de meteorización muy avanzado; así como la presencia de una fractura que claramente desplaza al flujo de lavas hacia arriba y presenta un rumbo similar a la

falla Alumbre y un aparente desplazamiento en sentido inverso, hace pensar que el deslizamiento también podría estar influenciado por un componente estructural (Figura 9).

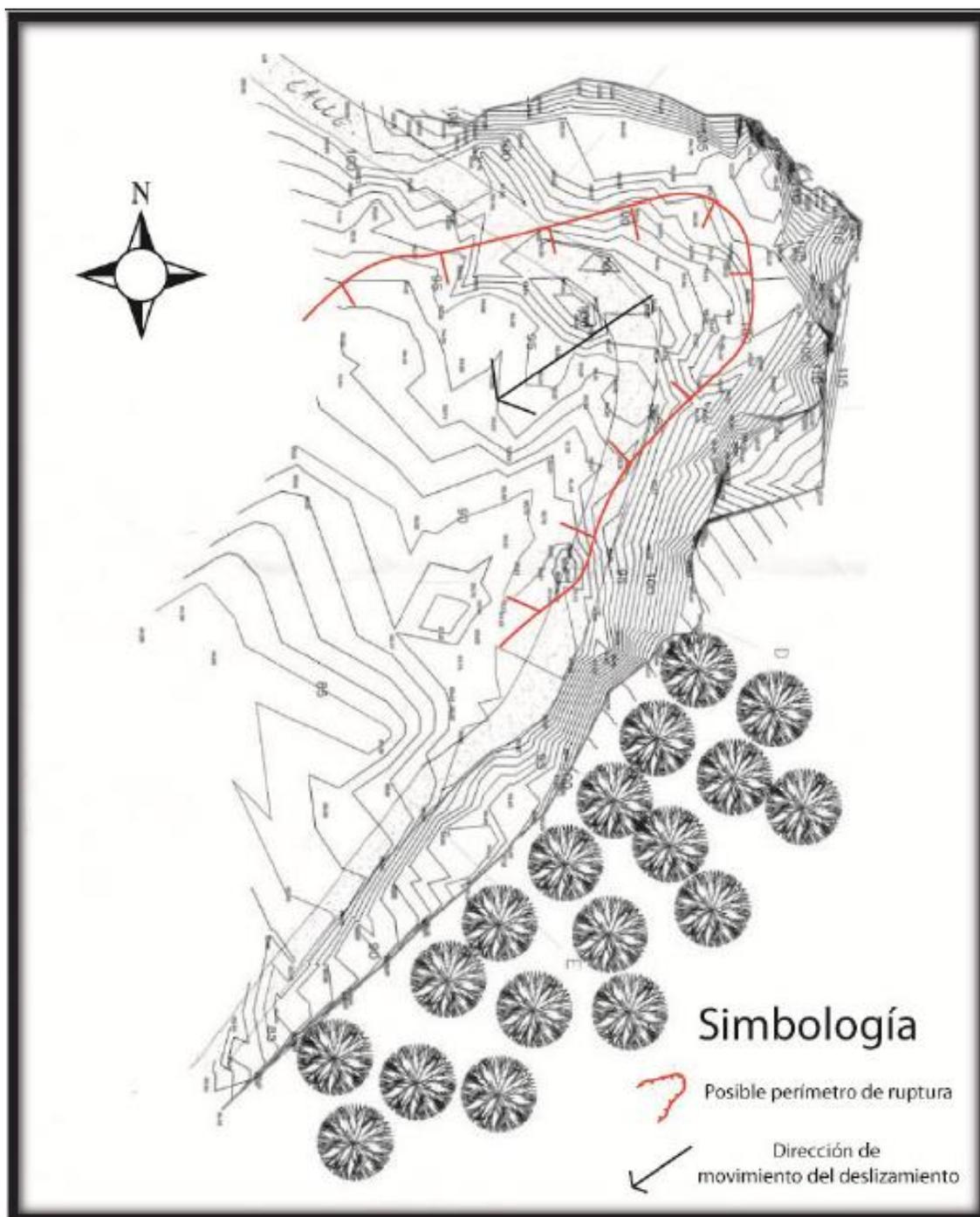


Figura 8. Trazo aproximado de la superficie deslizada.

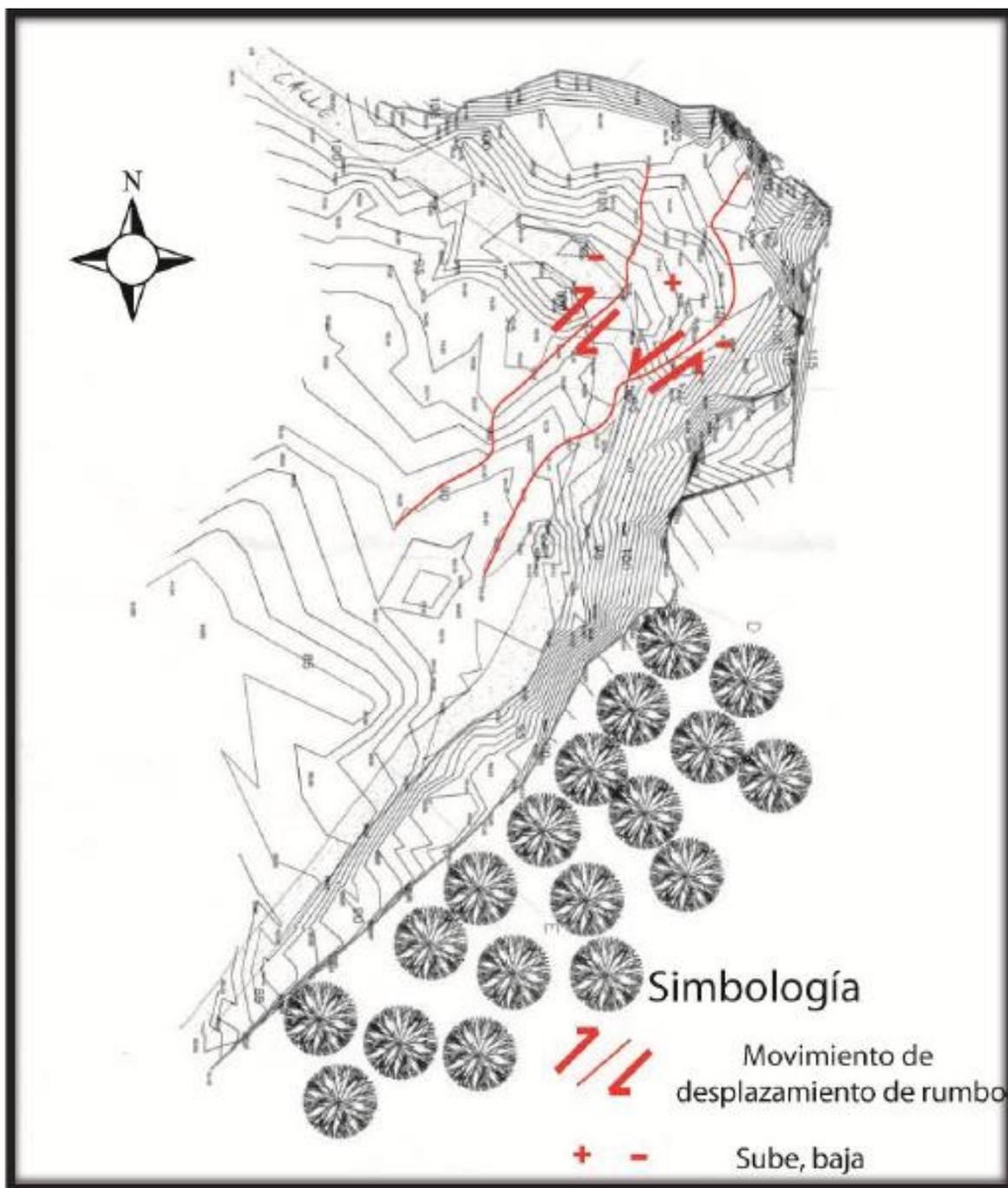


Figura 9. Fallas aparentes presentes en el deslizamiento.

Dentro del contexto geotectónico regional, el informe indica que el área del proyecto se enmarca dentro de un contexto tectónico que está caracterizado por un sistema de fallas y de fracturas producto tanto de los esfuerzos generados por el proceso de subducción de la placa del Coco bajo la placa Caribe, como por los cuerpos intrusivos que conforman la cordillera.

Las fallas más cercanas al deslizamiento son las fallas Alumbre y Tablazo que tienen una dirección SW-NE y presentan un movimiento sinistral con componente normal.

Las fallas mostradas en la Figura 9, aclara el geólogo Araya, son fallas aparentes, es decir, fallas que fueron detectadas luego de ocurrido el deslizamiento y cuya posible presencia se establece por las diferencias de meteorización de la andesita, así como por una aparente interrupción en las capas de suelo.

No obstante, lo anterior, tales fallas son asociadas a la presencia de una falla de mayor tamaño, que no influye directamente en la zona objeto de estudio. Estas fallas, no podrían considerarse como responsables del deslizamiento ya que las mismas no muestran haber tenido movimiento reciente y más bien podría darse una explicación al deslizamiento, en términos de la alta porosidad de las tobas rojizas, lo cual permitió la infiltración de escorrentía a través de la misma. Debido a esta infiltración se produjo la falla del talud.

1.3 Exploración Geotécnica del sitio objeto de estudio.

Se realizó un levantamiento topográfico en el sitio, con el objetivo de contar con la información necesaria para plantear un modelo de análisis para el talud.

En la *Figura 10*, se puede observar el plano de curvas de nivel del sitio objeto de estudio.

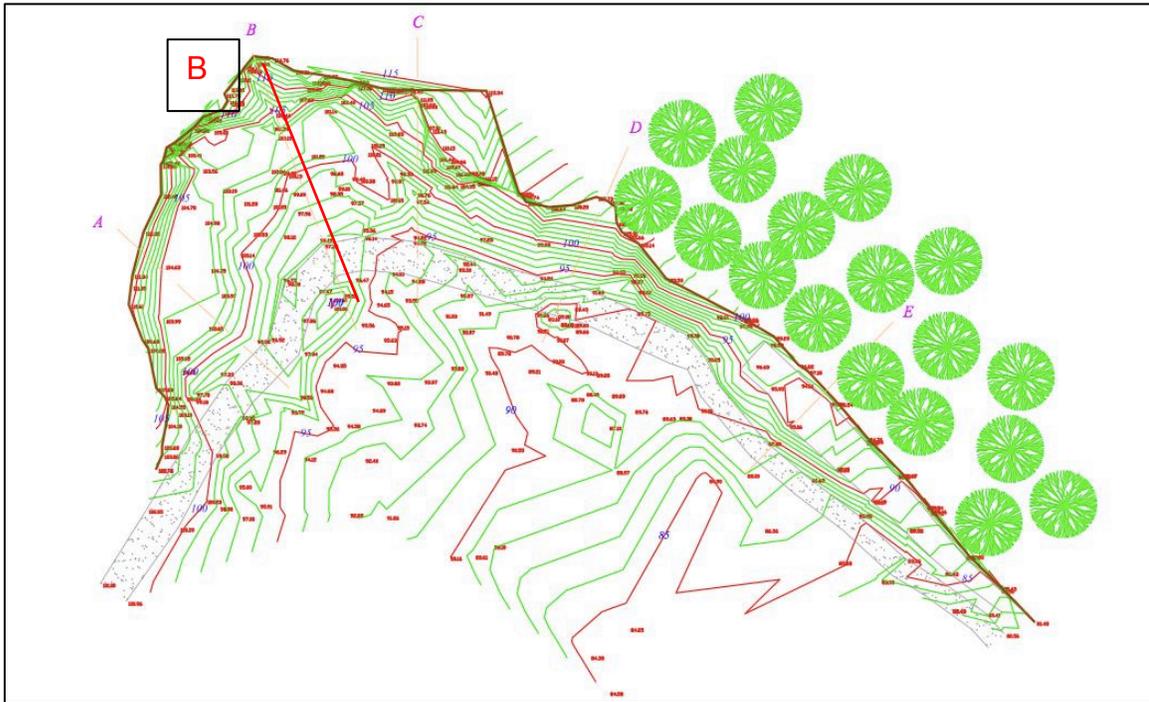


Figura 10. Curvas de nivel a cada metro del sitio del deslizamiento.

Con base en la figura anterior, se trazaron diversas secciones transversales, con el fin de establecer las más idóneas para el análisis de estabilidad a realizar para el deslizamiento.

De igual forma, se trazó un corte por la zona de mayor altura alcanzada en el deslizamiento. La misma está mostrada en la figura con la letra B.

En la Figura 11, se pueden observar las secciones transversales construidas con base en las curvas de nivel mostradas anteriormente.

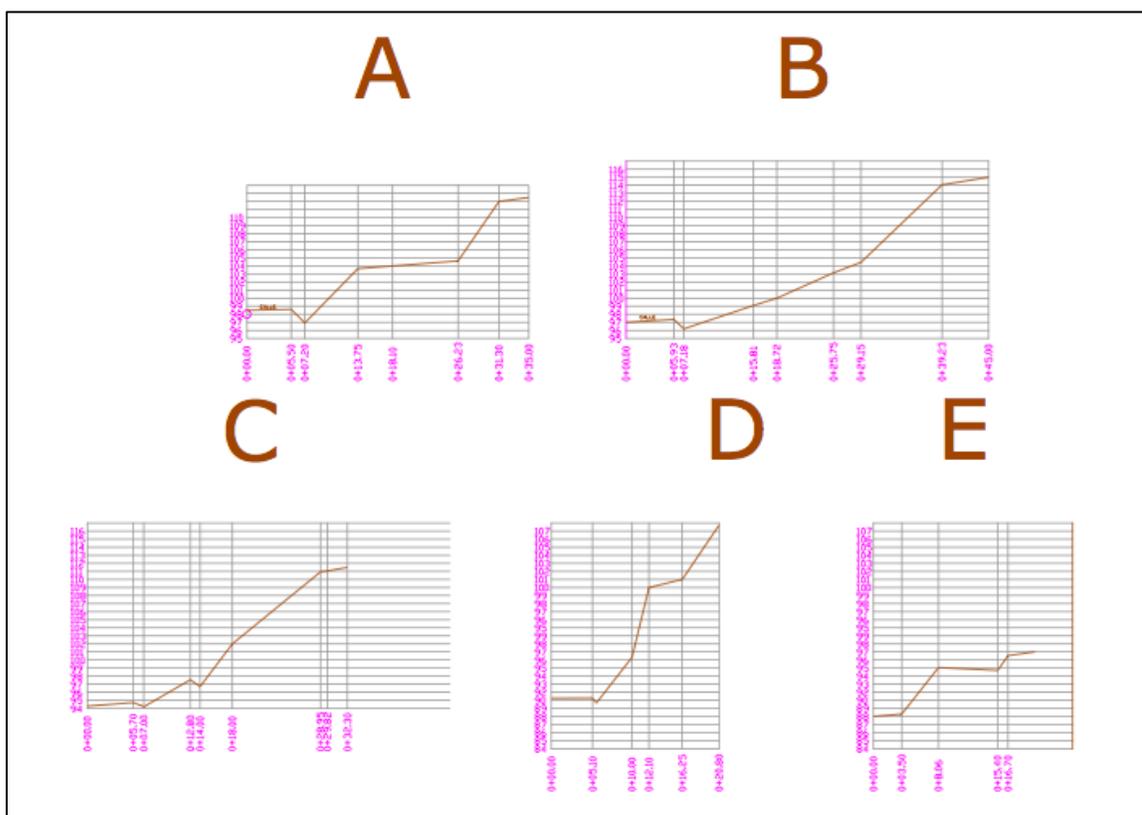


Figura 11. Secciones transversales trazadas para el análisis de estabilidad.

La campaña de exploración geotécnica consistió en la realización de tres ensayos mediante el empleo del ensayo de penetración normal (SPT), las cuales se aplicaron en tres ejes puntos diferentes del talud: en la corona, en el cuerpo y en la base.

No se pudieron efectuar un mayor número de ensayos debido a la colindancia de propiedades privadas con el talud, así como de zonas con topografía difícil para la colocación del equipo SPT.

Estas perforaciones tienen como objetivo, establecer las características del estrato de suelo inestable, además de la obtención de muestras para ensayos en laboratorio.

Los puntos de ensayo se hicieron coincidir con algunas de las secciones topográficas mostradas anteriormente.

Los ensayos de resistencia en laboratorio, se realizaron en muestras obtenidas en tubos Lainer, en los tres ensayos efectuados. La resistencia al corte de las mismas se obtuvo mediante ensayos con el Torquímetro de Torvane.

En la figura siguiente, se puede observar los ensayos de SPT efectuados en el sitio objeto de estudio.



Figura 12. Ensayo de penetración normal en la corona del talud.



Figura 13. Ensayo de penetración normal en el cuerpo del talud.



Figura 14. Ensayo de penetración normal en la base del talud.

Estos ensayos de penetración normal, permitieron establecer claramente la presencia de una capa de suelo arcilloso color rojo, el cual, en la zona del deslizamiento abarca la totalidad de la altura expuesta del mismo.

Por lo tanto, es sobre esta capa que se enfocará el análisis de estabilidad y para la cual se obtendrán los parámetros de resistencia requeridos.

La figura siguiente ilustra los ensayos de resistencia efectuados en laboratorio para la capa de material arcilloso color rojo.

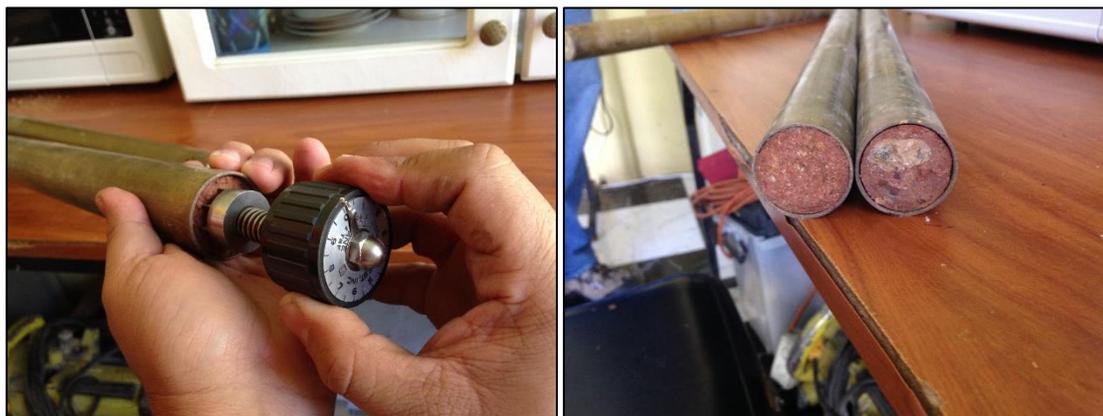


Figura 15. Ensayo con torquímetro para muestras en tubos Lainer.

La Tabla 1, muestra los resultados obtenidos con el ensayo del Torquímetro de Torvane.

Tabla 1. Resultados de ensayos con el Torquímetro de Torvane.

Tubo	Origen	Profundidad (m)	Resistencia al corte (Ton/m ²)
1	Ensayo 1	3,0	4,95
2	Ensayo 2	1,0	3,77
3	Ensayo 2	5,5	4,84

Fuente: El autor.

La figura siguiente, ilustra la ubicación de los ensayos de penetración normal.

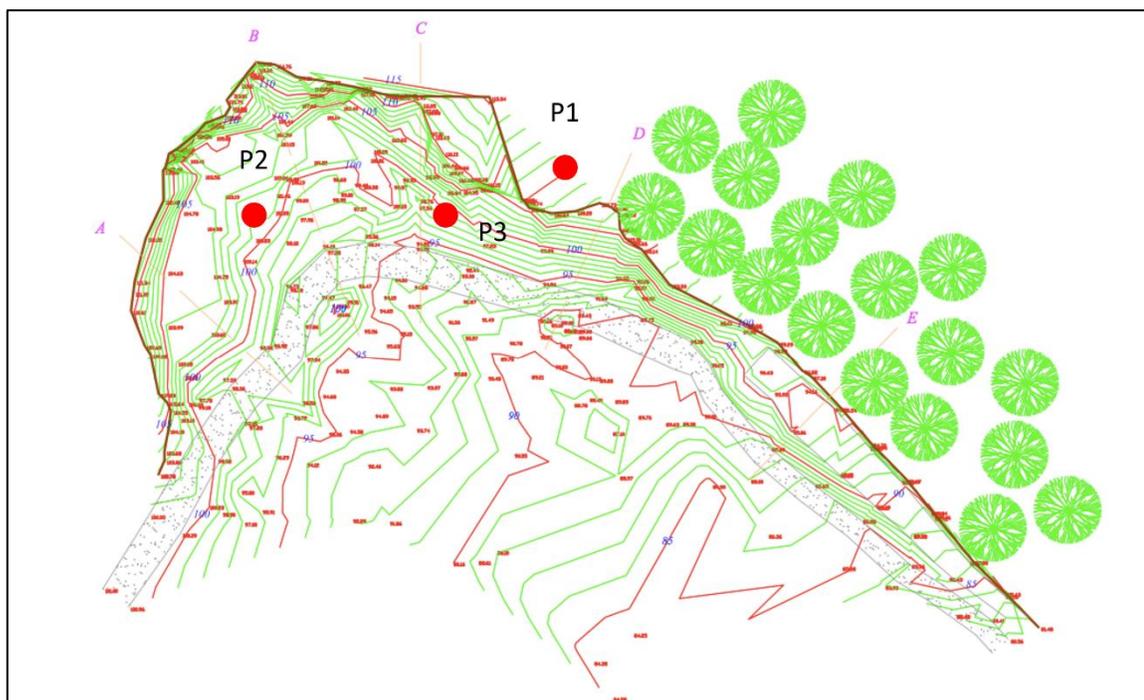


Figura 16. Ubicación de ensayos SPT.

La perforación número 1, se ubicó según la sección topográfica designada con la letra D. Según el informe de geología local, esta sección y por lo tanto también la perforación, se ubican cerca del contacto con la andesita.

Este contacto, no es apreciable debido a que en el sitio se han dado remociones de material, con el fin de mantener el camino en uso.

Los resultados de esta perforación muestran un número bajo de golpes hasta los tres de profundidad. Luego de este nivel se incrementa el número de golpes hasta alcanzar el rebote del mazo a cuatro metros de profundidad.

Las muestras obtenidas en todo el sondeo muestran inicialmente un material con un alto contenido de materia orgánica y posteriormente un suelo de color rojo hasta llegar al rebote. En este caso el menor valor de N_{SPT} fue de 5.

En la Figura 17, se realiza una interpretación gráfica de los resultados de esta perforación.

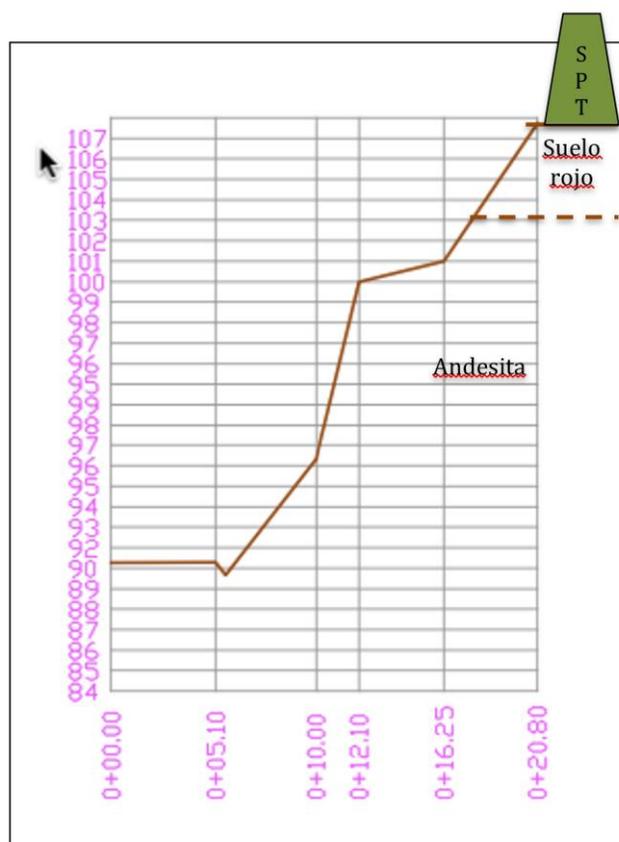


Figura 17. Interpretación de los resultados del ensayo No 1.

En el caso del ensayo No 2, los golpes obtenidos fueron bastante uniformes hasta una profundidad de cinco metros con cincuenta centímetros, donde se produjo una reducción importante de este parámetro y posteriormente rebote de mazo. En toda la profundidad se obtuvieron muestras de suelo color rojo.

En la figura 18 se observa la muestra obtenida a seis metros de profundidad, donde se produjo el rebote de mazo. Los materiales observados en esta figura, muestran la presencia del suelo rojo, sobre una pequeña capa de material amarillo y posteriormente fragmentos de roca.

Este sondeo, se colocó según la sección topográfica de mayor altura. Es importante mencionar que la muestra obtenida a 6 metros de profundidad mostró rastros de humedad y plasticidad importantes.

Esta profundidad podría indicar la zona más débil del estrato, y por la tanto la ubicación de la superficie de falla, la cual puede establecerse por el pie del talud.

Este resultado es muy importante para establecer el mecanismo de falla a través de la base del talud, sino también para verificar los aspectos indicados en el capítulo anterior, como la causa del deslizamiento.

Por otra parte, permite establecer también que la falla por cortante del suelo ocurrió a través de una capa de suelo con un número máximo de golpes de $N_{spt} = 9$.

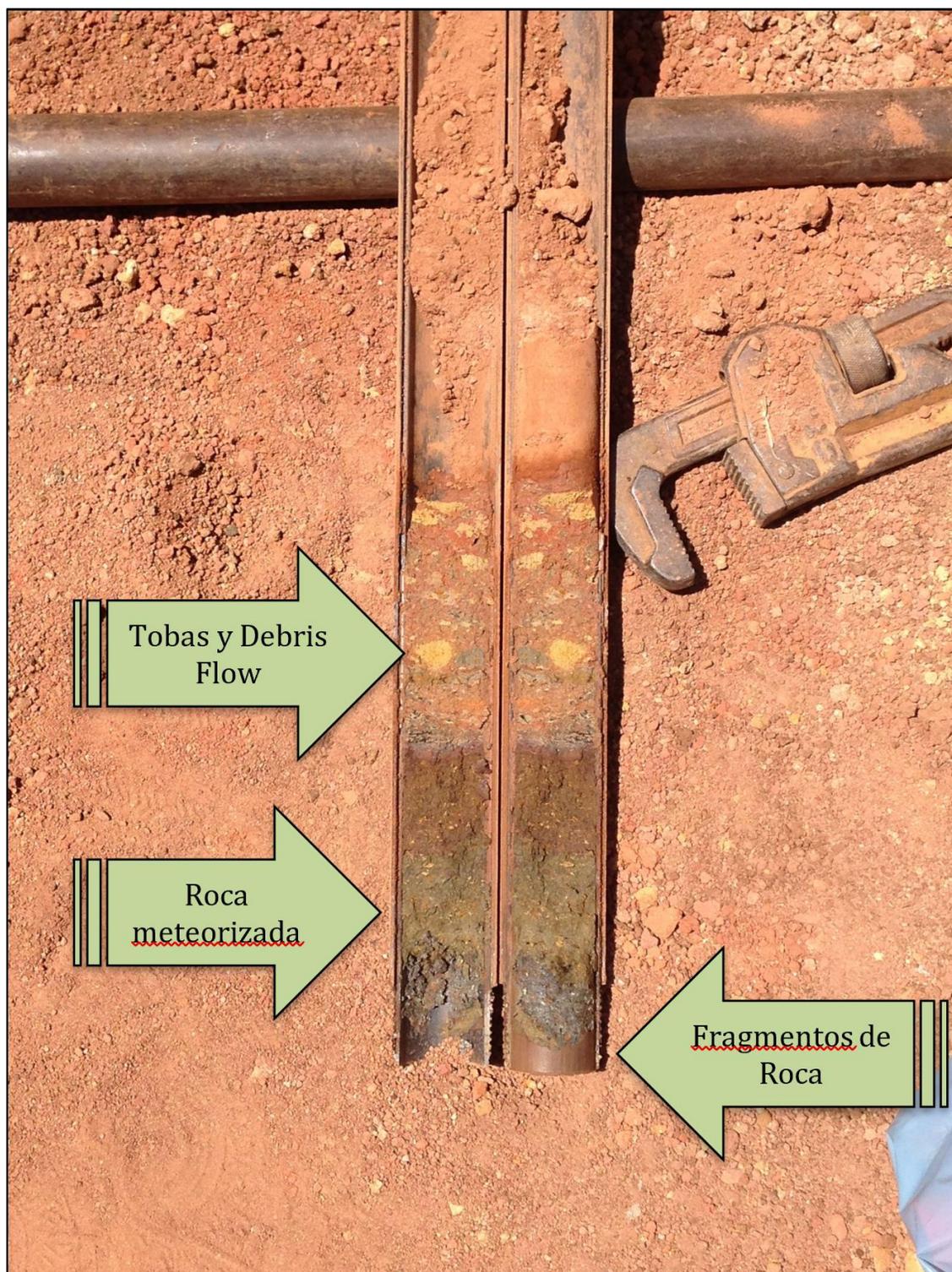


Figura 18. Detalle de muestra obtenida en la perforación 2, a 6 m de profundidad.

En la Figura 19, se puede observar la interpretación, según la sección topográfica de los resultados obtenidos en la perforación 2.

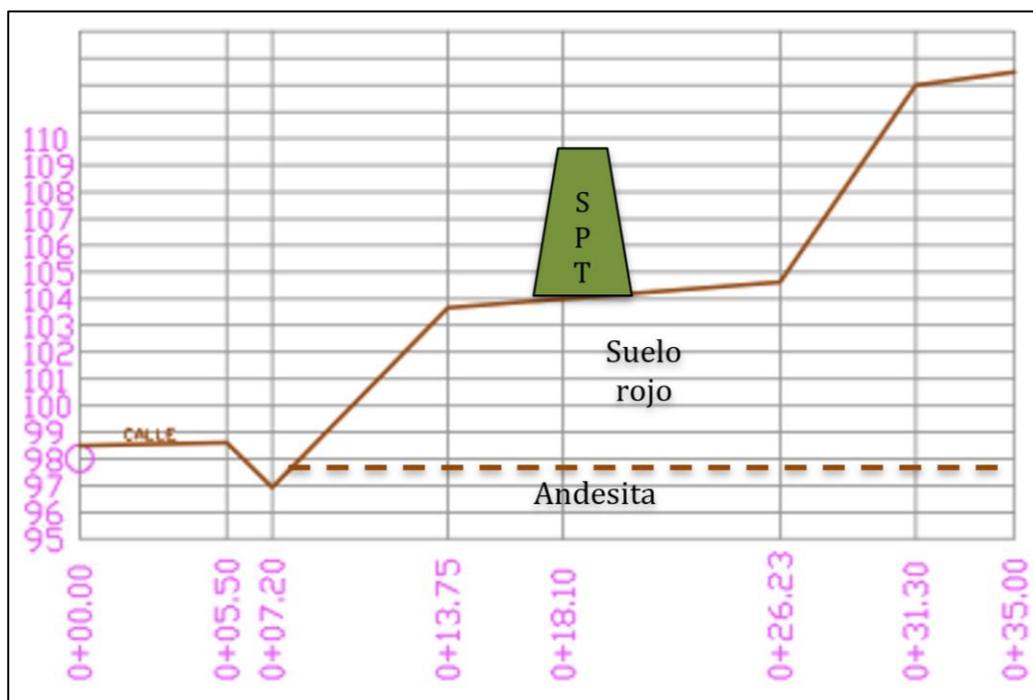


Figura 19. Interpretación de los resultados del ensayo No 2.

El ensayo número tres, permitió alcanzar una profundidad de sondeo de diez metros. A esta profundidad se produjo el rebote de mazo. Los golpes registrados muestran un incremento de golpes hasta una profundidad de cuatro metros, a partir de este nivel se reduce el número de golpes para a partir de los 5,5 m incrementarse de nuevo hasta el rebote de mazo.

Es importante mencionar que, en la totalidad del sondeo, se detectó únicamente la toba rojiza.

El sondeo dos y tres se realizaron con una diferencia topográfica de 1,5 m por lo que el estrato blando detectado en el sondeo tres, se ubica a una profundidad muy similar al detectado en el sondeo dos.

Esta situación permite verificar la ubicación de la superficie de falla, a través de esta zona blanda. En el caso del sondeo tres, el número de golpes para esta zona es de $N_{spt} = 5$.

En la table siguiente se presenta una relación entre N_{SPT} y la resistencia a la compresión simple.

Tabla 2. Resistencia al corte no drenado de suelos cohesivos según el parámetro N_{SPT} .

N_{SPT}	C_u (kg/cm ²)
< 2	< 0,125
2 – 4	0,125 – 0,25
4 – 8	0,25 – 0,5
8 – 15	0,5 – 1
15 – 30	1 – 2
> 30	> 2

Fuente: www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-suelos-cohesivos

Según la tabla anterior, el valor de la cohesión no drenada, según los golpes obtenidos en cada sondeo, se pueden establecer de la siguiente forma:

Tabla 3. Cohesión no drenada del suelo del sitio objeto de estudio según el parámetro N_{SPT} obtenido en cada ensayo según los datos de la Tabla 2.

Sondeo	N_{SPT}	Consistencia	C_u (kg/cm ²)	C_u (ton/m ²)
1	5	Media	0,313	3,13
2	9	Firme	0,571	5,71
3	5	Media	0,313	3,13

Fuente: El autor

Los parámetros de resistencia, se pueden obtener también a través de un análisis retrospectivo del talud.

En la figura siguiente se observa una vista del sitio en el año 2012.

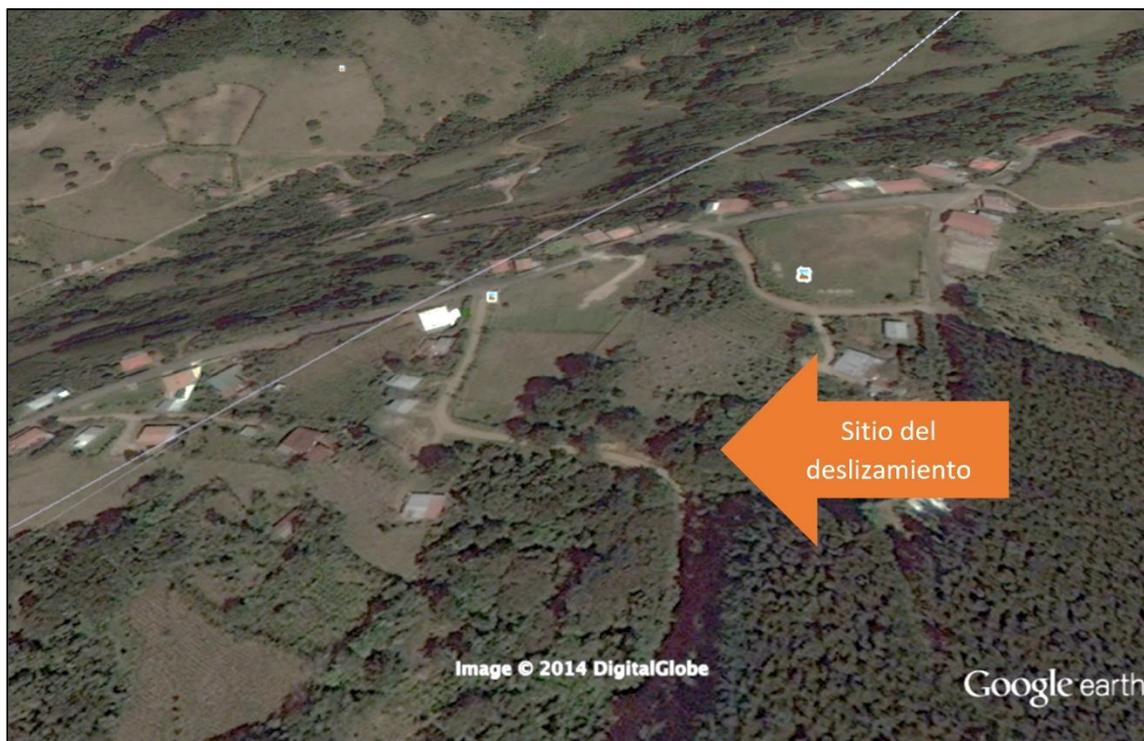


Figura 20. Vista del sitio de deslizamiento el día 21 de enero 2010.

Como se puede observar en la figura anterior, aún no se había producido el deslizamiento a la fecha de la fotografía. El trazo del camino es muy similar al actual. Por otra parte, se observa la corona del deslizamiento en las orillas del camino.

Según la figura siguiente, la corona del talud se ubicaba sobre la curva de nivel 105, la cual es la misma que actualmente persiste en los taludes existentes, que no han sido objeto de deslizamientos.

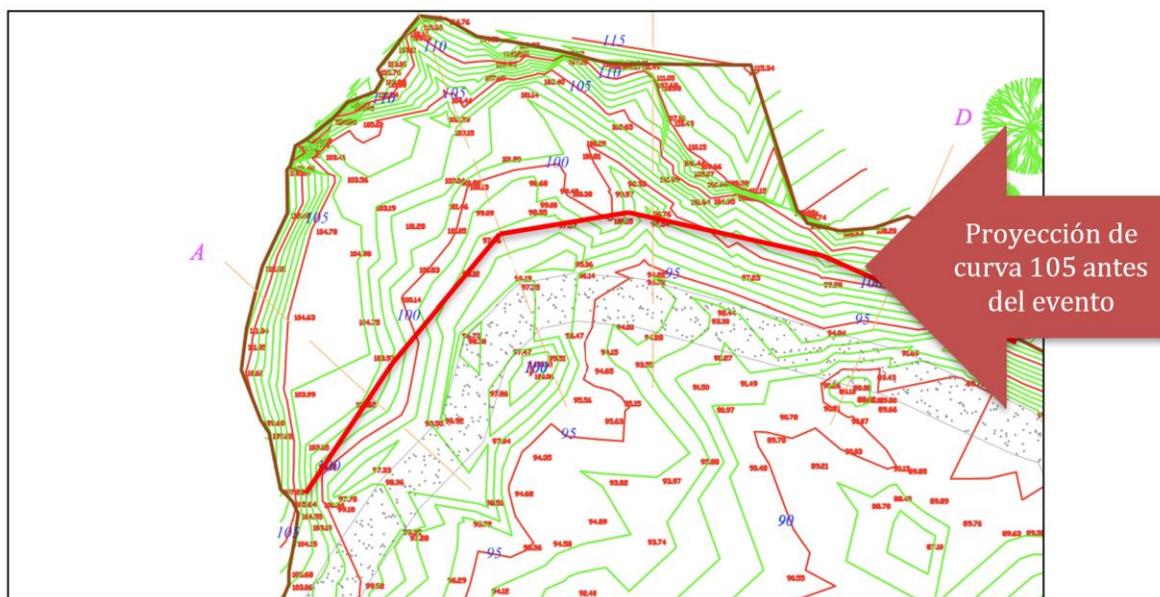


Figura 21. Proyección de la curva de nivel 105 en forma paralela al trazo del camino.

En la figura siguiente se observa el sitio del deslizamiento una vez que el mismo ya había ocurrido. Por lo tanto, el deslizamiento ocurrió entre el 21 de enero de 2010 y el 13 de febrero de 2012, las cuales son las fechas de las fotografías mostradas en las Figura 20 y Figura 21.



Figura 22. Vista del sitio de deslizamiento el día 13 de febrero 2012.

La fotografía más reciente se muestra en la Figura 23.



Figura 23. Vista del sitio de deslizamiento el día 08 de junio de 2013.

Según la Figura 21, para efectos de hacer un análisis retrospectivo del talud, se utilizará la siguiente sección transversal, la cual será analizada por el método de las dovelas o de Fellenius.

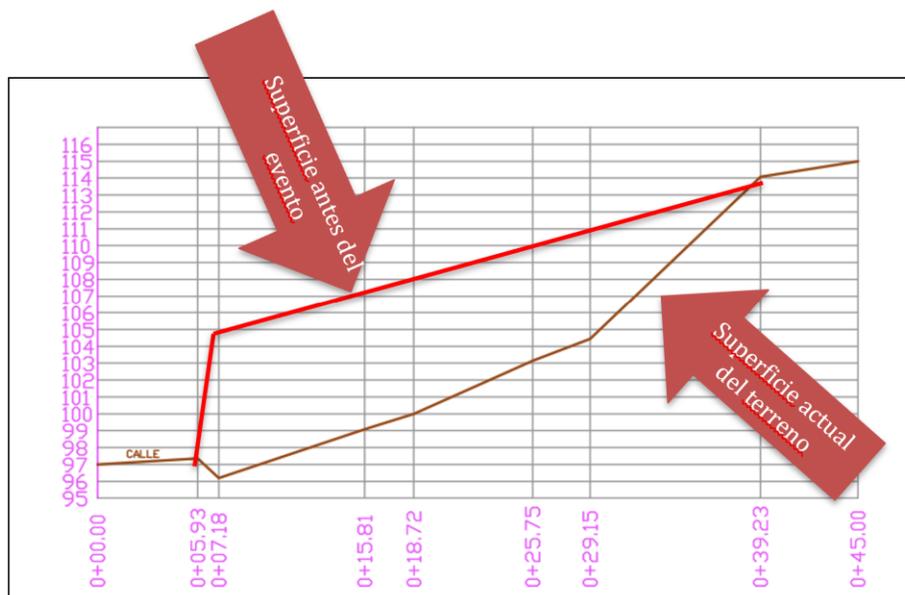


Figura 24. Propuesta de sección transversal antes de la ocurrencia del deslizamiento.

Como se puede observar en la figura anterior, el talud en la colindancia se ha llevado hasta la curva de nivel 105 con un ángulo cercano a la vertical. Tal y como se aprecia en los taludes existentes en zonas aledañas al sitio del evento y sobre el mismo camino. Luego se extiende esta superficie hasta el nivel actual de terreno.

En la figura siguiente, se observar la pendiente casi vertical de los taludes existentes, cerca del sitio de ocurrencia del evento, cuya corona se ubica entre las curvas de nivel 105 y 100.



Figura 25. Taludes ubicados en las cercanías de ocurrencia del deslizamiento.

En la Figura 26, se puede observar el análisis retrospectivo del talud, según las características antes descritas. Con base en este análisis retrospectivo fue posible establecer un valor de cohesión última, en el momento de ocurrencia del evento del orden de: $3,93 \text{ ton/m}^2$.

El dato anterior es muy similar al obtenido en sitio con los ensayos de SPT y con el Torquímetro de Torvane.

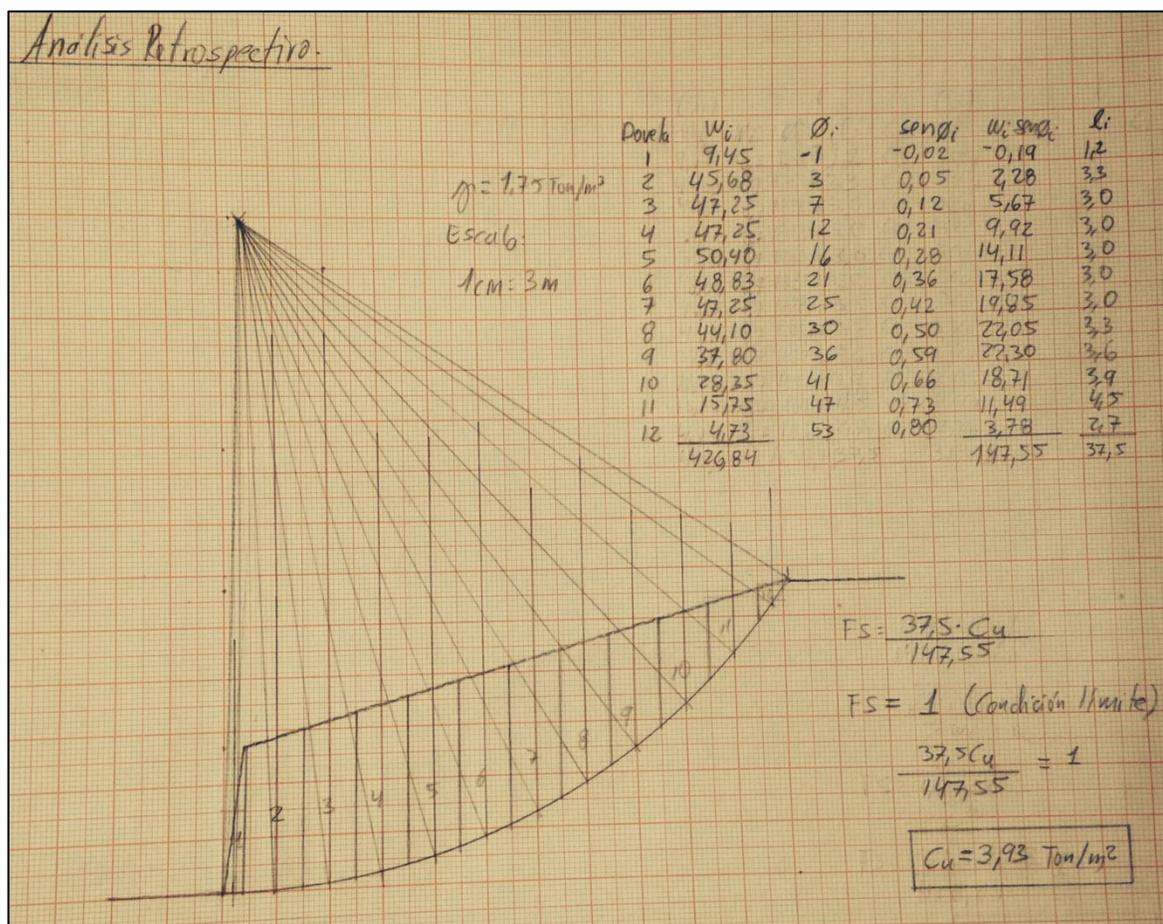


Figura 26. Análisis retrospectivo del talud.

El dato de cohesión obtenido en este análisis será utilizado para el análisis de las diversas propuestas de estabilización para el talud.

Como complemento al análisis retrospectivo realizado anteriormente, se seleccionaron cuatro taludes de cortes de carretera, cercanos al sitio del deslizamiento, con el fin de realizar un análisis retrospectivo de los mismos, y establecer su valor de cohesión para un factor de seguridad igual a uno.

En la tabla siguiente se muestra el resultado de este análisis.

Tabla 4. Valores de cohesión para factores de seguridad unitarios en cuatro taludes cercanos al sitio del deslizamiento.

Talud	Altura (m)	Inclinación (grados)	Ne (Taylor)	Cu (ton/m ²)
1	7,5	85	0,24	3,21
2	8,0	80	0,23	3,22
3	7,5	88	0,25	3,28
4	8,0	80	0,23	3,22

Fuente: El autor

El valor de cohesión se obtuvo mediante la aplicación de los números de estabilidad de Taylor. Como se puede observar de la tabla anterior, el valor de cohesión es ligeramente menor al mostrado en la Figura 26 y por lo tanto su empleo nos permite realizar un análisis menos conservador.

En la Figura 27 se observan los taludes con base en los cuales se construyó la Tabla 4.



Figura 27. Taludes utilizados para retro análisis.

1.4 Propuesta de estabilización.

Según los resultados de los ensayos de SPT, así como de los ensayos realizadas sobre muestras obtenidas en tubos Lainer el valor de cohesión permite clasificar el suelo del sitio como una arcilla blanda. Este valor de cohesión es confirmado por el análisis retrospectivo del capítulo anterior.

Este valor de cohesión permite concluir la necesidad de un método de estabilización del talud que implique una colocación reducida de material además de manejar alturas bajas de posibles terrazas.

La disponibilidad de materiales en el sitio orientaría la solución propuesta hacia la utilización de terracedos y estructuras de retención basadas en el empleo de estos materiales presentes.

El análisis adecuado, debido a las características del suelo de sitio, además de la inestabilidad del material aún presente, sería desde el punto de vista de esfuerzos totales, donde se considerará el caso más crítico de resistencia del suelo presente en la zona del deslizamiento.

Con base en lo anteriormente expuesto, se muestra en la *Figura 27*, la geometría propuesta para el talud, con el fin de lograr un factor de seguridad adecuado contra la falla por cortante del suelo.

Esta geometría se basa en el principio de eliminar peso en la zona donde se originan momentos movilizados, así como de colocar un contrapeso, construido con el mismo material extraído, en la zona donde se ubican los momentos movilizados.

Este contrapeso es complementado con una estructura de retención en la base del talud, construida en tierra armada con geotextil.

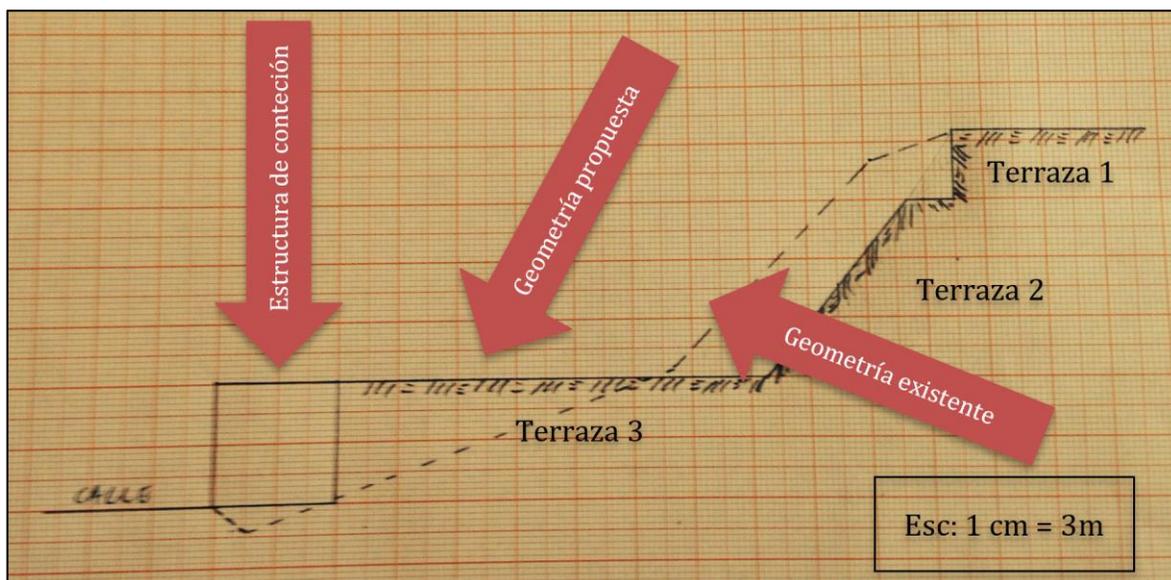


Figura 28. Geometría propuesta para la estabilización del talud.

En la figura anterior, la línea a trazos indica la geometría actual del talud. Como se puede observar se deben de realizar labores de corte y relleno, las cuales deben de ser complementadas con la construcción de una línea de drenaje en la parte posterior del muro, así como contracunetas en las coronas de las terrazas. La ubicación de estas obras, se detallarán en el capítulo siguiente.

La solución mostrada, está constituida por niveles de terrazas. La terraza 1, tendría una altura de 3,6 metros con una pendiente vertical. Es producto de únicamente corte de material. La terraza 2, por su parte, tendría una altura de 9 metros, con un ángulo con la horizontal de 50 grados. También es producto de corte únicamente.

Finalmente, la terraza 3, es producto de corte y relleno, tal y como se aprecia en la Figura 28. Se caracteriza por contar con una estructura de retención en tierra armada para su retención y para brindar un contrapeso al talud, para lograr un factor de seguridad contra la falla global, adecuado.

1.4.1 Análisis de estabilidad de la terraza 1.

El análisis por deslizamiento local, para la terraza 1, a través de la propuesta de Taylor.

Según la referencia 3, Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo, homogéneo con el terreno de cimentación, a un número, denominado precisamente número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{C_u}{\gamma_m h}$$

(Ecuación 1)

Continúa la referencia 3, en su página 319, con la indicación de que todas las inclinaciones de taludes menores a 53 grados tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo $N_e = 0,181$).

La figura 28, muestra como el ángulo de inclinación propuesto para la terraza es de 90 grados, y por lo tanto el número de estabilidad sería de 0,26. Por otra parte, la misma figura muestra como las terrazas tienen una altura similar de 3,6 metros.

Luego, el valor de cohesión requerido para un factor de seguridad uno, según el número de estabilidad de Taylor antes mencionado, sería:

$$C_u = N_e \gamma_m h$$

(Ecuación 2)

así,

$$C_u = 0,26 \cdot 1,75 \text{ ton/m}^3 \cdot 3,6 \text{ m} = 1,64 \text{ ton/m}^2$$

De esta forma, el factor de seguridad contra la falla por cortante del suelo sería el siguiente:

$$FS = \frac{C_u \text{ disponible}}{C_u \text{ requerida para } FS=1}$$

(Ecuación 3)

entonces, el factor de seguridad tendría un valor de:

$$FS = \frac{3,93}{1,64} = 2,39$$

El factor de seguridad anterior garantiza la estabilidad de las terrazas 1 contra una falla loca.

1.4.2 Análisis de estabilidad de la terraza 2.

Según la fuente 3, en su página 316, los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
2. Se adopta una ley de resistencia previa para el suelo. Las leyes en uso en la actualidad ya han sido suficientemente discutidas. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
3. Se establece algún procedimiento matemático de “confrontación”, para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

La Figura 29, muestra el análisis, por del método de las dovelas para esta terraza. El centro de la superficie de falla se escogió de tal forma de lograr la ubicación de esta por el pie del talud, ya que cualquier otra superficie de falla no se considera lógica, debido al contrapeso que sobre la misma constituyen la terraza 1 y la estructura de retención.

Es importante mencionar, la limitación de una distancia horizontal sobre la corona del talud de 6 m, debido a la topografía real del sitio.

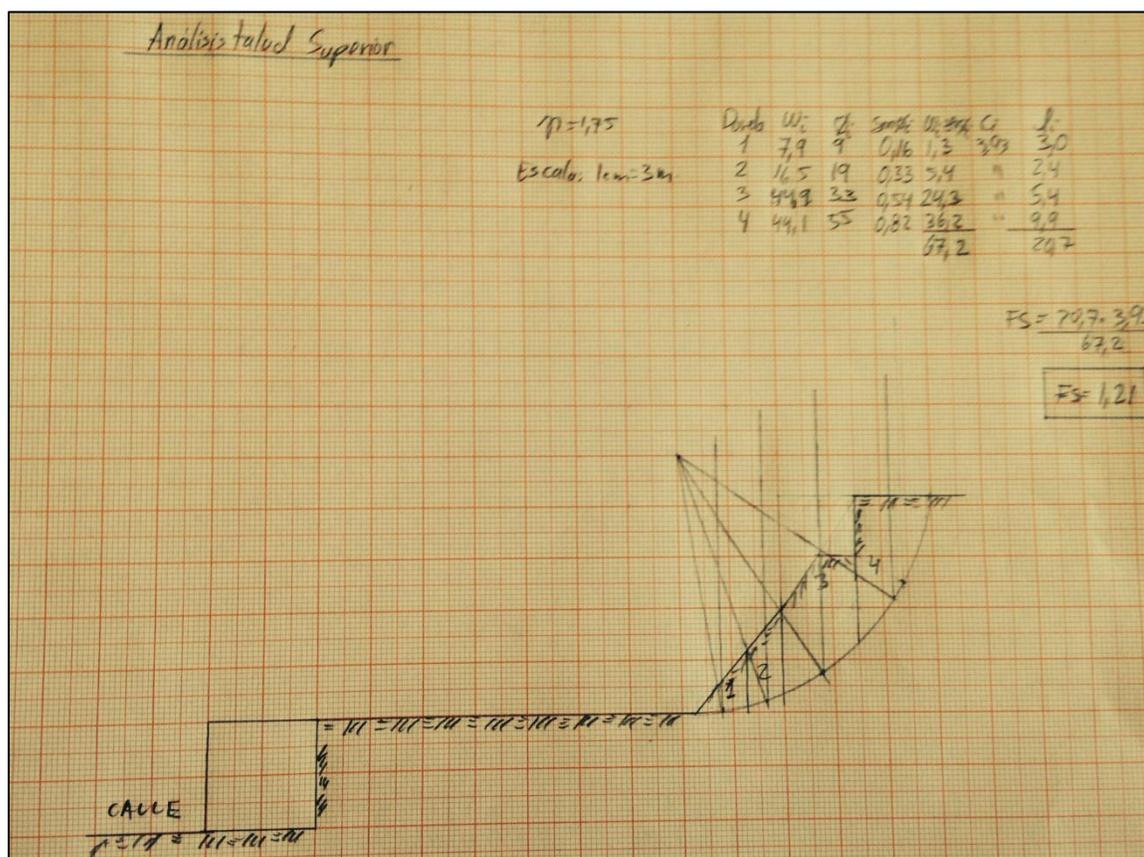


Figura 29. Análisis de estabilidad terraza 2.

El factor de seguridad para este caso es de 1,21 según se puede observar en la Figura 29.

1.4.3 Análisis de estabilidad de la propuesta.

De igual forma, se empleará el método de las dovelas para este análisis. Luego de realizar diversos tanteos, con el fin de ubicar la superficie de falla más realista, se logró determinar la ubicación de esta sobre la línea de centro de la geometría del talud. Por otra parte, la misma deberá cruzar por la base de este.

Se realizaron diversas iteraciones con el fin de lograr ubicar el centro de la superficie de falla más crítica. Estas iteraciones consistieron en la variación vertical del centro de la superficie de falla, iniciándose el análisis a niveles de altura cercanos a la superficie de la terraza 3 para posteriormente incrementar su valor.

La ubicación de la superficie más crítica se logra cuando se produce un aumento del factor de seguridad. En las figuras siguientes, se muestran los análisis realizados para centros de superficie de falla ubicados en seis puntos diferentes.

En la figura 36, se muestra una gráfica en la cual se resumen los factores de seguridad obtenidos en cada una de las iteraciones efectuadas, con el fin de ubicar la superficie de falla más crítica.

La superficie de falla más crítica será aquella de menor factor de seguridad contra la falla por cortante del suelo.

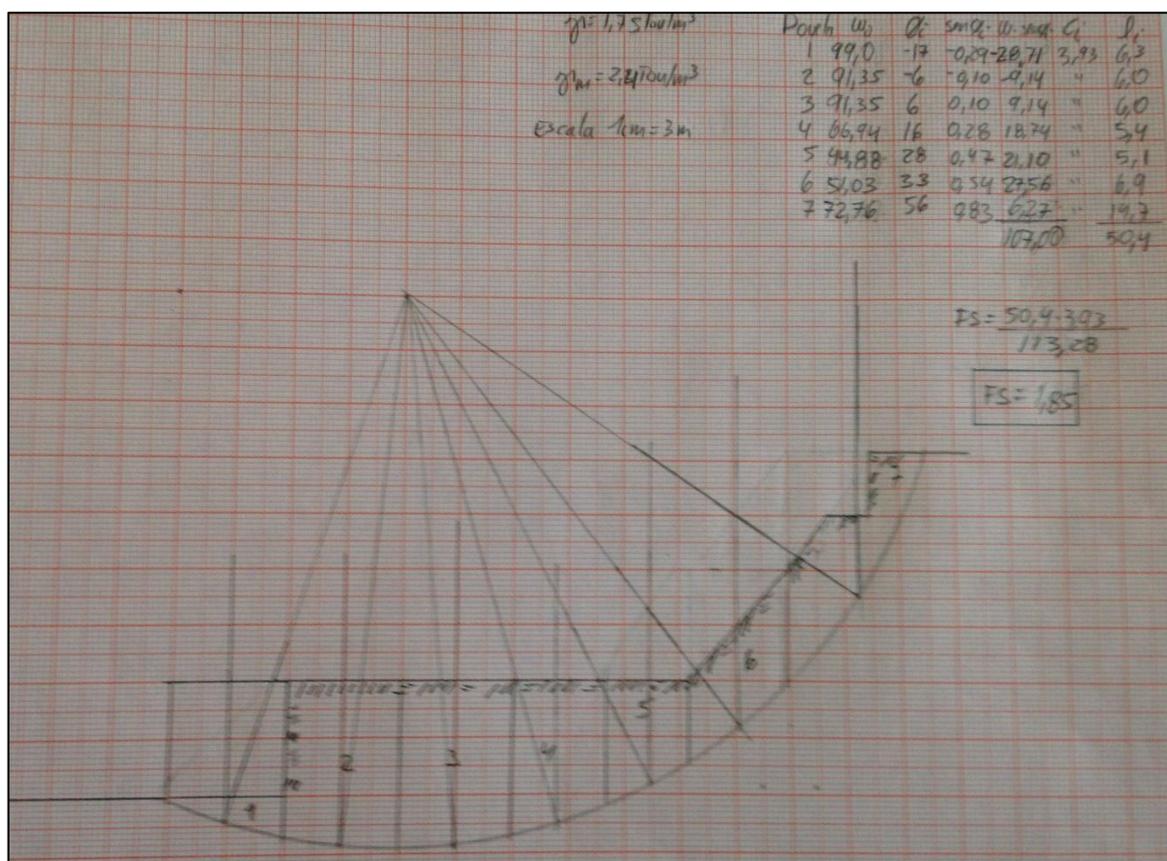


Figura 30. Iteración 1. Factor de seguridad 1,85.

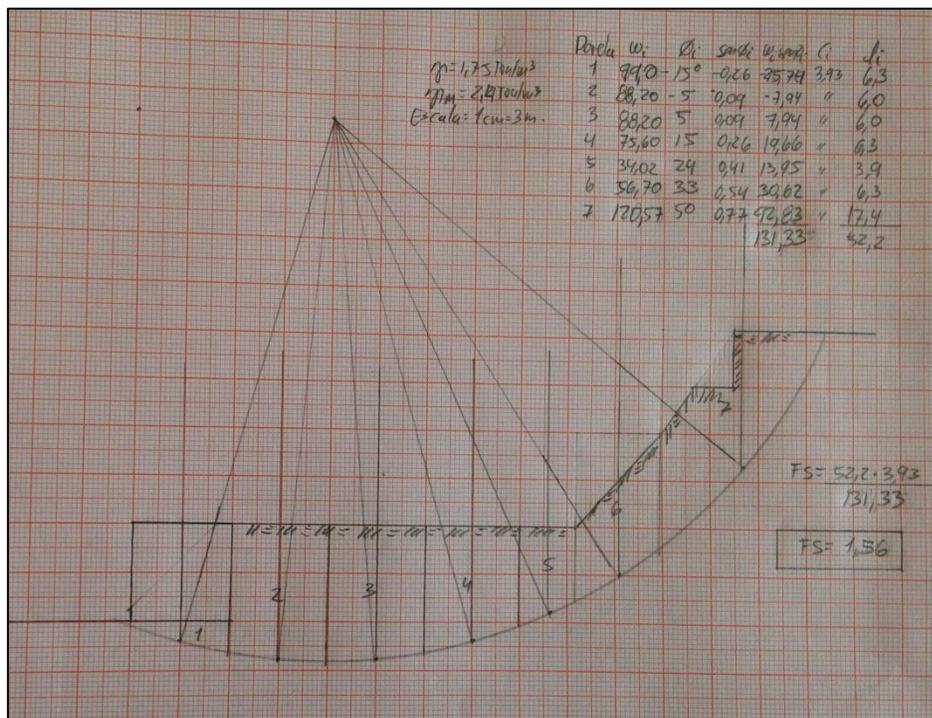


Figura 31. Iteración 2. Factor de seguridad 1,56.

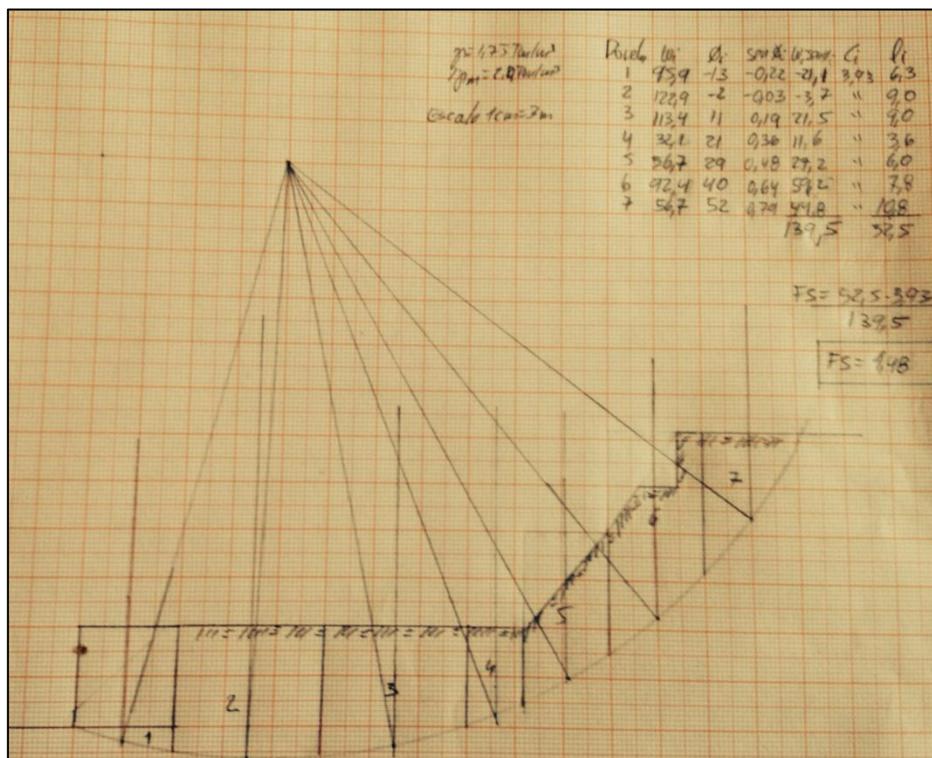


Figura 32. Iteración 3. Factor de seguridad 1,48.

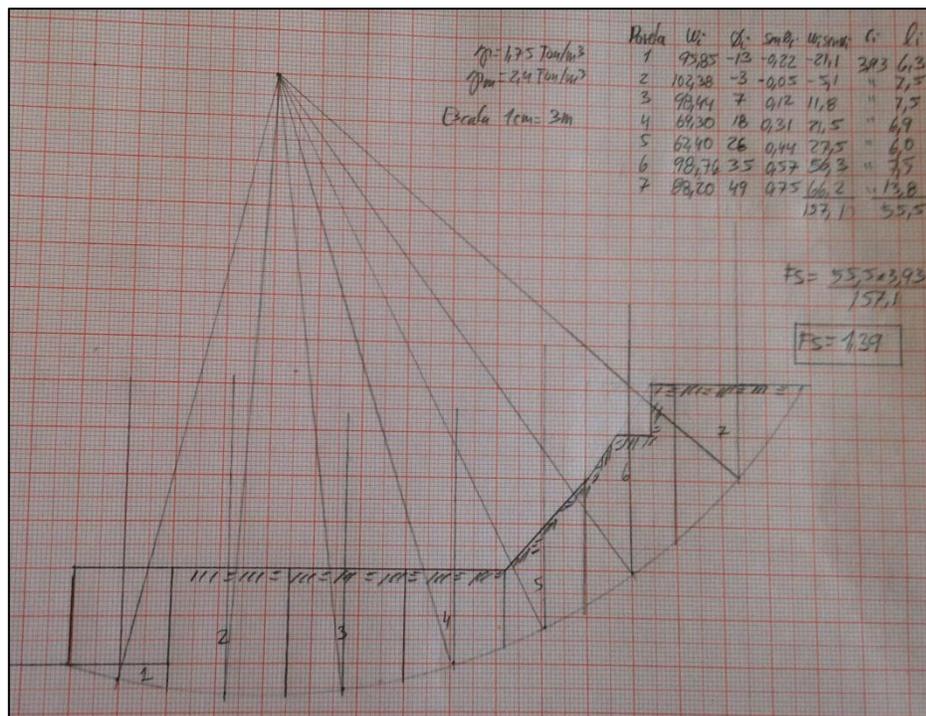


Figura 33. Iteración 4. Factor de seguridad 1,39.

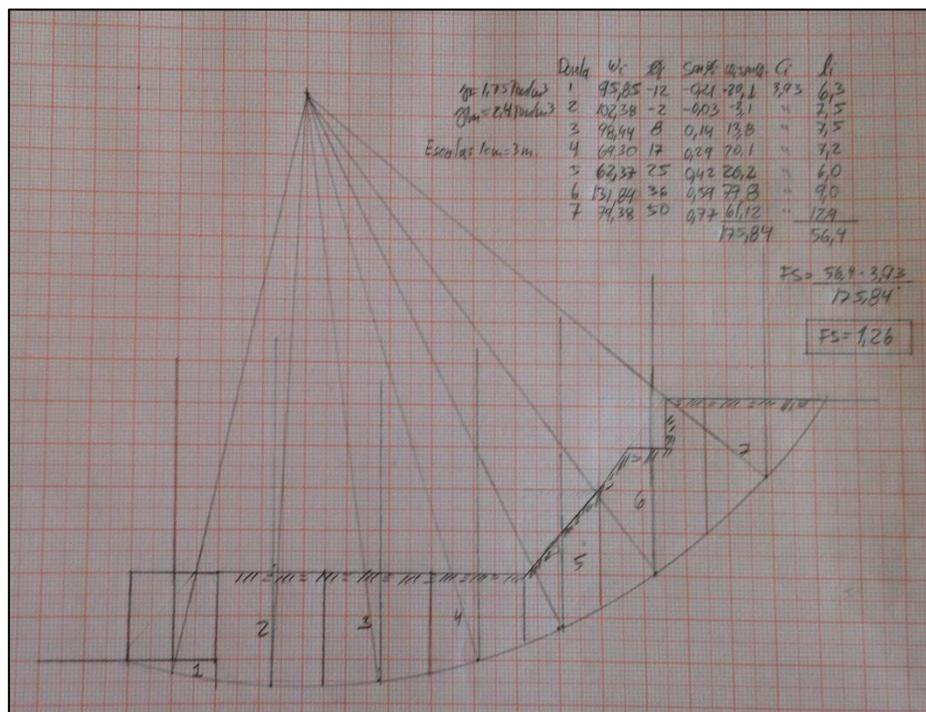


Figura 34. Iteración 5. Factor de seguridad 1,26.

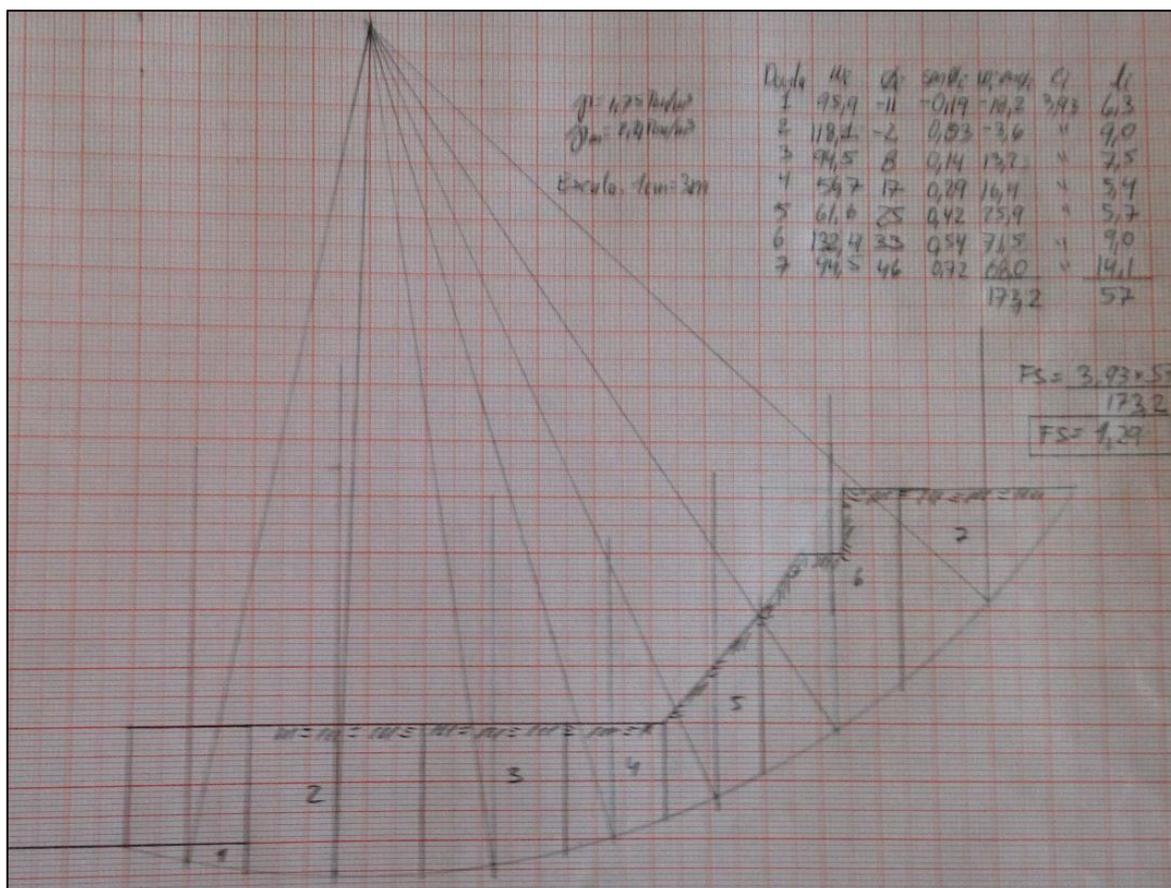


Figura 35. Iteración 6. Factor de seguridad 1,29.

Como se puede observar, luego de la iteración 6, se produce un incremento en el factor de seguridad, por lo que podría definirse la superficie de falla más crítica mediante la iteración 5, mostrada en la Figura 34. De esta forma, el factor de seguridad contra la falla por cortante del suelo, para la geometría propuesta en la Figura 28, sería de 1,26.

Este valor indica la estabilización del talud en forma eficiente, mediante la solución antes descrita.

La Figura 36, muestra un resumen de los factores de seguridad obtenidos en cada una de las iteraciones.

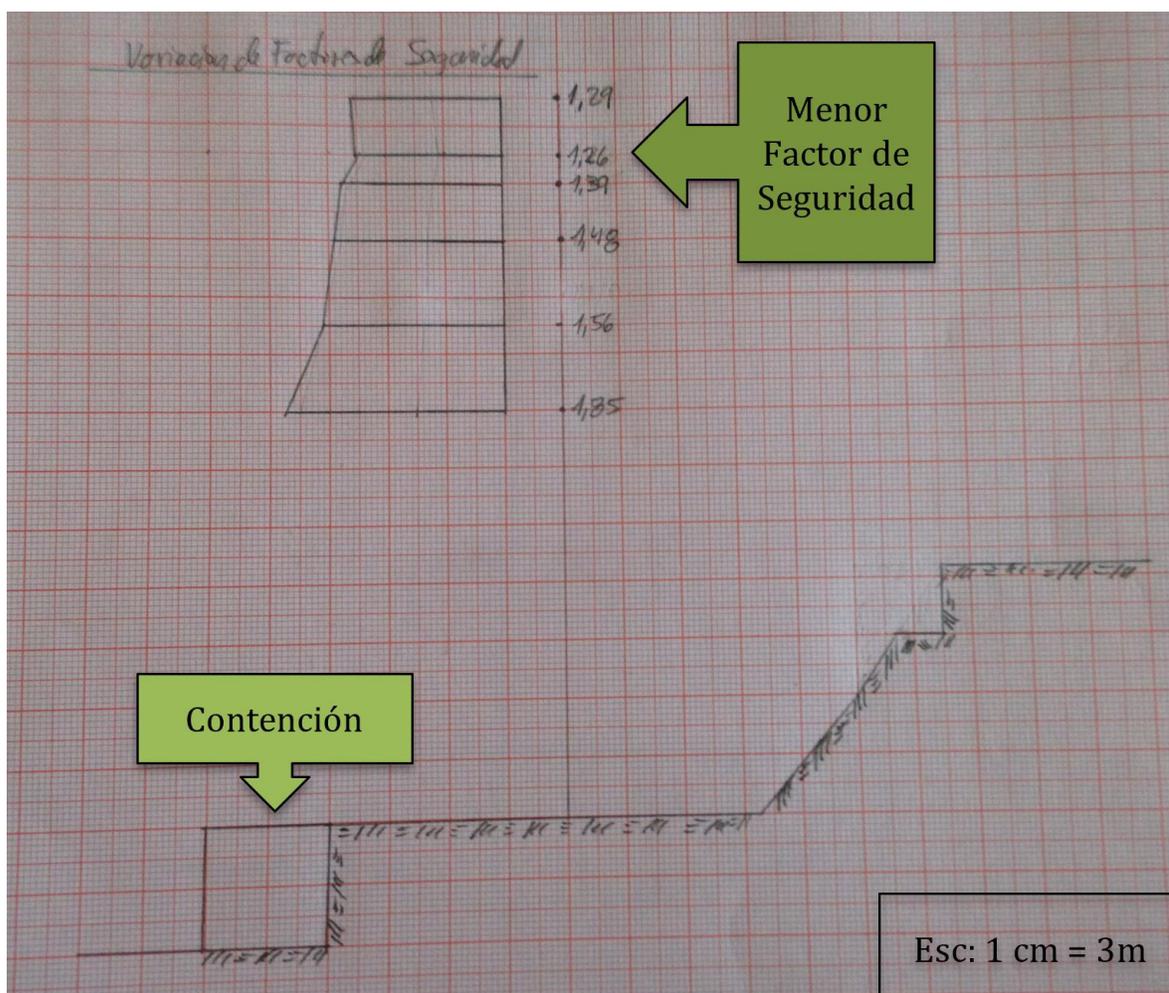


Figura 36. Resumen de factores de seguridad obtenidos en cada iteración.

1.4.4 Optimización de la sección propuesta.

En la *Figura 37*, se muestra una nueva propuesta para incrementar el factor de seguridad obtenido como el más crítico, esto debido al hecho de que el valor de 1,26 no sería seguro en caso de la ocurrencia de un sismo.

Para el análisis de la nueva propuesta se realizará mediante el método de las dovelas. El centro de la superficie de falla será el mismo utilizado para la superficie con factor de seguridad 1,26.

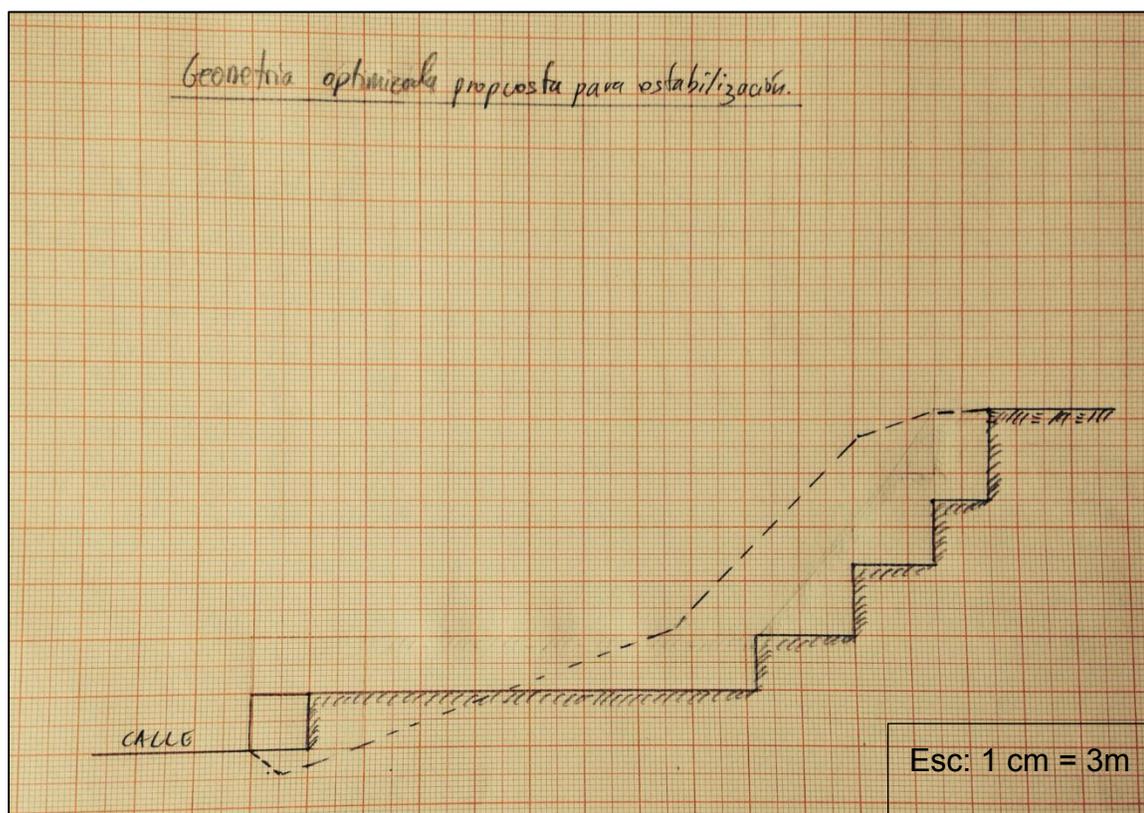


Figura 37. Geometría optimizada para la estabilización del talud.

Para el caso de la terraza superior, el valor de cohesión requerido para un factor de seguridad uno, según el número de estabilidad de Taylor, sería:

$$C_u = N_e \gamma_m h$$

(Ecuación 2)

así

$$C_u = 0,26 \cdot 1,75 \text{ ton/m}^3 \cdot 5,1 \text{ m} = 2,32 \text{ ton/m}^2$$

De esta forma, el factor de seguridad contra la falla por cortante del suelo sería el siguiente:

$$FS = \frac{C_u \text{ disponible}}{C_u \text{ requerida para } FS=1}$$

(Ecuación 3)

entonces, el factor de seguridad tendría un valor de:

$$FS = \frac{3,93}{2,32} = 1,7$$

El factor de seguridad anterior, garantiza la estabilidad de la terraza superior, contra la falla por cortante.

La Figura 38 muestra el análisis de la falla global, para la propuesta de estabilización, así como el análisis de la falla para la serie de terrazas sugeridas en la zona de momentos movilizadores del talud.

Como se puede observar en tal figura, el factor de seguridad para el grupo de terrazas es de 1,4 el cual se considera bastante aceptable.

Por otro lado, para el caso de la falla global, el factor de seguridad sería de 2,1 con la nueva geometría sugerida.

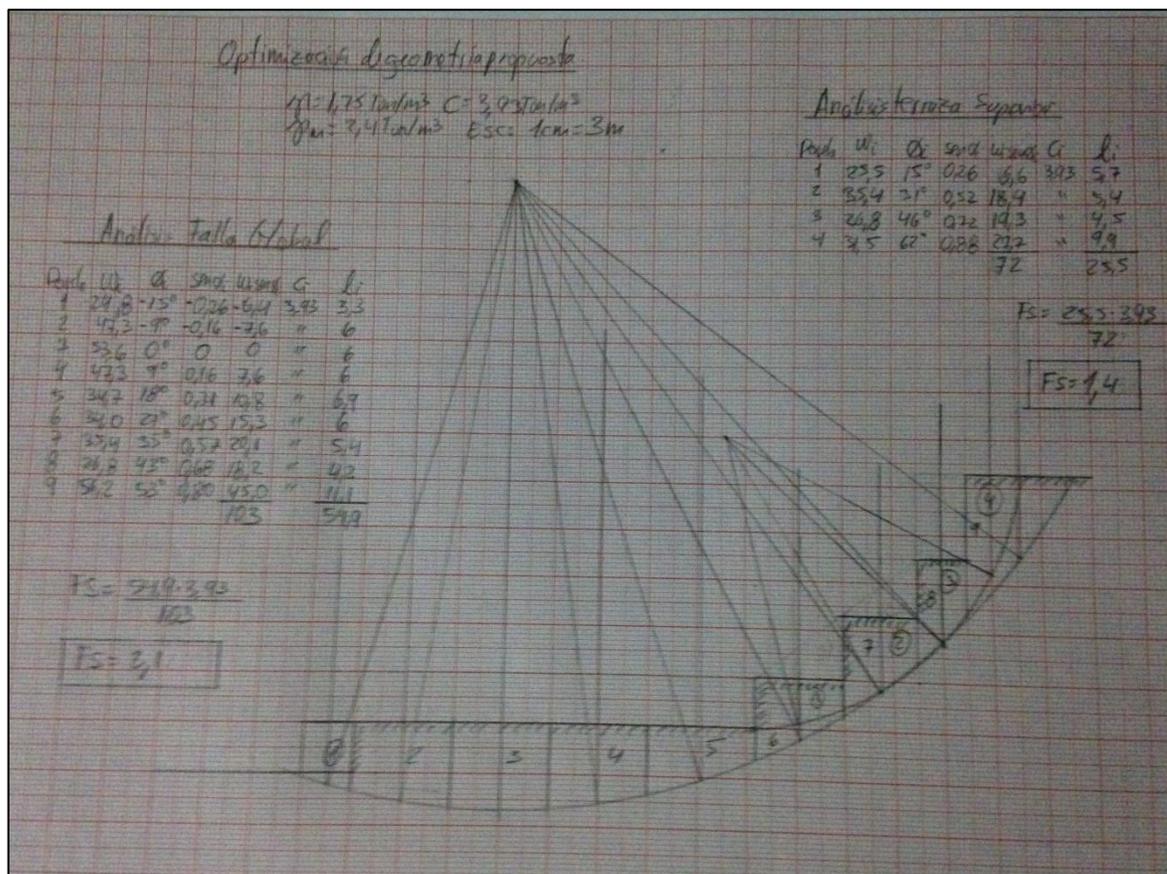


Figura 38. Análisis de estabilidad contra la falla global y del grupo de terrazas.

1.4.5 Análisis en esfuerzos efectivos para la sección propuesta.

Existen numerosas correlaciones entre N_{SPT} y ϕ' . Una relación entre estas dos variables es la establecida por el Japan Road Bureau (JRB), la cual establece que:

$$\phi' = 15 + (9,375 N)^{0,5}$$

(Ecuación 4)

Según la (Ecuación 4, para un N de 5, se tendría un ángulo de fricción del orden de:

$$\phi' = 15 + (9,375 \times 5)^{0,5}$$

entonces

$$\phi' = 22 \text{ grados}$$

La construcción mostrada en la Figura 39, permite estimar la cohesión asociada a este parámetro de resistencia.

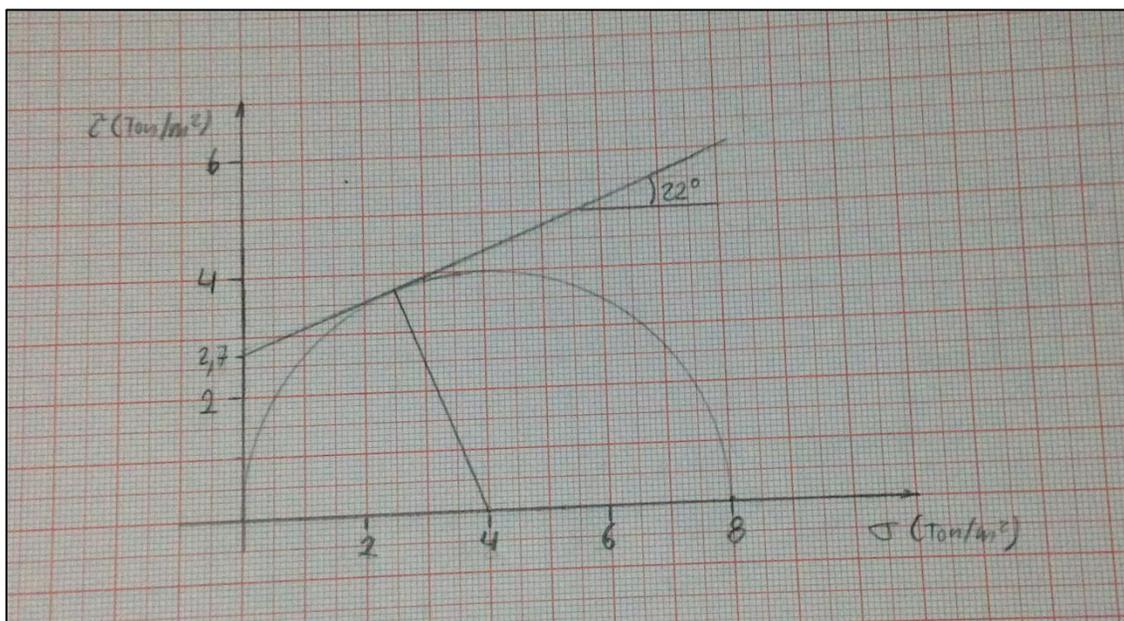


Figura 39. Círculo de Mohr mediante el cual se obtiene el parámetro C' .

La figura anterior, permite aproximar el valor de cohesión efectiva a 2,7 ton/m². De esta forma la envolvente de falla estaría dada por la siguiente ecuación:

$$\tau' = \sigma' \operatorname{tg} 22 + 1,4$$

(Ecuación 5)

La Figura 40, muestra el cálculo del factor de seguridad, mediante el empleo de los parámetros efectivos del suelo.

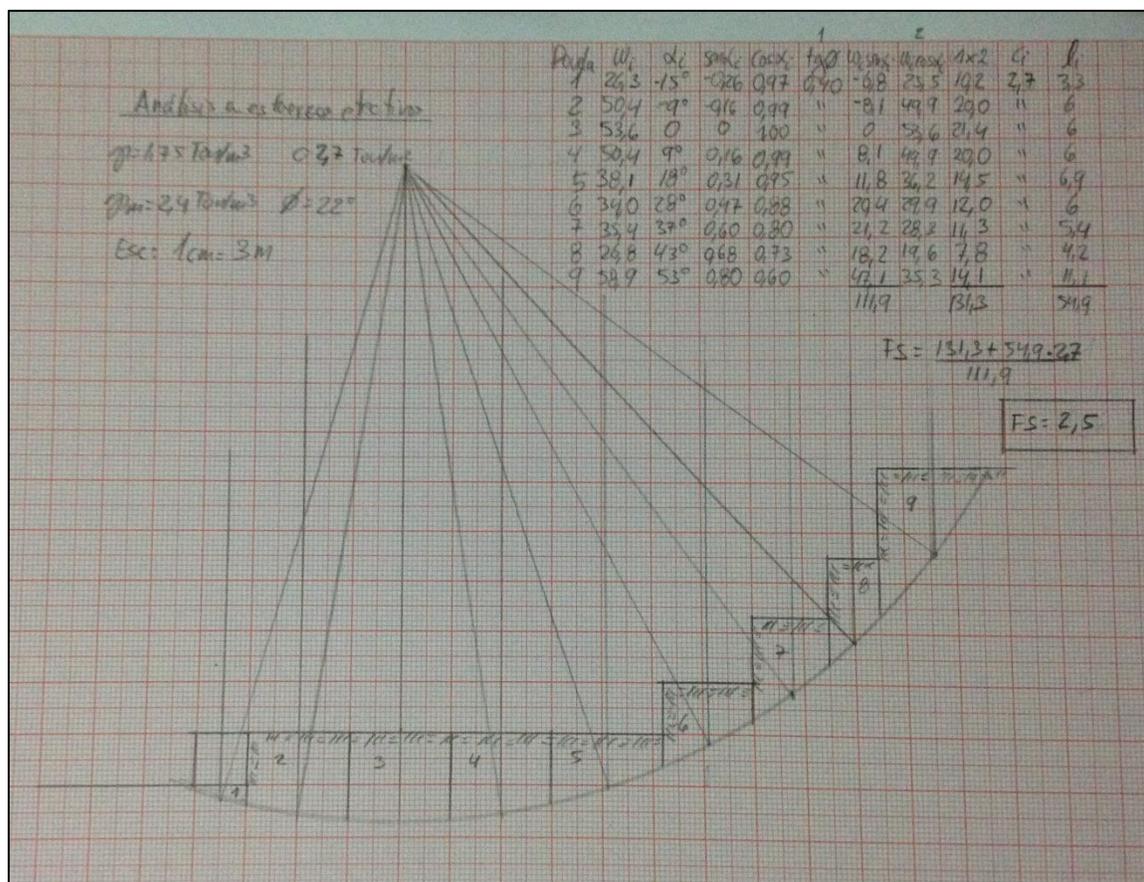


Figura 40. Análisis de estabilidad global en esfuerzos efectivos.

El factor de seguridad obtenido en este caso fue de 2,5. Este factor es ligeramente mayor al obtenido en esfuerzos totales, el cual es un valor aceptable para garantizar la estabilidad de la geometría propuesta.

1.5 Detalles de estructuras según propuesta de estabilización.

1.5.1 Dimensionamiento de muro de retención con refuerzo geotextil.

Según la referencia 4, en su página 438, en este tipo de muros de retención, la fachada del muro se forma traslapando las hojas una longitud l .

Según la propuesta de estabilización mostrada en el capítulo anterior, se debe utilizar un muro de este tipo de 3 m de base y 3 m de altura.

La misma referencia 4, en su página 438, muestra un procedimiento para el dimensionamiento de este tipo de estructura de retención, el cual será aplicado seguidamente.

1.5.2 Estabilidad interna:

- 1) Determine la distribución de la presión activa sobre el muro con:

$$\sigma_a = k_a \gamma_1 z \quad \text{(Ecuación 6)}$$

donde,

$$k_a = \text{coeficiente de presión de tierra de Rankine} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{(Ecuación 7)}$$

$\gamma_1 = \text{peso específico del relleno.}$

Entonces en nuestro caso:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{22}{2} \right) = 0,455$$

luego,

$$\sigma_a = 0,455 * 1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m} = 2,38 \text{ ton/m}^2$$

- 2) Seleccionar un tejido de geotextil que tenga una resistencia permisible de σ_G (kN/m).

En este caso se selecciona un geotextil con resistencia permisible de 1,43 ton/m (80 lb/in).

- 3) Determine el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con:

$$S_V = \frac{\sigma_G}{\gamma_1 z k_a FS}$$

(Ecuación 8)

En nuestro caso se asume $FS = 1,5$. El espaciamiento entre capas sería de:

$$S_V = \frac{1,43 \text{ ton/m}}{1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m} * 0,455 * 1,5} = 0,40 \text{ m}$$

4) Determinar la longitud de cada capa del geotextil con:

$$L = l_r + l_e$$

(Ecuación 9)

donde,

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

(Ecuación 10)

y,

$$l_e = \frac{S_V \sigma_a FS}{2 \sigma_V \tan \varphi_F}$$

(Ecuación 11)

donde,

$$\sigma_a = \gamma z k_a$$

$$\sigma_V = \gamma z$$

(Ecuación 12)

en nuestro caso se asume $FS = 1,5$ y se toma:

$$\begin{aligned} \varphi_F &= \text{ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz de suelo} = \frac{2}{3} \varphi \\ &= 14,7 \text{ grados.} \end{aligned}$$

Con base en la información anterior se prepara la siguiente tabla:

Tabla 5. Longitud de capas de geotextil.

z (m)	S _V (m)	l _r (m)	l _e (m)	L (m)	L ajustada (m)
0,40	0,40	1,74	0,52	2,26	2,5
0,80	0,40	1,47	0,52	2,00	2,5
1,20	0,40	1,21	0,52	1,73	2,5
1,60	0,40	0,94	0,52	1,46	2,5
2,00	0,40	0,67	0,52	1,19	1,5
2,40	0,40	0,40	0,52	0,92	1,5
2,70	0,30	0,20	0,39	0,59	1,5
3,00	0,30	0,00	0,39	0,39	1,5

Fuente: El autor

5) Determinar la longitud de traslape según:

$$l_l = \frac{S_V \sigma_a FS}{4 \sigma_V \tan \varphi_F}$$

(Ecuación 13)

La longitud mínima de traslape debe ser 1 m.

Para nuestro caso:

$$l_l = \frac{S_V \sigma_a FS}{4 \sigma_V \tan \varphi_F} = \frac{S_V \gamma z k_a FS}{4 \gamma z \tan \varphi_F} = \frac{S_V k_a FS}{4 \tan \varphi_F} = \frac{S_V * 0,455 * 1,5}{4 \tan 14,7} = 0,65 S_V$$

De esta forma, para el caso de S_V igual a 0,4 m, el valor de l_l sería de 0,26 m. Para el caso de S_V igual a 0,3 el valor de l_l sería de 0,2 m. En ambos casos, el traslape debe ajustarse al valor mínimo de 1 m.

El último paso, sería revisar los factores de seguridad contra vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.

La tabla siguiente muestra los factores de seguridad mínimos establecidos por el Código de Cimentaciones para las revisiones antes indicadas.

Tabla 6. Factores de Seguridad Mínimos para el análisis de muros de retención según el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Acción	Factor de seguridad mínimo.	Fuente
Capacidad Soportante	3,00	Sección 6.3.1 y Cuadro 3.2. Código de Cimentaciones de Costa Rica.
Deslizamiento	1,50	Sección 6.3.2 Código de Cimentaciones de Costa Rica.
Volcamiento	1,50	Sección 6.3.3 Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica.

1.5.3 Capacidad soportante.

Según la referencia 5, en su página 129, la capacidad de soporte última del terreno, sobre el que se apoya el muro de retención, se debe estimar mediante la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma + c N_c + \gamma_2 D_f N_q$$

(Ecuación 14)

Para nuestro caso,

$$q_{ult} = \frac{1,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m}}{2} * 3 + 1,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 18 = 33,08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por otra parte, como la figura geométrica que representa al muro es un cuadrado de lado 3, no existe excentricidad y, por lo tanto, según la referencia 5, la presión máxima y mínima sobre el suelo de fundación se estima según la siguiente ecuación:

$$q_{\text{máx o mín}} = \frac{P}{A} * \left(1 \pm \frac{6 e_b}{B} \pm \frac{6 e_L}{L} \right)$$

(Ecuación 15)

Para nuestro caso se debe considera un valor de excentricidad dado por el valor del momento de vuelco de empuje activo dividido por la resultante de fuerzas verticales.

El empuje activo sería de:

$$E_A = \frac{2,38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m}}{2} = 3,57 \text{ ton/m}_{\text{longitud de muro}}$$

Por otra parte,

$$P = 2,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m} * 3 \text{ m} * 1 \text{ m} = 21,6 \text{ ton}$$

Así,

$$e = \frac{3,57 \text{ ton} * 1 \text{ m}}{21,6 \text{ ton}} = 0,17 \text{ m}$$

El tercio medio central sería igual a B/6 es decir 0,5 m. Y puesto que 0,17 m es menor que 0,5 m la ecuación 15 es válida. Entonces:

$$q_{\text{máx}} = \frac{21,6 \text{ ton}}{3 \text{ m} * 1 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 * 0,17 \text{ m}}{3 \text{ m}} \right) = 9,65 \text{ ton/m}^2$$

Luego el factor de seguridad sería de:

$$FS = \frac{33,08}{9,65} = 3,43 > 3$$

1.5.4 Estabilidad contra deslizamiento.

Según la referencia 5, en su página 130, la condición de falla por deslizamiento se debe verificar comparando la componente horizontal de la fuerza de empuje con a la fuerza resistente, calculada según la ecuación:

$$S_{\text{max}} = V \tan \delta + B C_a$$

(Ecuación 16)

En nuestro caso:

$$S_{\text{max}} = 2,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m} * 3 \text{ m} * \tan 14,7 + 3 \text{ m} * 1,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9,87 \text{ ton/m}_{\text{longitud de muro}}$$

Por otra parte, el empuje activo sería de 3,57 ton tal y como se estimó en el apartado anterior.

Entonces, el factor de seguridad sería:

$$FS = \frac{S_{max}}{E_A} = \frac{9,87}{3,57} = 2,8 > 1,5$$

1.5.5 Estabilidad contra volcamiento.

La referencia 5, en su página 131, indica que el factor de seguridad contra volcamiento se calcula analizando el equilibrio de momentos con relación al pie del muro. Se calcula el factor de seguridad contra el volcamiento a partir de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{M_{est}}{M_{vol}}$$

(Ecuación 17)

Donde:

M_{est} = Sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras.

M_{vol} = Sumatoria de los momentos de las fuerzas de volcamiento.

En nuestro caso:

$$M_{est} = 2,4 \frac{ton}{m^3} * 3 m * 3 m * 1 m * 1,5 m = 32,4 ton - m$$

$$M_{vol} = 3,57 ton * 1 m = 3,57 ton - m$$

Finalmente, el factor de seguridad sería de:

$$FS = \frac{32,4}{3,57} = 9,1 > 1,5$$

En la figura siguiente se observa la estructuración propuesta para el muro de tierra armada.

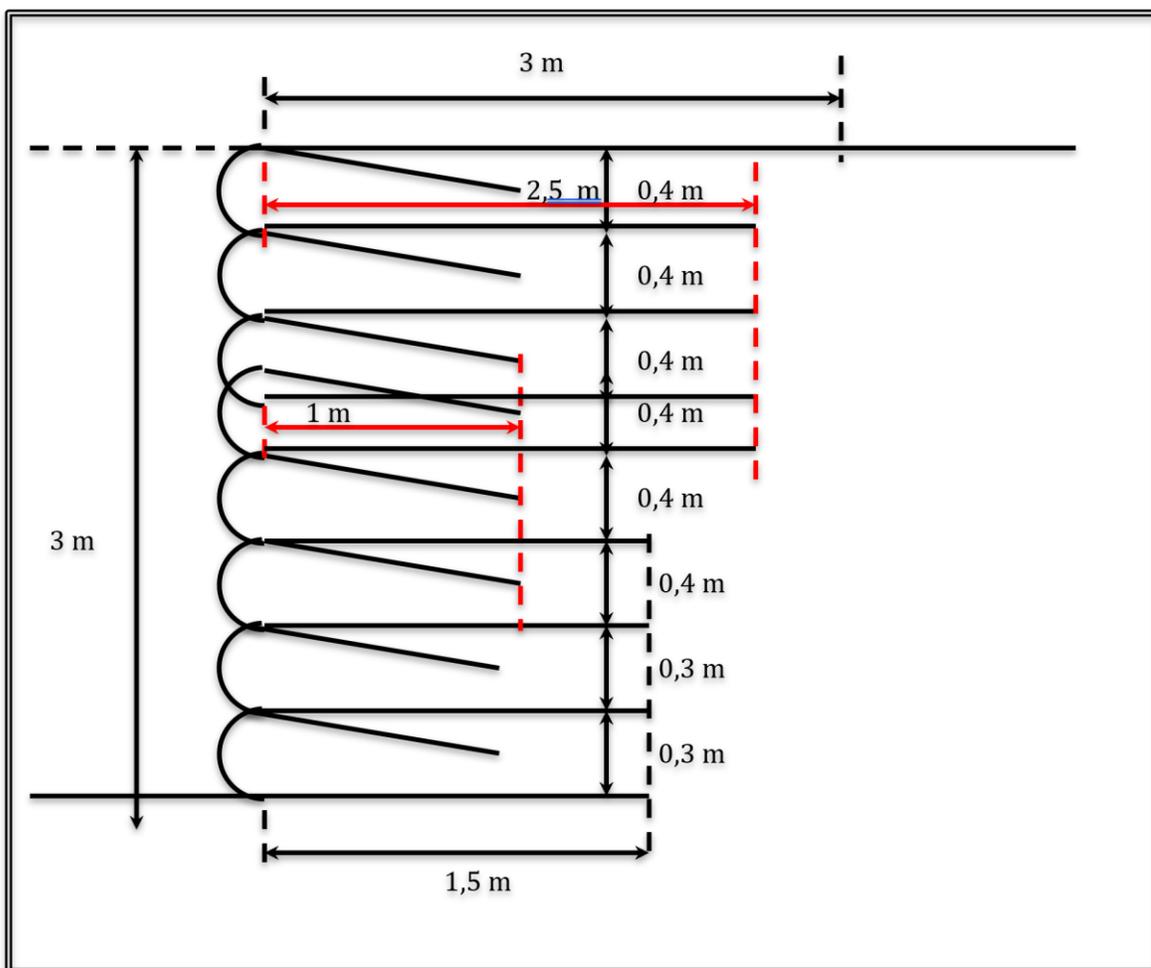


Figura 41. Detalle de muro de tierra armada.

El muro propuesto debe ser complementado con la construcción de un sistema de drenaje posterior al mismo, con el fin de captar cualquier componente freática que pudiese originarse. Este drenaje debe ser colocado a la largo del muro y ubicado al pie de este.

La figura siguiente muestra un diagrama de la ubicación de este drenaje.

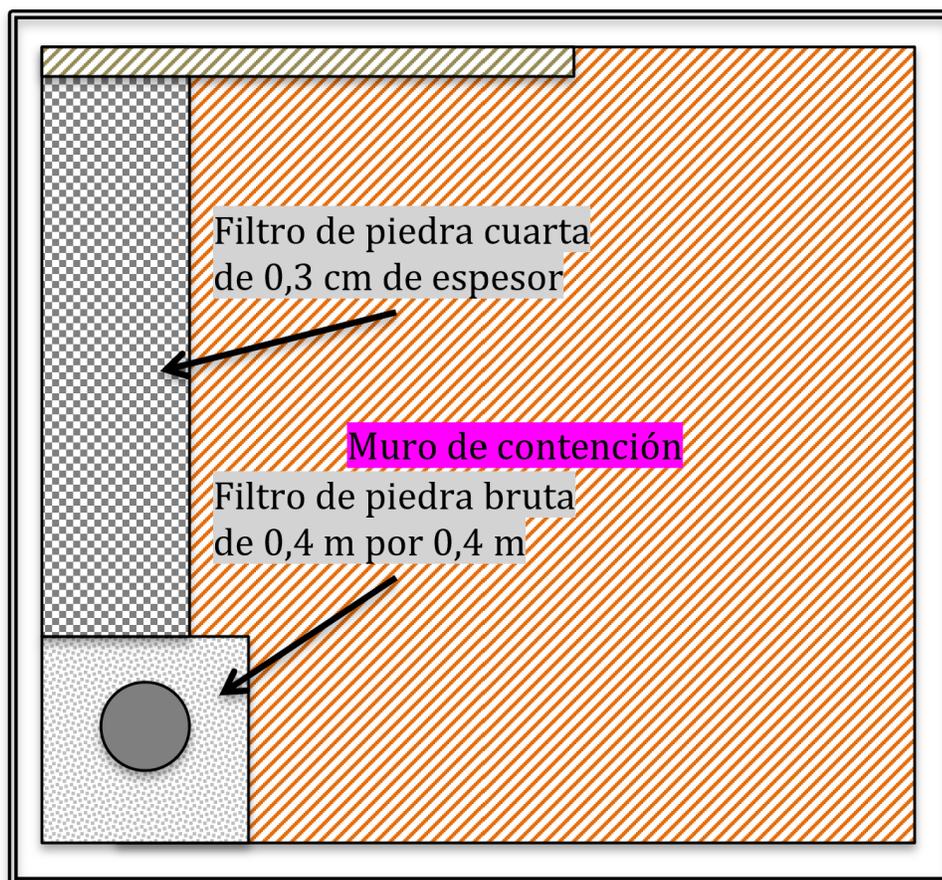


Figura 42. Detalle de drenaje posterior al muro.

El caudal captado por este sistema debe de ser enviado al sistema pluvial a construir para este fin.

1.5.6 Control de escorrentía superficial.

El control de la erosión hídrica es un tema de vital importancia para garantizar la permanencia de las propiedades del suelo, así como de los diseños efectuados.

El suelo observado en el sitio, debido a su tamaño de partícula, es susceptible a la erosión, por esta razón la construcción de contracunetas, así como la canalización del agua de escorrentía superficial hacia un sistema pluvial, debe de ser considerado para prevenir este tipo de erosión.

En la figura siguiente se muestra una estimación del área que podría drenar hacia el sitio de emplazamiento del deslizamiento, a nivel superficial.

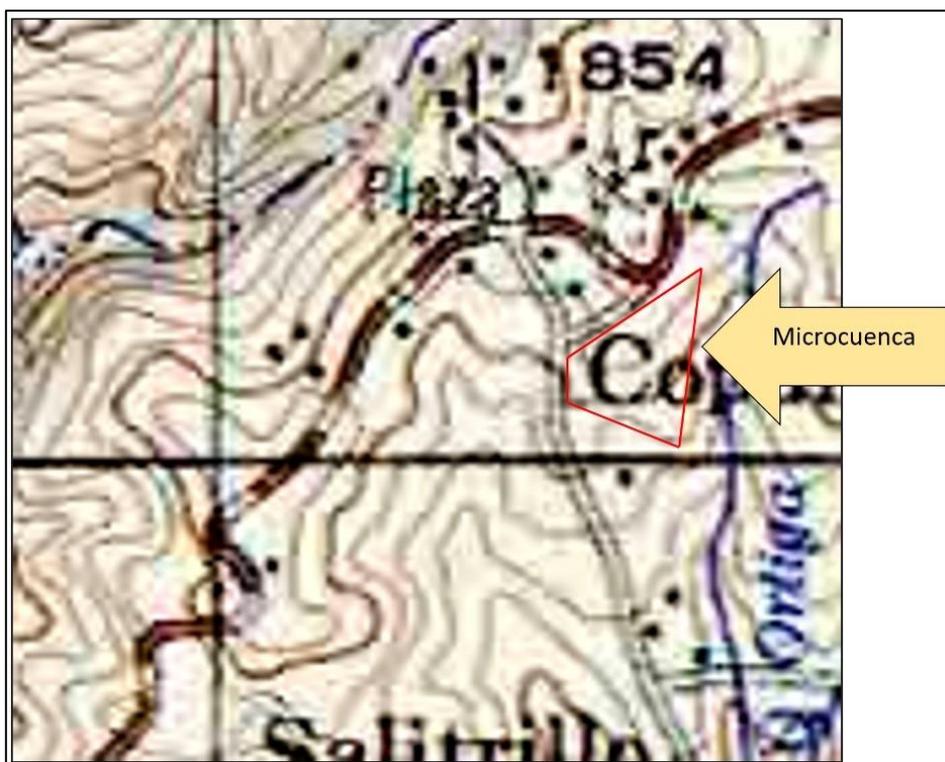


Figura 43. Microcuenca para la estimación del caudal para contracunetas.

Se sugiere la construcción de contracunetas en forma paralela a cada una de las terrazas a construir. Posteriormente, el caudal de cada contracuneta sería enviada mediante otro canal, hacia el sistema pluvial que debe de ser construido.

La dimensión de esta contracuneta, se puede obtener de su caudal de diseño, el cual se estima según la Fórmula Racional:

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

(Ecuación 18)

donde

Q = caudal máximo en m³/s.

C = coeficiente de escorrentía, el cual depende de la naturaleza de la superficie.

i = intensidad máxima de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/h.

A = área de la cuenca, en Ha.

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

El coeficiente de escorrentía, requerido en la ecuación 18, se obtendrá como un promedio ponderado de acuerdo con la distribución de áreas según los tipos de superficie que predominan en la zona aledaña al sitio objeto de este estudio, para el caso del caudal de la cuenca

Según la referencia 6, página 271, “el uso de este método tiene una antigüedad de más de 100 años; se ha generalizado en todo el mundo. El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje si no exceden aproximadamente de 1300 Ha o 13 km². En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c)”.

Para este caso en particular, el coeficiente se puede estimar en 0,65 según la cobertura de la zona observada en la hoja cartográfica.

La referencia 6, en su página 29, establece que la delimitación de una cuenca se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel (como el mapa de Costa Rica a escala 1:50000), siguiendo las líneas del parteaguas, la cual es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

Según la figura 43, el área de la cuenca puede estimarse en 0,01 km² (1 Ha), la cual es menor a la establecida en la referencia 6 para el empleo de la fórmula racional, por lo que la misma puede ser utilizada sin problema alguno.

Por otra parte, la intensidad de lluvia se obtendrá mediante el empleo de las ecuaciones que relacionan la intensidad máxima $i_{máx}$ en mm/h, con la duración (D) en min y el periodo de retorno (T) en años, desarrolladas por Vahrson Wilhelm y Alfaro Marvin (1992), para los principales centros urbanos de Costa Rica.

Estas ecuaciones se muestran en la Tabla 3.10, de la referencia 6 en su página 122, donde para la ciudad de Cartago se establece la siguiente relación:

$$i_{máx} = 156,892 - 28,4612 \times \ln D + [42,2027 - 8,0731 \times \ln (\ln D)] \times \ln T$$

(Ecuación 19)

donde,

i_{\max} = intensidad máxima en mm/h.

D = duración en min.

T = período de retorno en años.

En cuanto a la duración de la lluvia, la misma, tal y como se comentó anteriormente, se hará igual al tiempo de concentración.

Según la referencia 6, página 272, se denomina tiempo de concentración al tiempo transcurrido desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la cuenca, hasta que llega a la salida de ésta.

Según la fórmula de Kirpich (referencia 6 página 274), la fórmula para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}}$$

(Ecuación 20)

donde,

t_c = tiempo de concentración en min.

L = máxima longitud del recorrido en m.

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal en m.

Según la Figura 43, la diferencia de elevación entre el punto más alejado de la cuenca, y el punto de medición se puede estimar por las curvas de nivel observadas.

En este caso se puede estimar en 10 m. Por otra parte, la longitud total hasta el punto de medición se puede establecer en 80 m, de la misma Figura 43.

De acuerdo con esta información y luego de aplicar la (Ecuación 1, se puede establecer un tiempo de concentración del orden de:

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}} = 0,0195 \frac{80^{1,155}}{10^{0,385}} = 1,26 \text{ min}$$

Por otra parte, la intensidad de lluvia se obtiene, entonces de la (Ecuación 19, para la cual el resultado sería el siguiente:

$$i_{\max} = 156,892 - 28,4612 \times \ln 1,26 + [42,2027 - 8,0731 \times \ln (\ln 1,26)] \times \ln 15$$

así,

$$i_{m\acute{a}x} = 296,62 \text{ mm/hr}$$

Para un valor de C de 0,65 se tendría lo siguiente:

$$Q = \frac{0,65 * 296,62 * 1}{360} = 0,54 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Para efectos de cálculo de la sección transversal, se tomará una forma geométrica sencilla, en este caso, será un rectángulo.

Para esta sección, tomando una base de tamaño b y una altura de tirante y, el área hidráulica es igual a:

$$A_H = b * y$$

(Ecuación 21)

El radio hidráulico es igual a:

$$R_H = \frac{b * y}{b + 2y}$$

(Ecuación 22)

Por otra parte, la Ecuación de Manning, permite estimar el caudal según la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

(Ecuación 23)

Luego, se toma un valor de n de 0,013 para el concreto, así como un valor de pendiente del 1%.

Para un valor de base de 0,60 m y un valor de tirante de 0,39 m se tendrían los siguientes resultados:

$$R_H = 0,17.$$

$$A_H = 0,23 \text{ m}^2.$$

$$Q = 0,55 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La velocidad máxima esperada se puede estimar de la siguiente forma:

$$v = \frac{Q}{A_H} = \frac{0,55}{0,23} = 2,36 \frac{m}{s}$$

Como se puede observar, las dimensiones anteriores permiten cumplir con los requerimientos de diseño. Para efectos constructivos, se sugiere una altura máxima de 60 cm, con fin de contar con un bordo libre de 21 cm, para prevenir cualquier pérdida de capacidad hidráulica por acumulación de sedimentos.

En la figura siguiente se muestra la ubicación de las contra cuentas en la propuesta de estabilización.

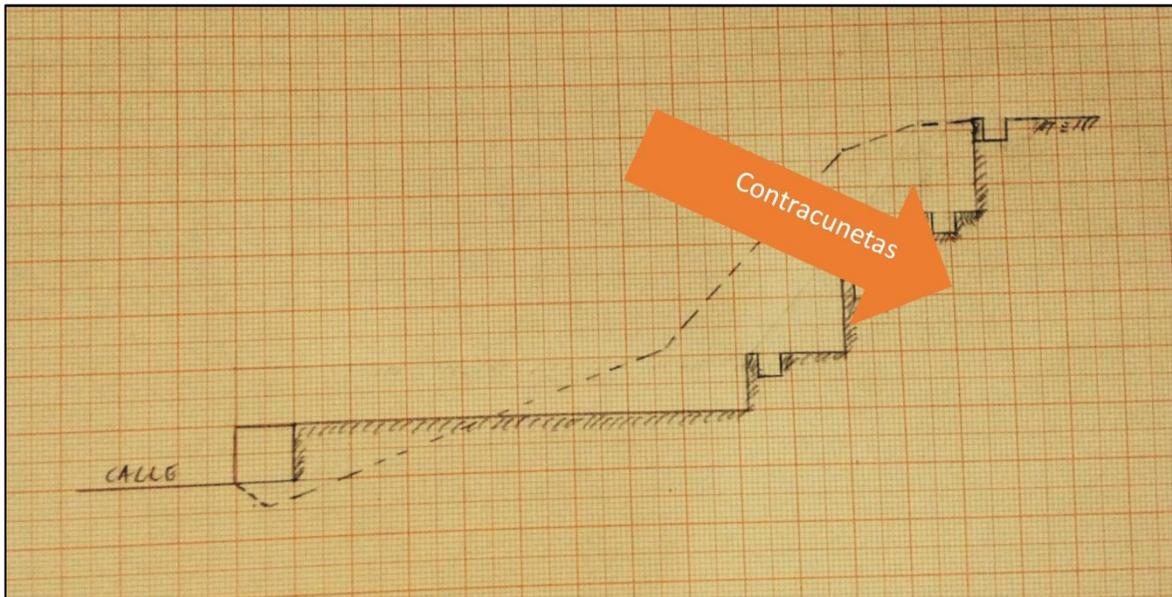


Figura 44. Ubicación de contracuentas.

1.6 Conclusiones y recomendaciones.

1.6.1 Conclusiones.

- Las características geomecánicas del suelo ubicado en el deslizamiento fue posible establecerlas de diversas formas:
 - Mediante ensayos de campo tipo SPT.
 - Mediante ensayos de laboratorio a través del Torquímetro de Torvane.
 - Mediante el análisis retrospectivo del talud.
 - Mediante el análisis retrospectivo de taludes cercanos al proyecto.

Estos parámetros se obtuvieron con el fin de realizar análisis desde el punto de vista tanto de esfuerzos totales como de esfuerzos efectivos, con el fin de verificar el factor de seguridad de la propuesta de estabilización.

Los valores obtenidos para los parámetros de resistencia del suelo desde el punto de vista de los esfuerzos totales: cohesión última, fueron muy similares, independientemente de la forma en la cual fueron obtenidos, lo cual permitió tener certeza en el valor utilizado para el diseño.

- El factor de seguridad contra la falla por cortante, para la propuesta de estabilización, se calculó inicialmente mediante el punto de vista de los esfuerzos totales. Una vez obtenido el factor de seguridad, se realizó una revisión de este desde el punto de vista de los esfuerzos efectivos. En ambos casos, la propuesta de estabilización cumple con un factor de seguridad mayor a 1,5.
- El control de la escorrentía superficial se considera de vital importancia, con el fin de reducir la erosión sobre el talud sino también para garantizar la permanencia de propiedades. Se realizó la estimación del caudal esperado de la microcuenca asociada al sitio donde se ubica el deslizamiento, con el fin de establecer la sección transversal idónea para estas estructuras. La escorrentía superficial captada por la mismas deberá ser evacuada hacia el

sistema colector de la carretera, la cual debe de contar con elementos que permitan un control eficiente de la escorrentía superficial.

- La propuesta de estabilización consiste básicamente en terraceo, con el fin de reducir el peso de la masa deslizante y un muro de tierra armada como contrapeso para incrementar el factor de seguridad. La propuesta puede observarse en las Figura 38 y Figura 40.
- El plano constructivo se muestra en el anexo.

1.6.2 Recomendaciones.

Dentro de la propuesta de estabilización se contempló la presencia de un muro de retención como contrapeso del talud, no obstante, debido al alto valor de los factores de seguridad obtenidos, podría hacerse un análisis sin la presencia de ese muro con el fin de reducir costos finales de la obra, de tal forma que el mismo sea sustituido por corte con una pendiente máxima de 2 a 1.

Los análisis efectuados se realizaron manualmente mediante la metodología de Fellenius o método de las dovelas, por lo que, para efectos de incorporar la variable dinámica, ya que el análisis efectuado fue únicamente de carácter pseudoestático, se podría utilizar programas de cómputo desarrollados para analizar estabilidad de taludes.

Los programas anteriores, podrían manejar metodologías de equilibrio límite más detalladas tales como el método de Jambú, o Spencer o bien el de Equilibrio Límite Generalizado, con el fin de no solamente validar los resultados expuestos en este estudio, sino también incorporar otras cargas dentro de los cálculos, las cuales no sería posible integrarlas por métodos manuales.

Desde un punto de vista constructivo, es importante considerar la canalización eficiente del agua de escorrentía superficial ya que la permanencia de propiedades en el suelo del talud, depende de un efecto nulo de este tipo de escorrentía, por esta razón la construcción de las contracunetas estimadas en este informe es de vital importancia, pero también lo es, la construcción de un sistema

de captación del agua pluvial con un funcionamiento óptimo, el cual deberá captar el agua proveniente de estas contracunetas.

El proceso de cálculo manual involucra la imposibilidad de analizar factores determinantes para garantizar valores certeros del factor de seguridad, tales como, efecto de presión hidrostática, cargas sísmicas, entre otros. Por esta razón, se recomienda, realizar análisis para la verificación de estos valores, mediante el empleo de programas de cómputo especializados, donde se pueda incorporar la presencia tanto de flujo de agua, así como de la presencia de cargas sísmicas.

Los parámetros de resistencia empleados en los cálculos efectuados se obtienen de correlaciones empíricas con el número de golpes del ensayo de penetración normal, por lo tanto, se recomienda la realización de ensayos sobre muestras inalteradas, tales como corte directo, compresión inconfiada o bien ensayos triaxiales, con el fin de optimizar los valores de los parámetros de resistencia a utilizar en el proceso de cálculo de los factores de seguridad.

El análisis se realiza mediante el criterio de los esfuerzos totales, para lo cual se asume el comportamiento eminentemente cohesivo del suelo de sitio, sin embargo, en caso de contar con resultados de ensayos sobre muestras inalteradas de los materiales de sitio, se recomienda realizar análisis bajo el criterio de esfuerzos efectivos, con el fin de optimizar la solución de estabilidad propuesta.

1.7 Anexos

Anexo 1A: Valores de factor de seguridad obtenidos en las diferentes iteraciones efectuadas.

Iteración	Factor de seguridad obtenido	Geometría	Condición de análisis	Carga sísmica
1	1,85	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
2	1,56	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
3	1,48	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
4	1,39	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
5	1,26	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
6	1,29	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
7	1,35	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
8	1,37	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
9	1,81	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
10	1,75	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
11	1,77	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
12	1,77	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
13	1,89	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
14	1,96	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
15	1,56	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
16	1,75	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
17	1,81	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
18	1,77	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
19	1,75	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
20	1,68	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
21	1,65	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
22	1,75	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
23	1,35	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
24	1,37	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
25	1,77	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
26	1,38	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
27	1,56	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
28	1,57	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
29	1,75	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada
30	1,35	Superficie de ruptura circular	No drenada	No contemplada

Nota: El menor factor de seguridad es de 1,26

CAPITULO II

Análisis de estabilidad de talud existente y propuesta para control de erosión de la ribera de la Quebrada Norberta, para sitio de emplazamiento de tanque de agua potable en Quircot, Cartago.

Fecha de realización: II Semestre 2016

2.1 Introducción

2.1.1 Planteamiento del problema.

La Municipalidad de Cartago desea utilizar la estructura existente de un tanque de almacenamiento de agua potable en la localidad de Quircot, Cartago, la cual aún no ha sido puesta en uso.

Dicha estructura no fue construida por el municipio, por lo que se desconocen las condiciones de cimentación de la obra, así como el posible efecto sobre la estabilidad del talud cercano, una vez que el tanque este lleno a su máxima capacidad.

Como medida de prevención, se propone la construcción de un muro de gaviones al pie del talud existente, con el fin de controlar el efecto de la erosión del cauce de la Quebrada Norberta, el cual cuenta con un historial importante de inundaciones en la zona, durante la temporada de lluvias.

Debido a la topografía de la ladera, se deberá construir un relleno en la parte posterior al muro, por lo que el mismo será sometido al empuje lateral del material de relleno, así como de cargas sísmicas.

2.1.2 Objetivos

2.1.2.1 Objetivo General.

Realizar el análisis de estabilidad del talud y diseñar una estructura en gaviones, para protección de la erosión hídrica en el cauce de la Quebrada Norberta, para el sitio donde se ubica un tanque de almacenamiento de agua potable, en Quircot, Cartago.

2.1.2.2 Objetivos Específicos.

- 1) Determinar el factor de seguridad contra la falla por cortante de la estratigrafía del sitio, según la pendiente natural existente, una vez que la estructura de almacenamiento de agua esté en funcionamiento.

- 2) Determinar el asentamiento esperado por consolidación de la estructura existente una vez que la misma se encuentre en funcionamiento.
- 3) Definir el nivel de desplante de la estructura de protección contra erosión mediante el trazo del perfil de socavación del cauce.
- 4) Diseñar un muro de retención en gaviones, como estructura de protección contra la erosión de la corriente de agua de la Quebrada Norberta, con el fin de prevenir un futuro deslizamiento por socavación general de la ribera.
- 5) Elaboración de planos constructivos para la obra propuesta.

2.1.3 Importancia.

El funcionamiento adecuado de la estructura de almacenamiento de agua garantizaría un servicio de calidad y continuo a la comunidad hacia la cual se proyecta el beneficio, por lo que el realizar los análisis expuestos brindarían la información acerca de la necesidad de tomar medidas de orden preventivo, para garantizar un comportamiento idóneo de la infraestructura existente.

La construcción de esta estructura no fue realizada por la Municipalidad de Cartago, por lo que se desconoce el comportamiento del suelo de fundación, así como del talud cercano al sitio, una vez que la estructura se utilice a su máxima capacidad.

El empleo de este tanque de almacenamiento de agua requiere de una inversión importante en la restauración de este, la cual es menor al costo de construir un nuevo tanque.

Por otra parte, su empleo implicaría el aprovechamiento de un recurso disponible, el cual le fue exigido en su momento al desarrollador de la obra urbanística existente en el lugar.

La calidad del servicio de abastecimiento de agua potable en el sitio sería mejorada en gran medida, ya que al día de hoy existe problemas en suministro de agua potable, por falta de infraestructura para su almacenamiento y conducción.

Los análisis propuestos en esta investigación darían al municipio la certeza de un empleo eficiente de los recursos destinados al mejoramiento de la estructura del

tanque de almacenamiento de agua, así como también le brindarían seguridad sobre la expectativa de solventar los problemas de suministro de agua potable en la zona.

Finalmente, los análisis propuestos darían al municipio, la descripción de las obras de prevención necesarias para garantizar la estabilidad adecuada del talud del sitio.

2.1.4 Alcance y Limitaciones.

El sitio objeto de estudio se ubica en la localidad de Quircot, Cartago, según se puede observar en la figura siguiente.

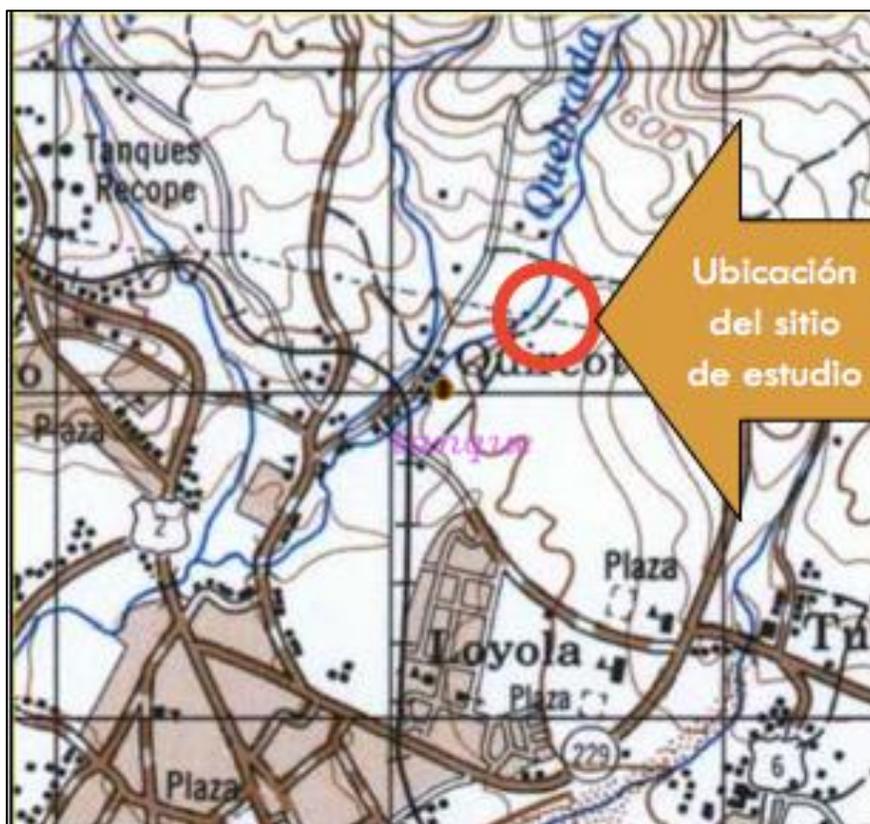


Figura 45. Ubicación de la estructura en parte de la Hoja Iztarú.

En dicho lugar, se puede observar la presencia de una estructura para almacenamiento de agua potable, la cual hoy en día aún no ha sido puesta en uso, por parte de la Municipalidad de Cartago, por otro lado, la inexistencia de estudios

con respecto a la estabilidad del talud, así como del efecto de la socavación de la corriente de agua, así como también de asentamientos esperados, justifica la realización de ensayos, así como análisis de los temas anteriormente descritos.

Estos análisis se llevarán a cabo bajo el supuesto de la estructura en condición de servicio a su capacidad total, con el fin de tomar las medidas de prevención, para garantizar su comportamiento en forma adecuada.

El análisis se basará en resultados obtenidos a través de ensayos de campo tal como el SPT, así como de extracción de muestras inalteradas para la realización de ensayos de consolidación unidimensional en sitios aledaños a la estructura.

No se realizarán ensayos de geofísica y no es posible realizar ensayos de SPT para determinar la capacidad soportante en las zonas cercanas al cauce de la Quebrada Norberta, es decir, al pie del talud, debido a la gran cantidad de escombros y maleza observada en el sitio, lo cual implica una limitación en el diseño de la estructura de protección.

2.1.5 Metodología.

Inicialmente se elaborará el levantamiento topográfico del sitio, con base en el cual se establecerán los sitios para los ensayos SPT. Estos ensayos serán complementados con muestreos de capas blandas (en caso de ser detectadas) para la realización de ensayos de consolidación unidimensional, mediante el empleo de trincheras exploratorias.

Con la información obtenida de los ensayos SPT, se elaborará el perfil geotécnico del sitio, el cual será utilizado para el análisis de estabilidad del talud existente.

Por otra parte, con base en el número de golpes obtenido para cada estrato, se establecerán parámetros de resistencia para realizar el diseño de la obra de retención en gaviones, la cual será utilizada para control de la erosión esperada por el caudal de la Quebrada Norberta.

Con base en el análisis de la cuenca de este río, se estimará a través de la fórmula racional, el caudal máximo esperado, con el fin de trazar el perfil de

socavación, el cual indicaría el nivel de desplante para la estructura de protección de erosión.

Los ensayos de consolidación unidimensional se utilizarán para estimar el asentamiento esperado, según el apartado 7.4.3 del CCCR, una vez que la estructura de almacenamiento de agua sea puesta en servicio. Este asentamiento será comparado con los valores del Cuadro 3.6 del CCCR, con el fin de evaluar la magnitud de este.

2.2 Aspectos teóricos de la propuesta de la estructura de retención.

2.2.1 Teoría de Empuje de Tierras de Coulomb.

En este método se considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno (ver figura 2).

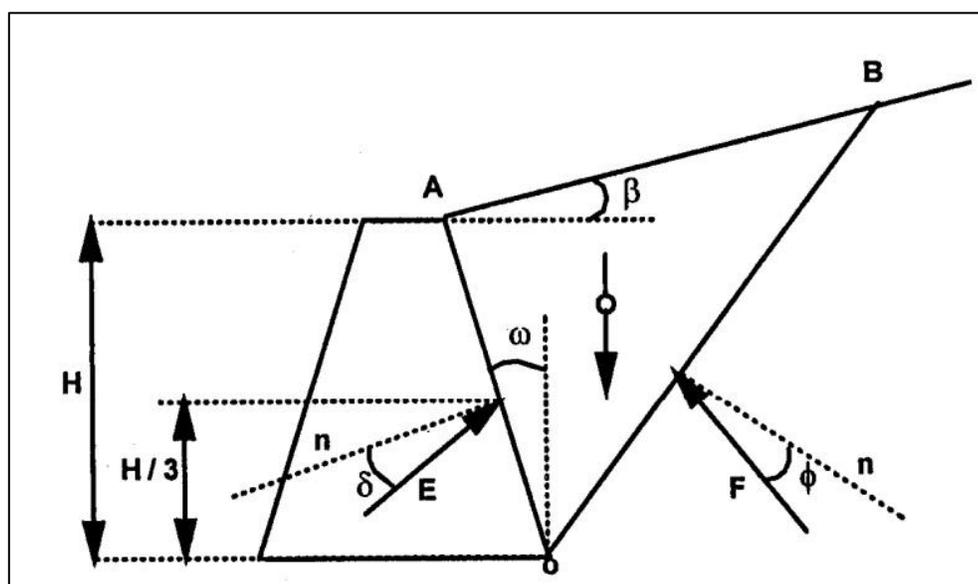


Figura 46. Mecanismo de empuje de suelos según Coulomb en suelos friccionantes.

La cuña OAB tiende a deslizarse bajo el efecto de su peso y por esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB . Puesto que la resistencia friccionante se desarrolla por completo, las fuerzas E y F resultan inclinadas respecto a las normales correspondientes a los

ángulos ϕ y δ , de fricción entre suelo y suelo y muro y relleno respectivamente. El valor numérico del ángulo δ evidentemente está acotado, de modo que $0 \leq \delta \leq \phi$.

Considerando el equilibrio de la cuña se ve que se debe cerrar el polígono dinámico constituido por W , F y E . Como W es conocida en dirección y magnitud y se conocen previamente las direcciones de E y F , dicho polígono dinámico se puede construir para una cuña dada. Así puede conocerse la magnitud de empuje sobre el muro.

Es claro que no hay razón alguna para que la cuña escogida sea la que produzca el empuje máximo. Se advierte entonces que el método de trabajo que se propone tiene que desembocar en un procedimiento iterativo, en el que se dibujen diferentes cuñas, y se calcule el empuje correspondiente a cada una y se llegue así a una aproximación razonable para el valor máximo, producido por la cuña crítica.

Para el caso de suelos con cohesión y fricción (ver figura 3), si se supone una cuña de deslizamiento, su equilibrio quedará garantizado por el de las siguientes fuerzas: el peso propio total, W , calculado como el producto del área de la cuña por el peso específico del suelo; la reacción entre la cuña y el suelo, con dos componentes, F debida a la reacción normal y a la fricción y C debida a la cohesión; la adherencia C' , entre el suelo y el muro, y, finalmente, el empuje activo E .

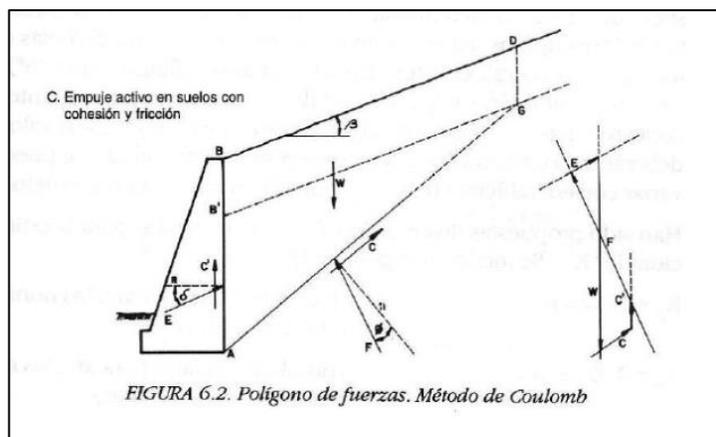


Figura 47. Mecanismo de empuje de suelos según Coulomb en suelos cohesivos y friccionantes.

El método de cálculo conlleva un procedimiento para determinar el máximo E posible. Por supuesto que el muro se deberá calcular para soportar la combinación de las fuerzas C`y E_{max}.

Según el CCCR, para suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$) y bajo la metodología de esfuerzos totales, el empuje activo, según la metodología de Coulomb, se puede obtener a través de la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{(H^2 * \gamma)}{2} - (2,88 * (H - z_o) * c_u)$$

(Ecuación 24)

En donde:

E_a = Fuerza activa por unidad de longitud (t/m)

H = Altura del muro (m)

γ = Peso volumétrico del suelo (t/m³)

z_o = Profundidad de la grieta de tracción (m)

c_u = Resistencia al corte no drenado en condición saturada (t/m²)

Por otra parte, la fuerza pasiva por unidad de longitud está dada por la siguiente ecuación del CCCR:

$$E_p = \frac{(h^2 * \gamma)}{2} + (2,88 * h * c_u)$$

(Ecuación 25)

En donde:

E_p = Fuerza pasiva por unidad de longitud (t/m)

h = Altura del muro en el lado que actúa la fuerza pasiva (m)

γ = Peso volumétrico del suelo (t/m³)

c_u = Resistencia al corte no drenado, en condición saturada (t/m²)

2.2.2 Análisis de estabilidad de taludes mediante el método sueco.

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad.

El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc.

Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios.

A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente.

Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas.

En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, pero se requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en este tema.

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo

suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

Se trata ahora del caso de un análisis de estabilidad de taludes que se haga con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. En tales casos, se dispone en general de los parámetros de resistencia que se obtengan en un ensayo sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o un ensayo de campo o laboratorio equivalente).

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Figura 48.

En primera instancia se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura.

En la parte b de la misma Figura 48 aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio.

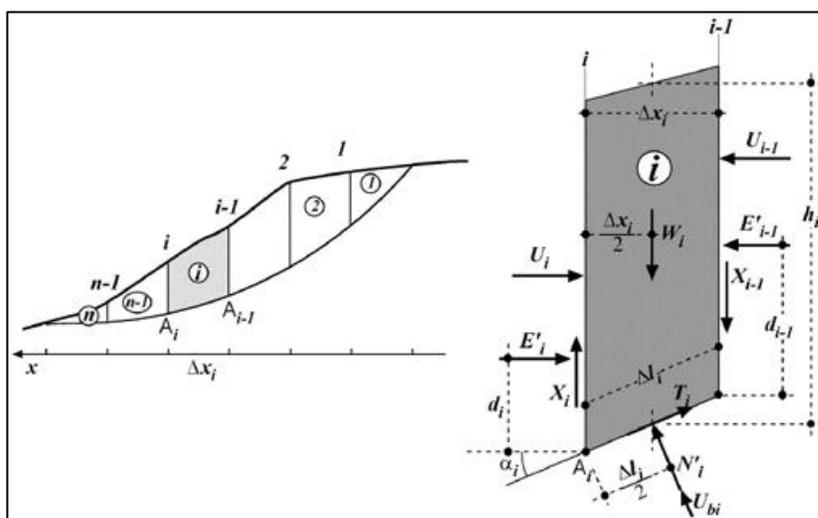


Figura 48. Procedimiento de las dovelas de Fellenius.

Se calcula un momento motor en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas. El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s que se desarrolla en la base de las dovelas.

Calculados ambos momentos se podrá definir un factor de seguridad:

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento Motor}}$$

(Ecuación 26)

El método de cálculo desemboca naturalmente en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo.

La sección 2.2. de CGTLCR, muestra los factores de seguridad mínimos para taludes en general, en su tabla 3. Estos factores de seguridad mínimos serán utilizados en el análisis del talud existente.

2.2.3 Estimación de socavación general por el Método de Lischtvan-Levediev.

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico. La reducción de este nivel respecto a un nivel de referencia es denominada profundidad de socavación. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico.

La socavación depende de muchos factores, que pueden agruparse en dos grupos principales: los factores geomorfológicos y los factores de transporte.

Además, la socavación puede clasificarse en dos tipos según su naturaleza: socavación general y socavación local.

Los factores que influyen en la socavación general se pueden agrupar en tres grupos: factores geomorfológicos, factores de transporte y el tipo de material que conforma el lecho; todos factores únicos para cada río, lo cual dificulta la existencia de una ley general.

Uno de los factores fundamentales para estimar la profundidad de socavación en cualquier tipo de cauce natural es el tipo de material del lecho que conforma el cauce y está expuesto a las fuerzas erosivas de la corriente.

El tipo de material que conforma el cauce hace referencia al tamaño de este, e investigaciones han demostrado que, en materiales aluviales, es decir, aquellos que corren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico, la granulometría del material del lecho está directamente relacionada con las características geomorfológicas de una corriente.

La socavación general es aquella disminución en el nivel base del lecho del cauce como consecuencia de aumento en la velocidad y el esfuerzo cortante del flujo en el lecho, que pone en movimiento las partículas de fondo y de las márgenes que se encuentran en equilibrio, indistintamente de la presencia o no de cualquier estructura antropogénica.

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

El método de Lischvant-Levediev fue originalmente propuesto para estimar el valor medio de la socavación general en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente, se hace una distinción explícita acerca del tipo de sección representativa del cauce.

En efecto, el método distingue entre un cauce con secciones bien definidas (cauce principal con planicies de inundación) de uno con múltiples subsecciones y brazos en estiaje. Además, el método permite estimar la socavación general en lechos constituidos por sedimentos cohesivos a partir de una caracterización simple de la resistencia a la erosión de este tipo de lechos.

El método es aplicable globalmente a una sección, pero puede utilizarse para realizar el cálculo en franjas. Para cada franja se determina la profundidad máxima de escurrimiento, incluyendo la de la situación socavada de acuerdo con la siguiente relación:

$$h_f = \left(\frac{q_j}{0,68 * \beta * D^{0,28} * \psi} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

(Ecuación 27)

Donde

h_f = Altura del escurrimiento en la franja socavada, j, (m).

q_j = Caudal por unidad de ancho de la franja socavada, j, ($m^3/s/m$).

D = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica, (mm).

β = Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño.

ψ = Coeficiente que considera la influencia del sedimento en suspensión.

X = Parámetro de la fórmula de arrastre crítico.

2.2.4 Aspectos teóricos del tipo de estructura de retención a utilizar.

El capítulo 6 del CGTLCR, describe los sistemas de protección y estabilización de taludes y laderas. Se indica como la definición y decisión del tipo de protección y estabilización utilizados en el talud o ladera deben ser el resultado de la evaluación geotécnica de la estabilidad.

Menciona, este documento, como en la selección de los sistemas de estabilización también deben tomarse en cuenta la disponibilidad y el costo de los materiales, la necesidad de obras temporales, la seguridad del personal, la logística y los tiempos de construcción, las limitaciones de espacio en el sitio, las limitaciones por impactos ambientales, la vida útil de la estructura y los costos y necesidades de mantenimiento asociados.

Como métodos de protección y estabilización de taludes y laderas, este capítulo 6 del CGTLCR, menciona los siguientes:

- Movimientos de tierra.
- Inclusión de bermas.
- Rellenos al pie y escolleras.
- Remoción del material de la corona.
- Remoción de bloques inestables.

- Drenaje.
- Muros:
 - Muros rígidos.
 - Muros flexibles.
 - Muros de suelo reforzado.
- Estructuras ancladas.
- Estructuras enterradas.

Para la Municipalidad de Cartago, la solución ideal para ser realizada con su propio personal es el muro de gaviones, puesto que se cuenta con personal con experiencia en las labores de construcción. El muro de gaviones puede enmarcarse en la categoría de muros flexibles.

La disponibilidad de espacio, así como la presencia de un cauce de agua con un cierto nivel de socavación, justifica aún más el empleo de este tipo de estructura, la cual a su vez cuenta con la ventaja de permitir un drenaje libre de cualquier flujo de agua subterránea. Su construcción mediante el empleo de piedra y mallas de hierro, le permiten integrarse a la naturaleza como parte de esta, de tal forma que se reduce el impacto sobre las riberas del río, lo cual es otro aspecto tomado en cuenta por parte de la Municipalidad de Cartago para la elección de este tipo de estructura de retención.

Según el CGTLCR, los muros flexibles son estructuras cuya estabilidad se garantiza por medio del peso propio de la obra. Son relativamente sencillos de construir y soportan deformaciones importantes.

Los materiales requeridos para la construcción del muro de gaviones (aluviones tipo canto rodado o bloques de roca sana) están disponibles en la cercanía del sitio de emplazamiento de la obra.

Por otra parte, el CCCR en su capítulo 6, menciona el empuje activo para el cual debe ser diseñado este tipo de obras de retención. Si bien es cierto, los resultados del estudio de estabilidad de taludes, arroja factores de seguridad adecuados, la presencia del muro de gaviones vendría a cumplir funciones de

protección de la ribera, así como de un incremento del factor de seguridad contra la falla por cortante del talud.

Por estas razones, el muro será diseñado para valores mínimos establecidos en el capítulo 6 del CCCR.

Estos valores mínimos comprenden el cálculo del empuje activo del material de relleno, a colocar entre el muro el talud existente. El mismo se estimará según la Teoría de Coulomb.

Se incluirá de igual forma un empuje dinámico, según la ecuación 6.18 del CCCR, la cual es la siguiente:

$$P_s = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{3}{4} * a_{max} \right)$$

(Ecuación 28)

en donde,

P_s = Fuerza de sismo que actúa a 0,6 H sobre la base (kN).

γ = Peso volumétrico del suelo (kN/m³).

H = Altura del muro.

a_{max} = aceleración efectiva de diseño prevista para el sitio.

Para este último factor, se utilizará un valor mayor al indicado en el cuadro 6.2 del CCCR, debido a la cercanía de volcanes actualmente en actividad, lo cual podría originar la activación de diferentes fallas de carácter local.

Este mismo capítulo 6, define las consideraciones de diseño para las obras de retención. Indica que se debe verificar la estabilidad del muro revisando la capacidad soportante, el riesgo por volcamiento, el deslizamiento en su base y seguridad de la obra contra una falla profunda que pase por debajo de la cimentación.

En el caso de muro de gaviones, se deberá estimar además la estabilidad interna de cada uno de los componentes del sistema.

Para el caso de la capacidad de soporte, por el método de diseño por esfuerzos de trabajo, se recomienda un factor de seguridad tradicional para la

combinación de carga estática y dinámica de 2,0. En el caso de cargas excéntricas, en la misma combinación, para la relación $q_{u \min}/q_{u \max}$ mayor o igual a 0,25 el factor de seguridad es de 2,0 y si la relación es menor, el factor de seguridad debe ser como mínimo 1,6.

En el caso de la estabilidad contra el deslizamiento, el factor de seguridad mínimo debe ser de 1,15 en caso de que se considere el sismo. Es importante mencionar en este aspecto, que el CCCR establece la aplicación de un factor de seguridad adicional de 2,0 en la resistencia pasiva.

La estabilidad contra el volcamiento requiere de un factor de seguridad mayor o igual a 1,5. Dicho factor debe obtenerse analizando el equilibrio de momentos con relación al pie del muro.

La estabilidad global se verifica frente a la posibilidad de una falla profunda que pase por debajo de la cimentación. Este análisis se efectuará mediante la estimación del factor de seguridad del talud con la presencia del muro como parte integral del mismo.

La estabilidad interna de los componentes de la estructura de retención se verifica, según el CCCR, en los muros flexibles. En el caso de los muros de gaviones se refiere al rompimiento de la malla.

Según la empresa de Gaviones Maccaferri, con el 30% de vacíos, las estructuras de gavión ofrecen libre drenaje proporcionando una mayor estabilidad al talud cuando se utiliza para la protección de las orillas del río.

El tipo de gavión a utilizar en el diseño de la estructura es el tipo caja, el cual posee dimensiones de un metro por un metro en sección transversal por dos metros de longitud.

En la ribera de los ríos, se suele colocar gaviones tipo colchoneta para la prevención de los efectos de la socavación general.

Se propone para la estructura una altura total de 7m, con un nivel de desplante de 1m, el cual será verificado por el perfil de socavación general, estimado para el cauce en el sitio de emplazamiento de la estructura.

Al estar la estructura en contacto con la corriente de agua de la Quebrada Norberta, de la cual se desconoce la presencia de contaminantes en la misma, se proyectan las mallas de los gaviones con recubrimiento de PVC.

Esta estructura de retención se proyectará para soportar el empuje activo producto del relleno posterior, necesario para mantener una pendiente uniforme de la ladera, el cual se estimará según la teoría de Coulomb, según el apartado 6.2.2.2 del CCCR, de tal forma que se cumplan los factores de seguridad establecidos contra deslizamiento, apartado 6.3.2 del CCCR, contra volcamiento, apartado 6.3.3 del CCCR, estabilidad global, apartado 6.3.4 del CCCR y al ser una estructura de retención flexible también se debe analizar la estabilidad interna, apartado 6.3.5 del CCCR, mencionados anteriormente.

2.3 Características del proyecto.

2.3.1 Caracterización del proyecto.

El proyecto consiste en el diseño de una estructura de retención, la cual será proyectada en gaviones, con el fin de reducir el riesgo por deslizamiento y de socavación de la ribera del cauce de la Quebrada Norberta, una vez que la estructura de almacenamiento de agua, ubicada en la corona del talud entre en servicio.

Esta estructura de retención tendrá como finalidad prevenir los efectos de la socavación general de corriente de la quebrada sobre la ladera antes mencionada.

Se realizaron perforaciones exploratorias mediante el sistema SPT, con el fin de establecer la estratigrafía del sitio.

La siguiente figura muestra el levantamiento topográfico del lugar objeto de estudio:

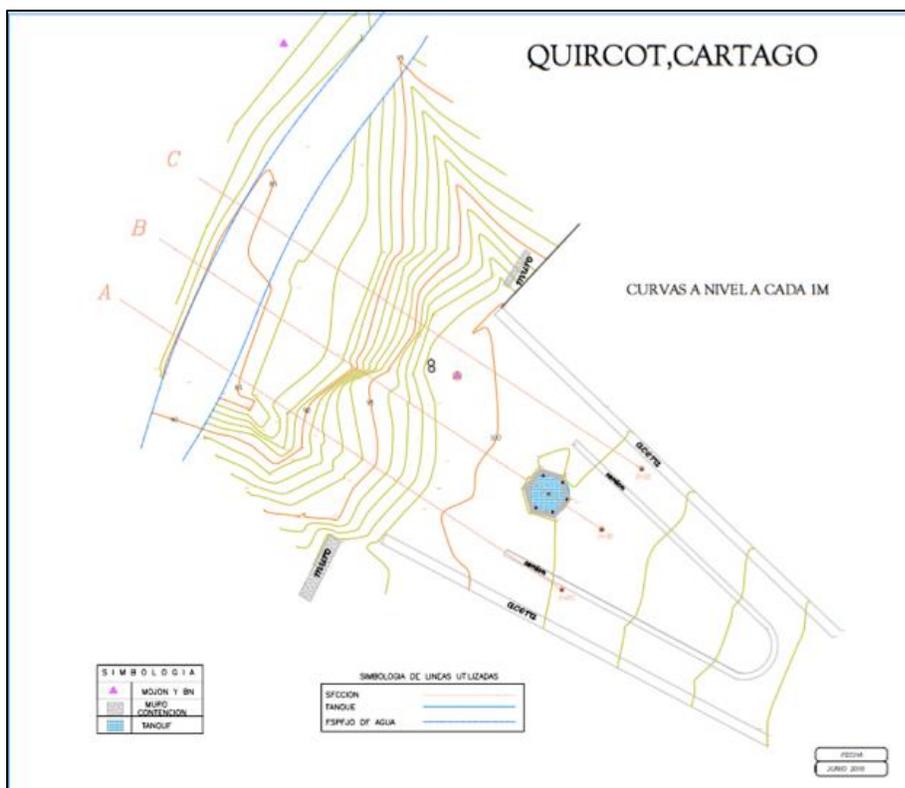


Figura 49. Topografía del sitio objeto de estudio.

Las curvas de nivel trazadas muestran la proximidad del tanque de almacenamiento de agua al talud del cañón del cauce de la Quebrada Norberta.

Las siguientes figuras muestran las secciones A, B y C trazadas según el levantamiento topográfico.

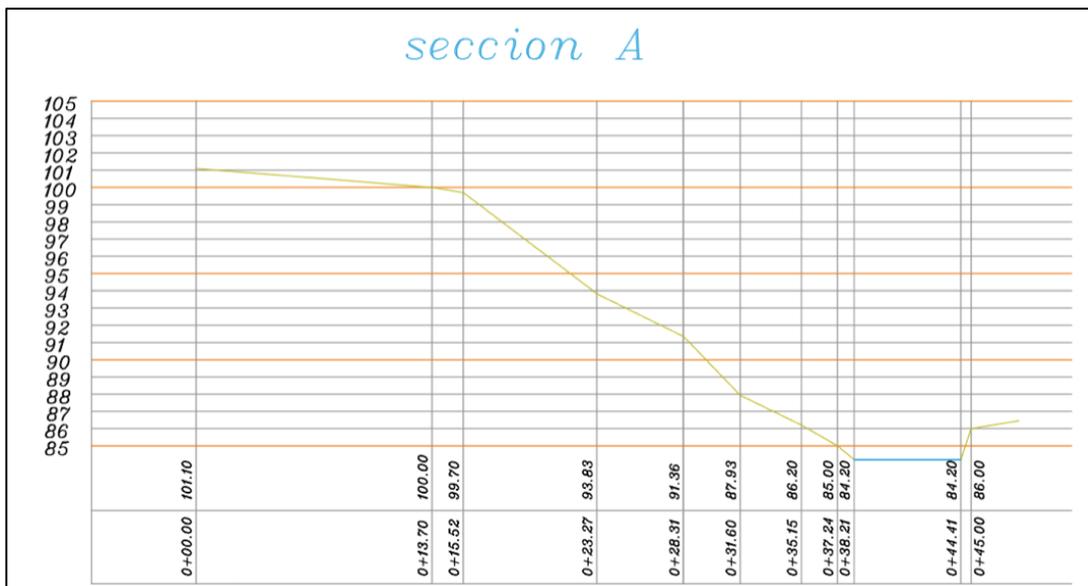


Figura 50. Sección A.

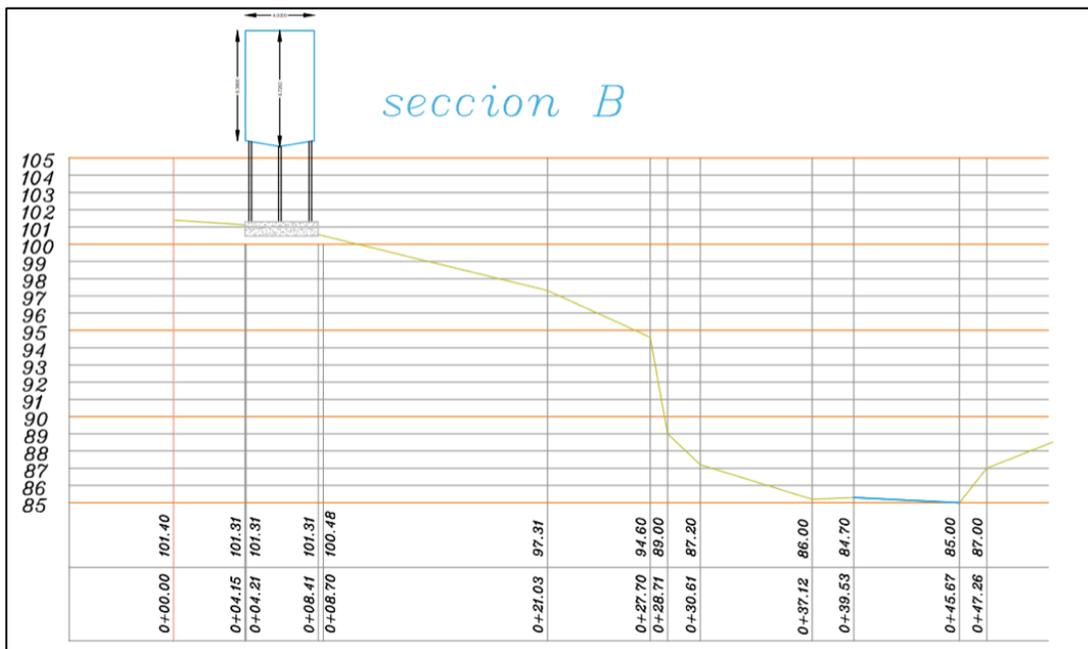


Figura 51. Sección B.

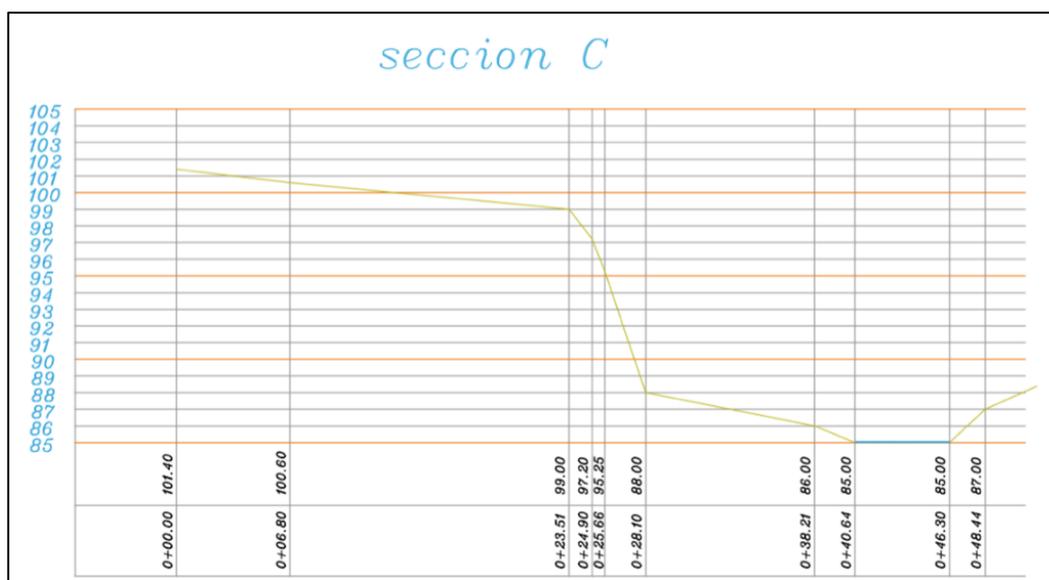


Figura 52. Sección C.

2.3.2 Resultados del estudio geotécnico.

El informe del estudio de suelos efectuado en el sitio se puede observar en el anexo.

El estudio consistió en la realización de tres sondeos exploratorios mediante el sistema de penetración normal (SPT). Estos sondeos permitieron establecer la siguiente columna estratigráfica:

Capa 1:

Profundidad de 0 a 0,5 m, material de arcilloso con escombros, posiblemente material de relleno.

Capa 2:

Profundidad de 0,5 a 3,5 m, material arcilloso blando de alta plasticidad color café. Clasificación SUCS: CH.

Capa 3:

Profundidad de 3,5 a 4,5 m, material arcilloso de consistencia compacta con arena color café. Clasificación SUCS: CH.

Capa 4:

Profundidad de 4,5 a 5,5 m, material arcilloso color café de consistencia rígida. Clasificación SUCS: CH.

La siguiente figura resume el valor N_{spt} en cada sondeo efectuado.

Perfil estratigráfico y valor N_{SPT}

Profundidad (m)	Estratigrafía y valor N_{SPT}		
	P1	P2	P3
0,00 - 0,50	12	13	11
0,50 - 1,00	9	15	16
1,00 - 1,50	19	20	16
1,50 - 2,00	23	29	25
2,00 - 2,50	39	40	29
2,50 - 3,00	37	33	33
3,00 - 3,50	38	34	34
3,50 - 4,00	28	32	35
4,00 - 4,50	22	29	30
4,50 - 5,00	30	29	32
5,00 - 5,50	34	31	31
5,50 - 6,00	35	33	34

Nota: las profundidades están de acuerdo al nivel actual del terreno.

Figura 53. Valores de N_{spt} en cada sondeo efectuado.

2.3.3 Establecimiento del modelo geotécnico.

Según los resultados anteriores, para efectos tanto del estudio de estabilidad de taludes, así como para el diseño de la estructura de retención, se puede establecer el modelo geotécnico del sitio tal y como se muestra en la Figura 54.

Nótese, como para efectos de la realización del modelo geotécnico se despreció la capa superficial, compuesta posiblemente por material de relleno, debido a su espesor despreciable.

2.3.4 Descripción geológica del sitio.

La litología predominante son todas de origen volcánico y esencialmente de edades Pleistocénica y Holocénica (Krushensky, 1972; 1976). Se distinguen algunas coladas de lava, lahares y capas de piroclastos.

La Figura 55 muestra la ubicación del sitio objeto de estudio en parte del Mapa geológico y cortes transversales de la hoja Istarú, según Krushensky, 1973.

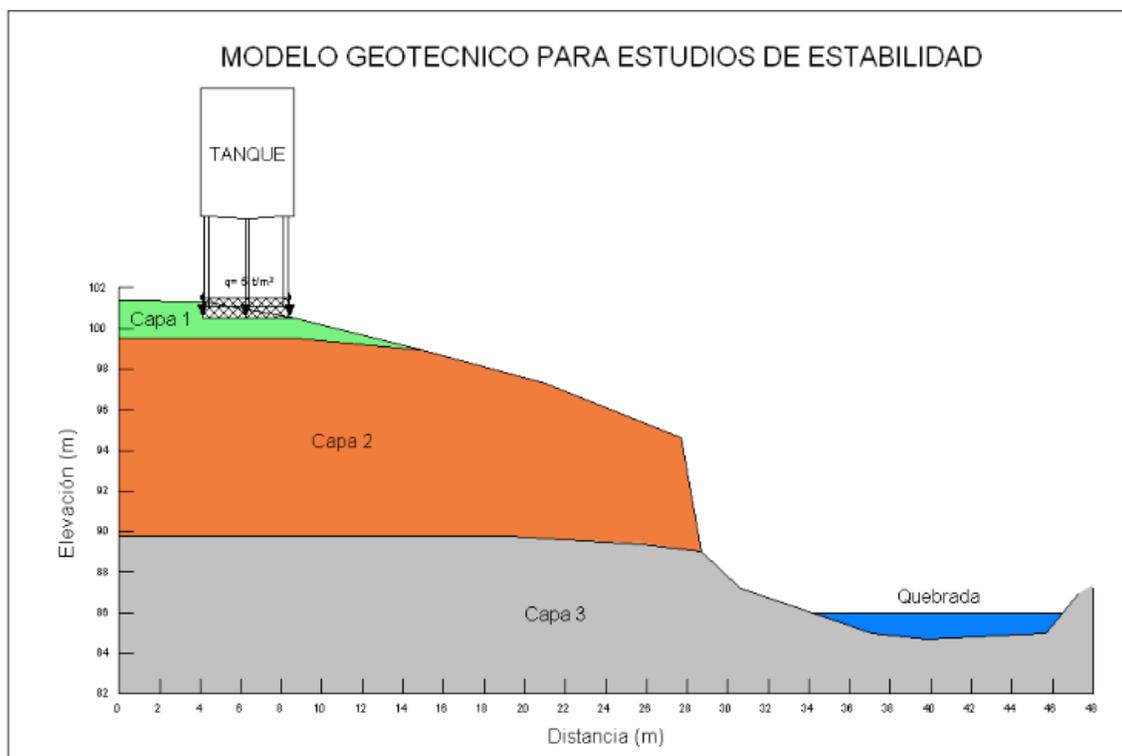


Figura 54. Modelo geotécnico.

La Tabla 7 muestra la simbología para la sección anteriormente mostrada.

Tabla 7. Simbología para modelo geotécnico

Simbología		
Capa	Tipo de material	Identificación
1	Arcillas color café con rastros de escombros en la parte superficial de la capa. Plasticidad alta. Consistencia compacta.	
2	Arcillas color café. Plasticidad alta. Consistencia muy compacta a rígida.	
3	Suelos rígidos	

Fuente: El autor.

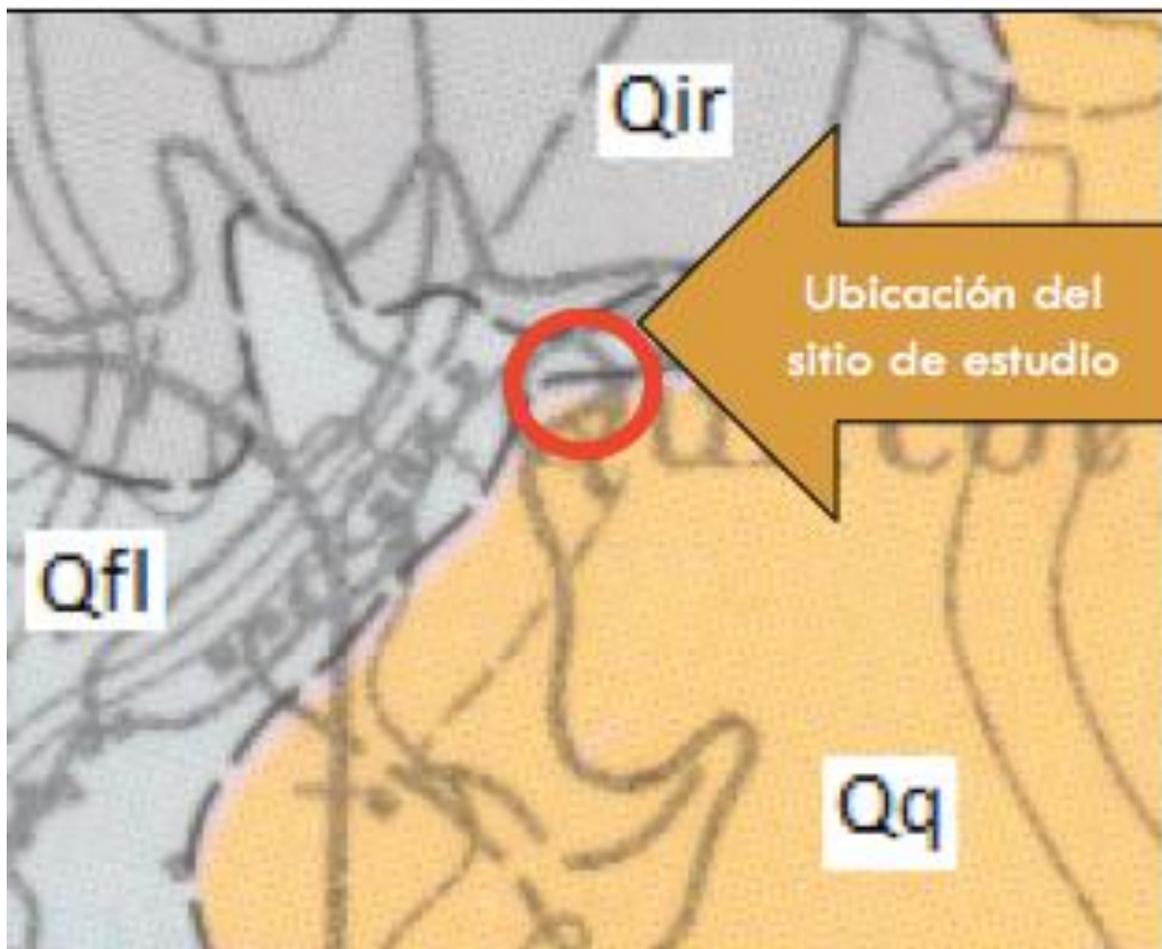


Figura 55. Parte del mapa geológico y cortes transversales de la Hoja Istarú.

Donde:

Q_{ir}: Miembro Superior forma parte de la Formación Reventado, son coladas de lava andesítica augítica de color gris, de grano fino y localmente vesiculares, con lahares abundantes, ligeramente a profundamente meteorizados y algunas camas de ceniza.

Q_q: Depósitos de abanico aluvial Quircot matriz limosa dentro de la que flotan cantos rodados, depositados de manera caótica y sin estratificación.

Q_{fl}: Depósitos fluviolacustres, limos y arenas finas, bien estratificados.

2.3.5 Propiedades de los materiales.

La Tabla 7, muestra las propiedades de cada capa indicada anteriormente, las cuales se obtuvieron de los ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras obtenidos mediante el ensayo SPT.

Tabla 8. Parámetros de las capas de suelo según modelo geotécnico.

Estratos	Peso volumétrico (kN/m³)		Cohesión, C (kPa)	Ángulo de fricción, Ø (°)
	In situ	Saturado		
Capa 1	17,0	18,0	50	0
Capa 2	17,5	18,5	90	0
Capa 3	20,0	20,0	160	10

Fuente: El autor.

Los valores antes indicados, serán utilizados tanto para el estudio de estabilidad de taludes como para el análisis de asentamientos.

2.4 Diseño de la obra de retención.

2.4.1 Resultados del estudio de estabilidad de taludes.

El detalle del estudio se puede observar en los anexos. Sin embargo, es importante mencionar que para el desarrollo de los estudios se utilizó el programa GEOSLOPE (versión 2007), que permite mediante el empleo de un computador la generación de superficies de ruptura, que simulan los posibles deslizamientos o fallas en el talud y los factores de seguridad asociado a cada una de ellas.

Por tratarse de programas en computador es posible analizar 1000 o más posibles superficies de ruptura en cada corrida, obteniéndose al final el factor de seguridad crítico (el mínimo de las superficies analizadas por corrida).

Los estudios se han realizado para casos de carga estática y para condiciones dinámicas, que simulan la ocurrencia de un sismo. El caso de sismo se

estudió considerando aceleraciones horizontales promedio (mantenidas durante periodos largos), de 20% de la aceleración de la gravedad (cuadro 6.2 CCCR); valor que representa un sismo muy fuerte.

Los resultados obtenidos en los estudios de estabilidad en el perfil de interés se presentan resumidos en la *Tabla 9*, una mayor información gráfica sobre el detalle de los análisis se presenta en el Anexo 2E, adjunto al final de este informe. Las superficies de falla crítica (menor factor de seguridad) se puede observar en la *Figura 56*.

Por otro lado, se analizó de igual forma, el factor de seguridad para superficies de falla ubicadas posterior al sitio de ubicación del tanque y la Quebrada Norberta, con el fin de conocer la posibilidad de deslizamiento en esa zona.

Tabla 9. Resultados de estudio de estabilidad para superficies de falla tomadas antes de la ubicación de la estructura del tanque y la Quebrada Norberta.

Descripción	Factor de seguridad	Factor de seguridad mínimo según tabla 3 CGTLCR	Comentarios
Perfil B, condición actual, estático	3,01	1,20	Aceptable
Perfil B, condición actual, sismo 20% de g	2,07	> 1	Aceptable

Fuente: El autor.

Notas:

- 1) F.S menores o iguales a 1 indican falla inminente del talud.
- 2) Se ha considerado que el tanque transmite al terreno una carga de distribuida de 5 t/m², por medio de una fundación superficial tipo losa.

De la tabla anterior se puede concluir lo siguiente:

- a) El talud estudiado en su condición actual es estable tanto para casos de carga estática como sismos fuertes. Se valoró un modelo de ruptura en que

ocurra una falla en las capas 1 y 2, que son las que presentan una menor resistencia y las estudiadas por medio del sistema de perforación SPT.

- b) En el perfil topográfico estudiado los factores de seguridad obtenidos son aceptables para las condiciones de carga estudiadas.
- c) Con base a las condiciones asumidas de resistencia del terreno (Tabla 8), modelo geotécnico propuesto (Figura 46), carga del tanque y profundidad de cimentación; se concluye que la estabilidad es aceptable y no se requiere de estructuras de retención o sistemas de reforzamiento de suelo para mantener la estabilidad del talud.
- d) No se valora en estos análisis el daño que pueden sufrir los taludes por efecto de escorrentía o filtraciones de agua provenientes de zonas ubicadas a mayor elevación que la zona estudiada. En algunos casos este tipo de efecto puede generar deslizamientos o facilitar la ocurrencia de deslizamientos futuros.
- e) Debido a la posibilidad de deterioro del talud por efectos de aguas de lluvia, se recomienda proponer un plan integral para el manejo y disposición de las aguas de escorrentía superficial, que incluya: i) siembra de vegetación adecuada o una cobertura artificial (geosintéticos o concreto); ii) control de escorrentía superficial (canales, cunetas, aceras, etc.), iii) pendientes adecuadas, terracedos, banqueros; y finalmente, iv) sistemas de control de erosión en aquellos sitios que por sus pendientes y condición del suelo lo requieran.
- f) Los estudios efectuados son solo para el talud, no estudian la existencia y efectos de fallas geológicas o sísmicas regionales.

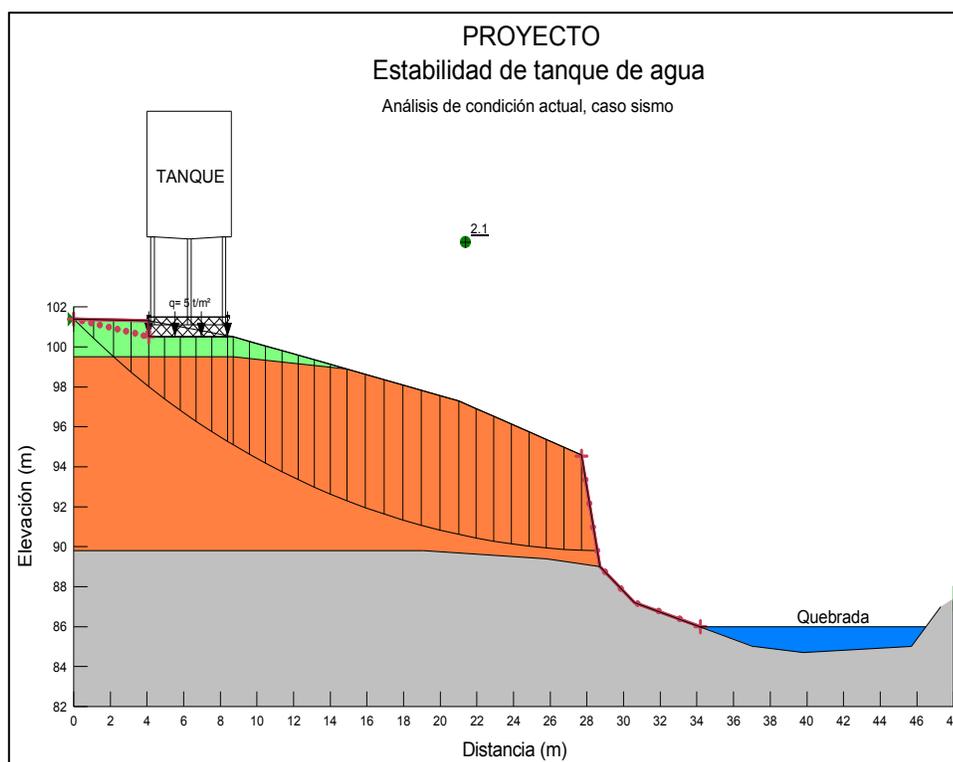


Figura 56. Superficie de falla crítica para la zona ubicada antes de la ubicación del tanque y la Quebrada Norberta.

Para superficies de falla analizadas en zonas entre el sitio de ubicación del tanque y la quebrada Norberta, el menor factor de seguridad obtenido fue de 1,88 el cual puede considerarse aceptable, según la Tabla 9 del CGTLCR. La Figura 57 muestra la superficie de falla crítica.

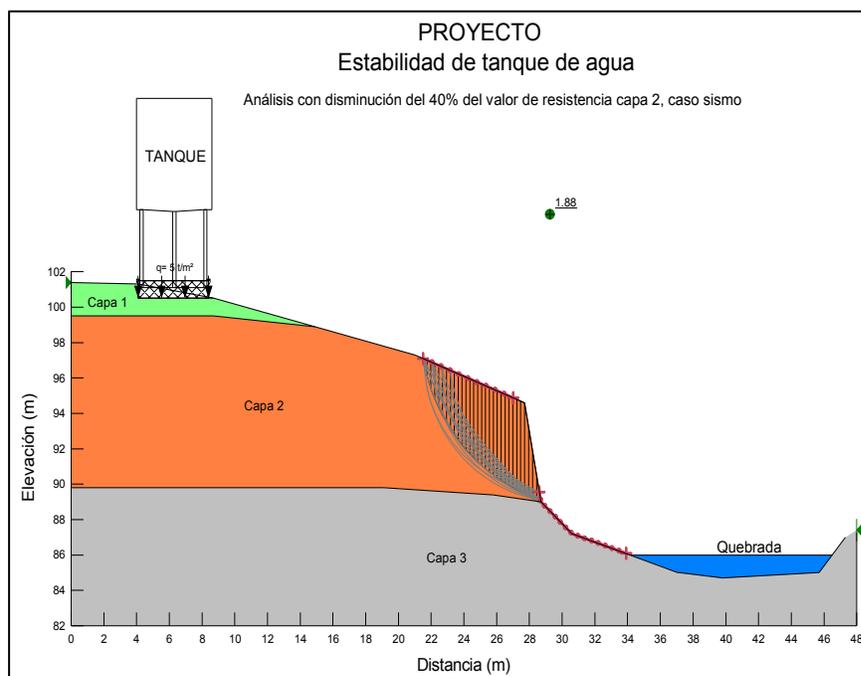


Figura 57. Superficie de falla crítica entre el sito de ubicación del tanque y la Quebrada Norberta.

2.4.2 Resultados del estudio de consolidación de suelos.

El detalle del estudio se puede observar en los anexos. Es importante mencionar que para efectos de análisis se tomaron muestras de la capa superficial, debido a su condición de muy blanda.

Estas muestras fueron tomadas mediante la excavación de una trinchera exploratoria y posteriormente trasladadas al laboratorio para el ensayo de consolidación unidimensional.

La capa de suelo blando fue analizada en tres secciones. La sobrecarga se estimó en 50 kN/m^2 , la cual equivale al peso de la estructura en su condición total de servicio.

El valor total del asentamiento por consolidación primaria obtenido fue de 6,5 cm, el cual según el cuadro 3.5 del CCCR se considera aceptable, ya que el mismo establece como asentamientos máximos para estructuras entre los 7 cm y los 30 cm.

2.4.3 Resultados del análisis de socavación general.

La figura siguiente muestra los datos de análisis para la estimación del nivel de socavación general esperado:

CALCULO DE SOCAVACION GENERAL DE LA CORRIENTE DE UN RIO POR EL METODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV.					
SECCION UNICA.					
DATOS GENERALES.					
GASTO DE DISEÑO:	2,50	ANCHO EFECTIVO:	55,00		
VELOCIDAD:	5,00	COEFICIENTE DE			
PERIODO DE RETORNO:	50,00	CONTRACCION:	0,97		
TAMAÑO DE PARTICULA:	0,70	β:	1,00		
AREA HIDRAULICA:	5,40	FACTOR 1/(1+x)	0,71		
		PESO ESPECIFICO SECO:	1,70		

Figura 58. Datos de entrada para estimación de socavación general.

Los resultados del análisis se pueden observar en la Tabla 10, donde destaca una socavación máxima en estrato arcilloso del orden de 0,93 m.

Tabla 10. Datos de socavación general obtenidos.

LONGITUD	ALTURA	ALTURA FINAL		SOCAVACION	ALTURA FINAL	
		ESTRATO ARENOSO			ESTRATO ARCILLOSO	
metros	metros	metros		metros	metros	metros
0	0,38	0,80		0,42	0,52	0,14
0,5	0,53	1,18		0,65	0,77	0,24
1	0,7	1,64		0,94	1,07	0,37
1,5	0,75	1,78		1,03	1,16	0,41
2	0,8	1,92		1,12	1,26	0,46
2,5	1	2,51		1,51	1,64	0,64
3	1,3	3,42		2,12	2,23	0,93
3,5	1,1	2,81		1,71	1,83	0,73
4	0,85	2,07		1,22	1,35	0,50
4,5	0,75	1,78		1,03	1,16	0,41
5	0,5	1,10		0,60	0,72	0,22
5,5	0,2	0,37		0,17	0,24	0,04

Fuente: El autor.

Los perfiles de socavación se pueden observar en la figura 15.

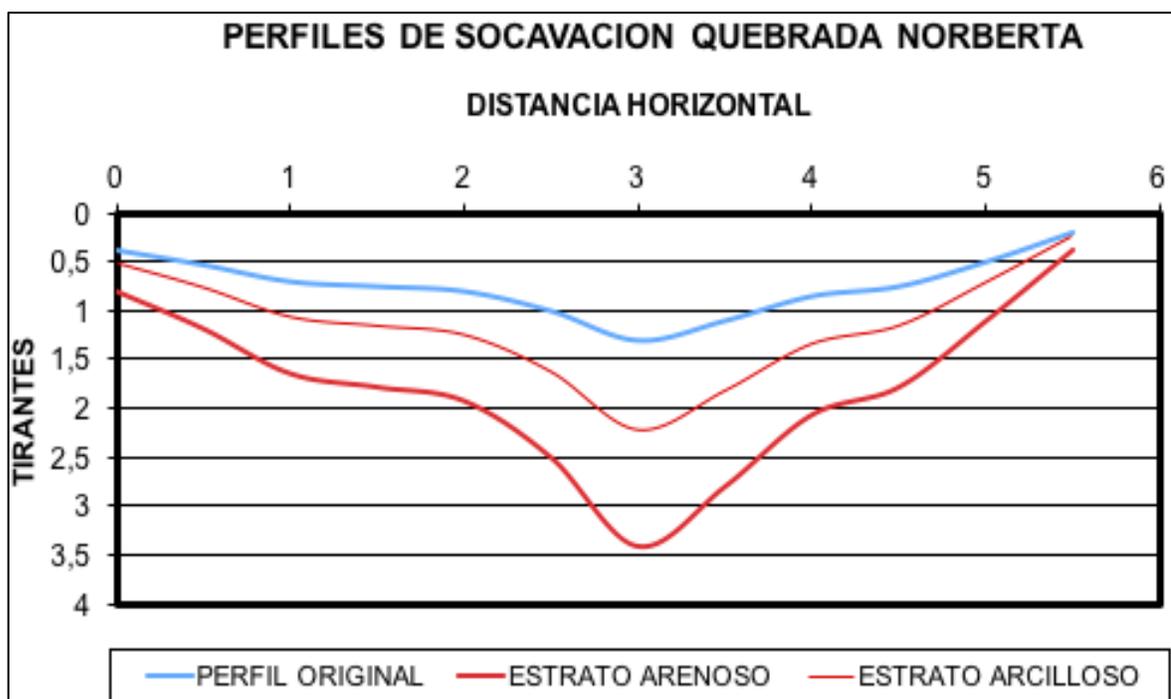


Figura 59. Perfiles de socavación general obtenidos.

Los perfiles de socavación mostrados en la Figura 59, muestran un mayor nivel de erosión para cauces arenosos. En el caso del Quebrada Norberta, el cauce es primordialmente arcilloso y por tal razón su nivel de socavación es menor.

2.4.4 Diseño de la obra.

2.4.4.1 Ubicación de la estructura de retención para mejorar factor de seguridad del talud y proteger de erosión la ribera del cauce de la Quebrada Norberta.

La ubicación de la estructura de retención, con el fin de incrementar el factor de seguridad del talud y para proteger de la socavación general la ribera del cauce de la quebrada Norberta, se establece tal y como se muestra en la figura 16, para efectos de su diseño.

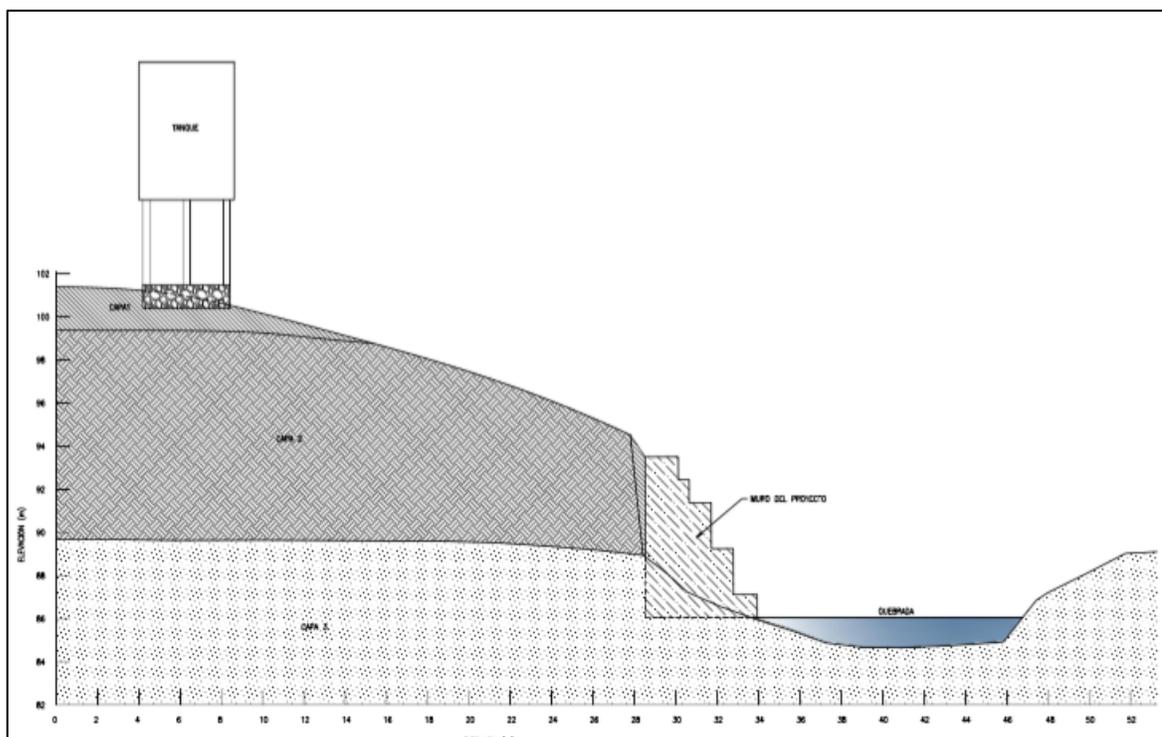


Figura 60. Ubicación de estructura de retención.

2.4.4.2 Análisis Geotécnico.

Para efectos del diseño del muro de retención se debe definir tanto el empuje activo, así como el empuje pasivo. Estos datos se utilizarán para definir los factores de seguridad establecidos en la sección 6.3. del CCCR.

El CCCR, establece que para el caso de muros de retención que se diseñen para el sostenimiento de taludes se podrá utilizar las teorías de Rankine y Coulomb siempre y cuando la ladera sea estable (ver Figura 61).

Para efectos de establecer las dimensiones del muro de retención, se utilizará el programa GAWACWIN, el cual permite utilizar las diferentes condiciones de diseño para lograr la estructura óptima que cumpla con los factores de seguridad establecidos en el CCCR.

El informe final del diseño se puede observar en el anexo 2A, sin embargo, la figura siguiente resume la sección de análisis en este programa.

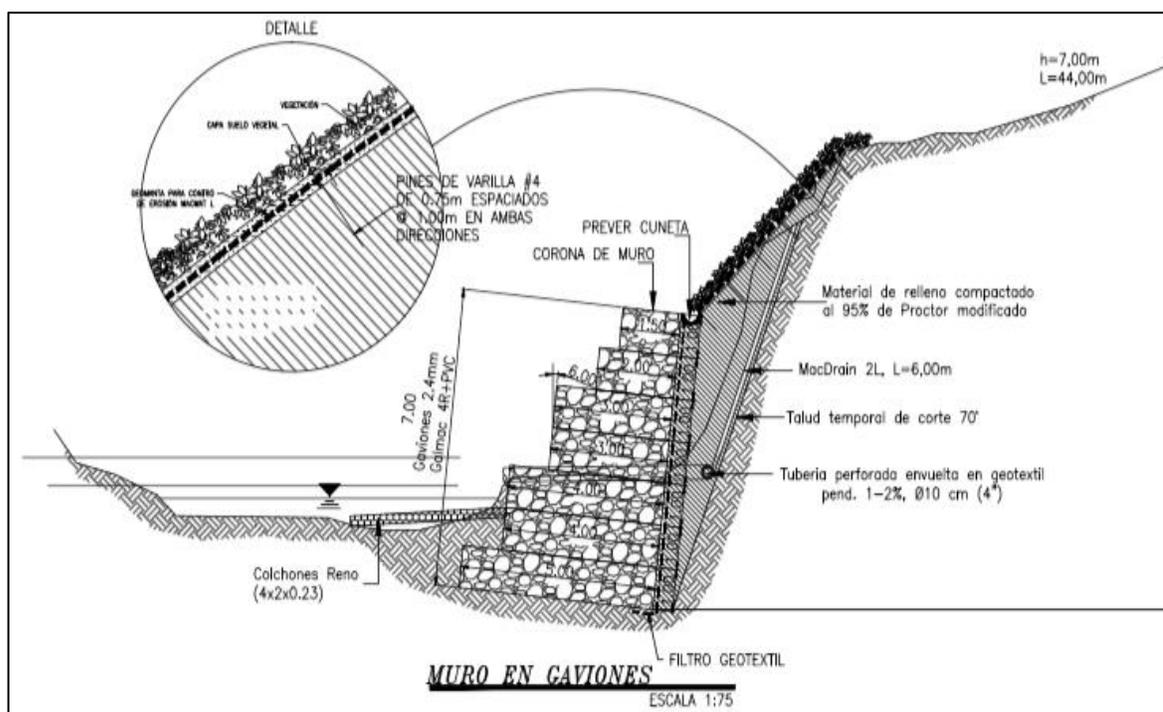


Figura 61. Sección de muro de gaviones utilizada en el análisis de factores de seguridad.

Es importante recordar que según la Figura 60, la estructura de retención requiere de un relleno posterior para proveer una transmisión de esfuerzos desde el talud. Este material de relleno será tomado del mismo sitio de emplazamiento de la obra, el cual podría caracterizarse en su condición de menor resistencia con una cohesión del orden de 30 kPa.

El valor anterior de 30 kPa, se obtiene del ensayo a compresión simple del material de la capa 1, según la Tabla 8. Parámetros de las capas de suelo según modelo geotécnico., en su condición suelta, una vez que el mismo es extraído y ensayado en el laboratorio.

Los factores de seguridad obtenidos, los cuales cumple con los valores mínimos establecidos por CCCR, serían los siguientes:

Tabla 11. Factores de seguridad obtenidos para la estructura de retención.

Factor de seguridad	Valor obtenido	Factor de seguridad mínimo según CCCR Y CGTLCR	Comentarios
Deslizamiento	3,20	1,15	Aceptable
Volcamiento	1,52	1,50	Aceptable
Estabilidad Global	1,54	> 1	Aceptable

Fuente: El autor.

Por otra parte, el valor de de la tensión máxima en la base es de 199,26 kPa, el cual es menor a la tensión en la base permisible (factor de seguridad igual a 3, según cuadro 3.2. del CCCR), la cual es de 215,00 kPa, por lo que se considera adecuada.

Es importante mencionar que en la Tabla 11, el factor de seguridad mínimo para estabilidad global se obtuvo de la Tabla 9 del CGTLCR. Los factores mínimos para deslizamiento y volcamiento se obtuvieron del artículo 6.3. del CCCR.

La presencia del muro de retención provoca una mejora sustancial en el factor de estabilidad del talud. El factor de seguridad obtenido para el caso de un sismo de 20% de la aceleración de la gravedad, es de 3,43 el cual es muy superior al obtenido sin la presencia de la estructura, el cual fue de 1,88.

El factor de 3,43 puede considerarse aceptable, según la Tabla 9 del CGTLCR.

2.5 Análisis de Resultados.

La utilización del tanque de almacenamiento de agua potable en la localidad de Quircot, constituye un proyecto prioritario para la Municipalidad de Cartago. Este tanque se encuentra cimentado sobre un terreno el cual fue objeto de relleno, probablemente durante el proceso constructivo de la urbanización donde se ubica el mismo.

Por otra parte, la estructura se ubica en la corona del talud formado por el cañón de la Quebrada Norberta, la cual se ha caracterizado en época lluviosa por altos niveles de erosión de sus riberas.

Se realizaron análisis de diversos tipos para conocer la posibilidad de utilizar dicha estructura para el fin para el cual fue construida, es decir, almacenamiento de agua, a su máxima capacidad, para luego ser distribuida entre los habitantes de las zonas aledañas.

Estos análisis fueron los siguientes: estimación del asentamiento vertical por consolidación unidimensional de la capa de suelo blando obtenida en el estudio de suelos, estabilidad de taludes y socavación de la margen izquierda del cauce de la Quebrada Norberta, ubicada en la colindancia oeste de la propiedad donde se ubica el tanque de almacenamiento de agua.

Dentro de este último tema, para efectos del control de la socavación, se definió la utilización de un muro de retención en gaviones, el cual, debido a su carácter flexible, además de su sistema constructivo basado en malla galvanizada rellena con piedra, presenta un excelente comportamiento para este tipo de fenómeno.

Es importante mencionar la experiencia previa de la Municipalidad de Cartago en la construcción de este tipo de obras, por lo cual se cuenta con mano de obra calificada, además de la disponibilidad de insumos para su construcción en sitios aledaños al sitio de emplazamiento de la obra.

Por otra parte, las estructuras de retención construidas en gaviones, en las riberas de los ríos o quebradas, presentan un muy buen comportamiento ante el

efecto de la erosión, lo cual permite establecerlas como la mejor opción para el control de este fenómeno.

Los resultados tanto del estudio de consolidación unidimensional, así como de la estabilidad de taludes, arrojaron datos mediante los cuales es posible concluir como estos fenómenos no representan un condicionante para el empleo de la estructura, debido al cumplimiento de sus factores de seguridad con los valores establecidos tanto en el Código de Cimentaciones de Costa Rica como en el Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica. Tales estudios se pueden observar en el anexo 2C y en el anexo 2E, respectivamente.

En el caso del estudio de estabilidad de taludes, la tabla 3 del CGTLCR, para un proyecto de bajo riesgo de pérdida de vidas humanas (tabla 1 CGTLCR), así como para una condición pseudoestática donde los riesgos de daños económicos y ambientales se consideran bajos (tabla 2 CGTLCR), el factor de seguridad establecido debe ser mayor a uno. Según la tabla 2, el factor de seguridad menor obtenido fue de 2, por lo cual se estima un factor mucho valor al establecido en dicho código.

Es importante mencionar la utilización de un valor del 0,2 como coeficiente pseudoestático, el cual es mayor al 0,15 establecido en la tabla 10 del CGTLCR para suelos tipo S_2 en la zona III para un periodo de retorno de 150 años.

Este valor tiene su origen en el hecho de la cercanía del sitio objeto de estudio al Volcán Irazú y al Volcán Turrialba, los cuales están en actividad plena. Esta actividad produce sismicidad constante en el sitio de emplazamiento de la obra lo cual podría activar fallas locales, en las cuales podrían desarrollarse aceleraciones de la gravedad importantes.

Conviene recordar el carácter temporal del factor de seguridad de un talud. Su valor es producto de un análisis basado en sus condiciones actuales, según las características de las capas obtenidas del estudio de suelos, las cuales pueden cambiar por diversas circunstancias.

Por la razón anterior, a pesar de que el factor de seguridad contra la falla por cortante del suelo indica un valor aceptable de estabilidad para la ladera, la

presencia de la estructura de retención se vuelve importante para garantizar permanencia de este factor en el tiempo, ya que logra reducir los efectos negativos producto de factores que no se hayan podido contemplar en su estimación.

En cuanto al análisis de la deformabilidad de la estructura, producto de la consolidación del suelo blando, se logró obtener un valor esperado de asentamiento total del orden de 6,5 cm.

La muestra obtenida para este análisis de asentamiento se obtuvo en la proximidad de la estructura debido a la imposibilidad de excavar bajo la cimentación de la estructura existente.

Esto implica entonces, una diferencia de condición de deformabilidad entre el suelo analizado y el suelo de fundación, ya que esta estructura tiene ya bastante tiempo de haber sido construida.

El asentamiento esperado para un suelo de mayor deformabilidad al suelo de fundación es muy bajo, además la estructura, no presenta hoy en día inclinaciones o daños estructurales indicativos de algún efecto negativo de un posible asentamiento.

Es decir, la estructura ha consolidado el suelo ubicado bajo su cimentación sin mostrar daños de algún tipo, por lo cual se considera como el fenómeno de la consolidación no es un tema importante para efectos de la posibilidad de empleo de la estructura para almacenamiento de agua.

Con respecto al muro de gaviones, es importante mencionar como al obtener factores de seguridad ante el deslizamiento de la ladera mayores al establecido para garantizar su seguridad contra la falla por cortante del suelo, se diseña esta estructura para el empuje tanto de carga producto del relleno posterior necesario para lograr continuidad de la topografía del lugar, así como para una posible aceleración sísmica.

Dicha estructura, se dimensionó inicialmente con un nivel de desplante de 0,93 m, el cual fue el dato arrojado por el análisis de socavación. Sin embargo, el factor de seguridad obtenido ante volcamiento no era satisfactorio.

Por esta razón fue necesario establecer un nivel de desplante mayor, con fin de lograr un empuje pasivo capaz de garantizar un factor de seguridad adecuado.

Las dimensiones finales de esta estructura, obtenidas mediante el empleo del programa GAWAC (el cual utiliza la Teoría de Rankine para establecer el empuje activo y la resistencia pasiva), son de 7 m de altura, 5 m de base, desplante de 2 m y un ángulo de inclinación con la vertical de 5° , con el fin de controlar volcamientos producto de deformaciones posteriores a su construcción.

Estas dimensiones de la estructura se modularon mediante el empleo de canastas de gavión de 1 m por 1 m de sección transversal por 2 m de longitud. La longitud total del muro se estima en 44 metros.

Es importante mencionar la necesidad de recubrimiento de PVC, para las mallas de gavión, con el fin de prevenir problemas de corrosión debido a la presencia de algún tipo de contaminante en el agua.

Esta estructura de gaviones, con las dimensiones propuestas, permitiría entonces no sólo la permanencia del factor de seguridad del talud sino también brindaría protección contra la erosión del cauce, producto de una avenida máxima esperada de la Quebrada Norberta, lo cual vendría a garantizar un funcionamiento óptimo de la estructura, y por lo tanto la prestación del servicio a la comunidad en forma eficiente, lo cual es el objetivo perseguido por la Municipalidad de Cartago.

2.6 Conclusiones y recomendaciones.

2.6.1 Conclusiones

Al finalizar el presente trabajo se llegó a las siguientes conclusiones:

1. Con base en el estudio de suelos efectuado en el sitio, se logró establecer el modelo geotécnico mostrado en la Figura 54. Es modelo muestra la estratigrafía del lugar compuesta básicamente por tres capas de suelo.
2. La determinación del factor de seguridad contra la falla por cortante de la estratigrafía del sitio, según la pendiente natural existente, una vez que la estructura de almacenamiento de agua, ubicada en la parte superior de este

talud esté en funcionamiento, es mayor al establecido por el CGTLCR, lo cual indica estabilidad de la ladera.

3. La estimación del factor de seguridad ante deslizamiento de la ladera se realizó para casos de carga estática y para condiciones dinámicas, que simulan la ocurrencia de un sismo. El caso de sismo se estudió considerando aceleraciones horizontales promedio (mantenidas durante periodos largos), de 20% de la aceleración de la gravedad; valor que representa un sismo muy fuerte. El menor valor del factor de seguridad, para la condición dinámica fue de 2,07 el cual según el CGTLCR se considera aceptable.
4. Mediante el empleo de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzagui, se analizó en tres capas, el suelo blando más superficial, según se mostró en el modelo geotécnico, para la cual se calculó el asentamiento esperado. El asentamiento total estimado es de 6,5 cm, el cual es menor al establecido como máximo en el CCCR. Este asentamiento se considera de bajo riesgo para la estructura, toda vez que el suelo ubicado bajo la estructura de cimentación presenta características de rigidez diferentes al suelo analizado, ya que el periodo de tiempo transcurrido desde su construcción ha producido consolidación del suelo.
5. El método de Lischvant-Levediev fue originalmente propuesto para estimar el valor medio de la socavación general en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente, se hace una distinción explícita acerca del tipo de sección representativa del cauce. La aplicación de esta indica un nivel máximo de socavación general en la ribera de la Quebrada Norberta de 0,93 m para la avenida máxima.
6. El diseño del muro de retención en gaviones, como estructura de protección contra la erosión de la corriente de agua de la Quebrada Norberta, con el fin de prevenir un futuro deslizamiento por socavación general de la ribera, define la necesidad de una estructura de 5 m de base con una altura total de 7 m, con un nivel de desplante de 2 m. Estas dimensiones permiten cumplir con los factores de seguridad establecidos en el CCCR.

2.6.2 Recomendaciones

Durante el proceso el proceso constructivo es de suma importancia la construcción de una ataguía con el fin de lograr el desvío del cauce de la Quebrada Norberta, esto con el fin de construir la cimentación de la estructura sin riesgo de la influencia del agua, la cual podría provocar bajas resistencias en el suelo de fundación.

Se podría considerar para la necesidad de colocar una sustitución de lastre compactado en la base del muro, con el fin de tener una superficie totalmente homogénea y lograr de esta forma un contacto eficiente suelo muro.

Se considera importante la utilización de mallas de gaviones con recubrimiento de PVC, con el fin de reducir el riesgo de corrosión por el contacto con el agua de la quebrada.

Se debe utilizar piedra “canto redondo”, con el fin de reducir a un mínimo los vacíos para lograr un contacto eficiente entre el material de relleno, lo cual garantizaría el cumplimiento de los parámetros de diseño.

Esta piedra debe ser de origen ígneo y de longitudes no menores a 15 cm, con el fin de impedir su pérdida a través de los agujeros de las mallas de gavión. El tamaño máximo deberá de ser de 25 cm, con el fin de no presentar problemas durante su colocación.

Es de suma importancia, contar con apoyo mecánico durante el proceso constructivo, el cual debe ser totalmente manual, sobre todo la colocación del relleno. La mano de obra a utilizar debe ser calificada y con experiencia en el armado de muros de gaviones.

Deben realizarse ensayos de verificación y control, según lo establece el CCCR, una vez se inicien las obras de construcción.

Dentro de estos estudios de verificación y control podría considerarse la posibilidad de realizar ensayos de capacidad soportante, a través de la veleta o del cono dinámico, en el fondo de la excavación para el muro de retención, una vez que la misma esté realizada, con el fin de verificar los parámetros de diseño.

Se considera de suma importancia la construcción de contracunetas, en la corona de la estructura de retención, con el fin de prevenir erosión entre el paramento del muro y el material de relleno.

El material de relleno debe ser compactado al 95% del ensayo Proctor modificado.

Con el fin de controlar el efecto del agua subterránea, se sugiere las siguientes acciones:

- Colocación de geo compuesto MacDrain, complementado con tubería perforada en envuelta en geotextil, con un diámetro de 10 cm. Este geo compuesto debe ser colocado entre el suelo existente y el material de relleno, con el fin de prevenir la fuga de las partículas finas del suelo por el dren colector. El caudal captado por el tubo perforado será drenado mediante el empleo de tubería PVC hacia el paramento exterior del muro.
- Colocación de geotextil entre el material de relleno y el paramento interior del muro de retención, con fin de retener finos los cuales vendrían a reducir la capacidad de drenaje de los gaviones.
- Se considera importante la colocación de colchones de gaviones con el fin de prevenir la socavación de la estructura del muro de retención.
- Se sugiere la colocación, para control de la erosión del talud por escorrentía superficial, de geo mantas, ancladas con pines. Se debe colocar vegetación en la geo manta.

Los parámetros de resistencia empleados en los cálculos se obtienen de correlaciones empíricas con el número de golpes del ensayo de penetración normal, por lo tanto, se recomienda la realización de ensayos sobre muestras inalteradas, tales como corte directo, compresión inconfiada o bien ensayos triaxiales, con el fin de optimizar los valores de los parámetros de resistencia a utilizar en el proceso de cálculo de los factores de seguridad.

El análisis se realiza mediante el criterio de los esfuerzos totales, para lo cual se asume el comportamiento eminentemente cohesivo del suelo de sitio, sin

embargo, en caso de contar con resultados de ensayos sobre muestras inalteradas de los materiales de sitio, se recomienda realizar análisis bajo el criterio de esfuerzos efectivos, con el fin de optimizar la solución de estabilidad propuesta.

Se considera la alternativa de gaviones como la ideal para el sitio de estudio, debido a su excelente comportamiento en riberas de ríos, no obstante, se podría analizar otras posibilidades de contención, tales como tierra armada entre otros.

2.7 Anexos

ANEXO 2A: MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCION.

GawacWin 2003**Página 1**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB COSTA RICA

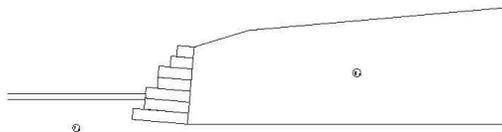
Proyecto: Muro Quircot

Archivo: Muro Quircot

Fecha: 04/10/2016

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro	: 5,00 grad.	Camada	Largo	Altura	Distancia
Peso esp. de las piedras	: 24,00 kN/m ³		m	m	m
Porosidad de los gaviones	: 30,00 %	1	5,00	1,00	-
Geotextil en el terraplén	: No	2	4,00	1,00	1,00
Reducción en la fricción	: %	3	4,00	1,00	1,00
Geotextil en la base	: No	4	3,00	1,00	2,00
Reducción en la fricción	: %	5	3,00	1,00	2,00
Malla y diám. del alamb.:	8x10, ø 2.4 mm CD	6	2,00	1,00	3,00
		7	1,50	1,00	3,50

**Datos sobre el suelo del terraplén**

Inclinación del primer tramo	: 17,00 grad.
Largo del primer tramo	: 5,00 m
Inclinación del segundo tramo	: 5,00 grad.
Peso específico del suelo	: 18,00 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 5,00 grad.
Cohesión del suelo	: 30,00 kN/m ²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.

GawacWin 2003**Página 2**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB COSTA RICA

Proyecto: Muro Quircot

Archivo: Muro Quircot

Fecha: 04/10/2016

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 1,80 m
 Largo horiz. en la fundación : 3,00 m
 Inclinación de la de fundación : 0,00 grad.
 Peso específico del suelo : 18,00 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 0,00 grad.
 Cohesión del suelo : 160,00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 215,00 kN/m²
 Nivel del agua : 2,30 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : kN/m²
 Segundo trazo : 0,00 kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén
 Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : 0,20 Coeficiente Vertical :

GawacWin 2003**Página 3**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB COSTA RICA

Proyecto: Muro Quircot

Archivo: Muro Quircot

Fecha: 04/10/2016

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	251,25 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	5,36 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	3,84 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0,00 grad.
Empuje Pasivo	:	592,45 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0,08 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0,89 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0,00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en la base	:	319,76 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1,42 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0,12 m
Fuerza de corte en la base	:	-301,26 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	990,20 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	3,20

Vuelco

Momento Activo	:	1150,80 kN/m x m
Momento Resistente	:	1749,52 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	1,52

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	1,08 m
Tensión normal a la izquierda	:	199,26 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	0,00 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	215,00 kN/m ²

Cuidado!!: La base no es totalmente utilizada!

GawacWin 2003**Pagina 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB COSTA RICA

Proyecto: Muro Quircot

Archivo: Muro Quircot

Fecha: 04/10/2016

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	46,76 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	78,26 m
Radio del arco	:	107,51 m
Número de superficies analizadas	:	120
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1,54

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	5,98	294,30	202,75	59,94	50,69	65,66	722,45	
2	4,98	232,57	133,13	243,16	33,28	55,70	111,22	
3	3,98	167,22	80,16	157,03	26,72	54,15	89,04	545,79
4	2,99	112,77	36,07	157,64	12,02	42,44	40,34	
5	1,99	59,86	9,49	43,60	4,75	37,50	41,08	
6	1,00	25,54	2,82	17,75	1,88	29,18	18,38	

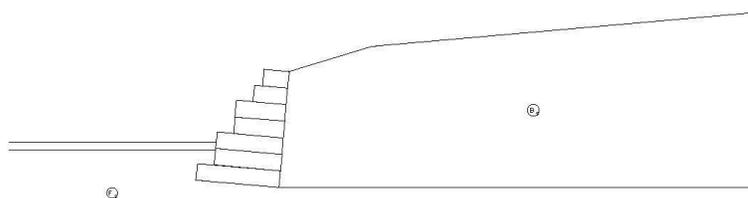
GawacWin 2003**Resumen**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB COSTA RICA

Proyecto: Muro Quircot

Archivo: Muro Quircot

Fecha: 04/10/2016

**DATOS SOBRE EL SUELO**

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	18,00	30,00	5,00	F _s	18,00	160,00	0,00

CARGAS

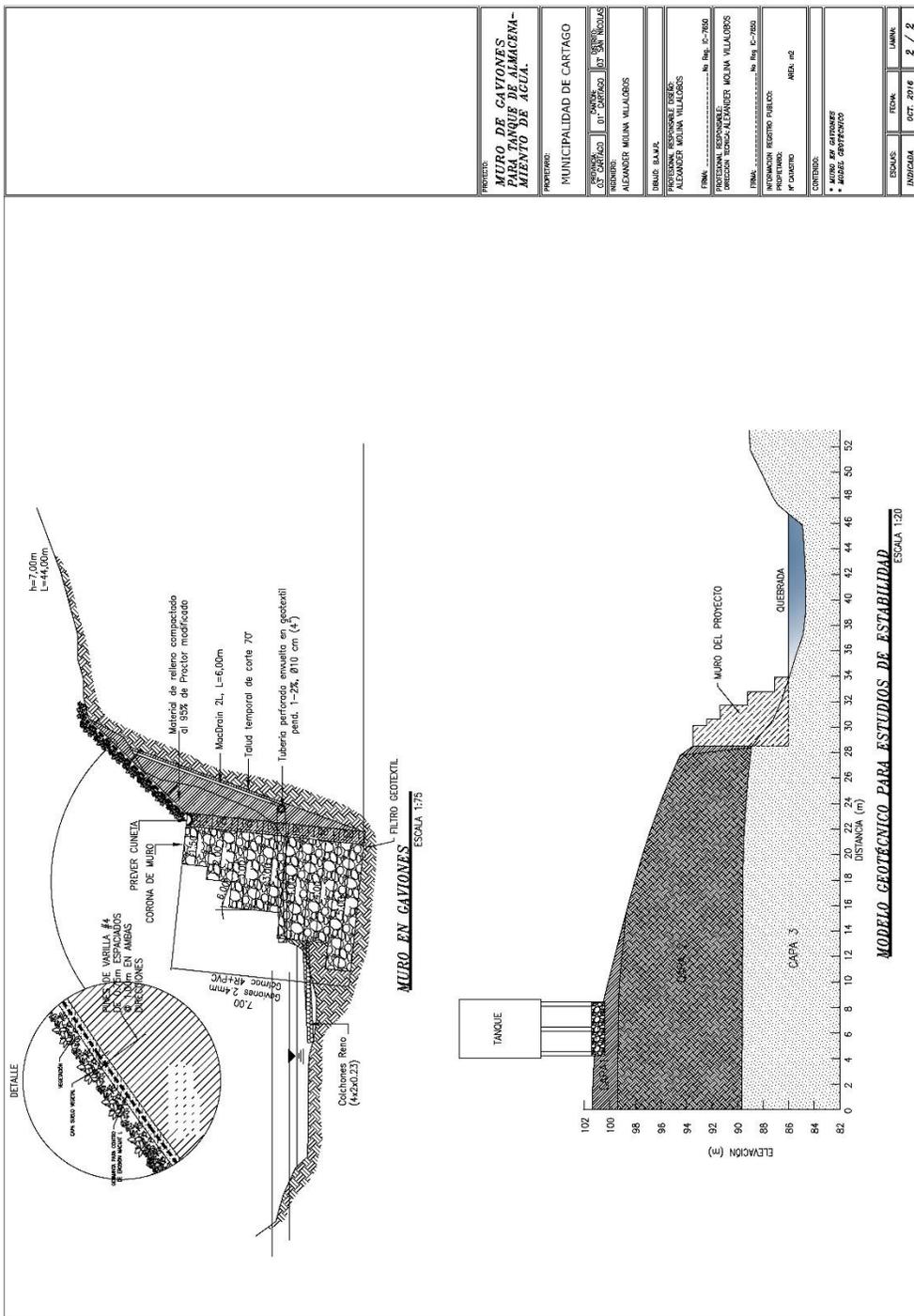
Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	3,20	Tensión en la base (izq.)	199,26kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	1,52	Tensión en la base (der.)	0,00kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1,54	Máx. tensión aceptable	215,00kN/m ²

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

ANEXO 2B: PLANOS CONSTRUCTIVOS.



PROYECTO:	MURO DE GAVIONES PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA.		
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DE CARTAGO		
DISEÑADOR:	ING. CARLOS GONZALEZ	ING. CARLOS GONZALEZ	ING. CARLOS GONZALEZ
RESUMEN:	ALEXANDER MOLINA VILLALBA		
DIBUJO:	S.M.A.P.		
PROFESIONAL RESPONSABLE DEL DISEÑO:	ALEXANDER MOLINA VILLALBA		
FRM:	No Reg. C-7900		
PROFESIONAL RESPONSABLE DE LA OBRERA:	ALEXANDER MOLINA VILLALBA		
FRM:	No Reg. E-7900		
INFORMACION REGISTRO PUBLICO:	M.º CAMBIO AREA: m²		
CONTENIDO:	PLAN GENERAL		
	+ MURO GAVIONES		
ESCALA:	FECHA:	UNIDAD:	
INDICADA	1 OCT. 2016	2 / 2	

ANEXO 2C: ESTUDIO DE CONSOLIDACION DE SUELOS.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A. Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica	PAGINA 1
	GSC-CONSOL-02-16	

INFORME DE ENSAYO DE
CONSOLIDACIÓN EN LA PROPIEDAD
UBICADA EN QUIRCOT, CARTAGO.

GSC-CONSOL-02-16



A solicitud de : **Municipalidad de Cartago.**

- ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA CPT (PRUEBA DE PENETRACION MEDIANTE EL CONO DINAMICO) ASTM D 3441-98.
- ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA SPT (PRUEBA DE PENETRACION STANDARD) ASTM D 1588.
- PRUEBAS DE INFILTRACION.
- MUESTREO Y FALLA DE CILINDROS DE CONCRETO.
- ANALISIS DE CONCRETO MEDIANTE EL ENSAYO DEL ESCLEROMETRO.
- DETECCION DE BARRAS DE REFUERZO EN CONCRETO ARMADO.
- PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.
- ESTUDIOS HIDROLOGICOS.
- ANALISIS HIDRÁULICOS.
- DISEÑOS DE ALCANTARILLOS PLUVIAL Y SANITARIOS.
- PRESENTACION DE LOS FORMULARIOS D1 Y D2 ANTE LA SETENA.
- DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.
- ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.
- ESTUDIOS DE TRANSITO DE CONTAMINANTES.

Teléfono: (506)22735732, 89983906. Fax: (506)22735668
www.geosolucionescr.com
 Concepción, La Unión, Cartago.

Elaborado por: <i>Asistente Ing. Juan Fallas</i>	Aprobado por: <i>Ing. Alexander Molina.</i>	Fecha de realización del ensayo, ingreso de muestras: <i>12/07/16</i>
---	--	---

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 1
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

Tabla de Contenidos

RESPONSABILIDAD PROFESIONAL	2
PRIMERA ETAPA: INTRODUCCION.....	3
1.1. Antecedentes.....	3
SEGUNDA ETAPA: TRABAJO REALIZADO.....	4
2.1. Determinación de la estratigrafía del terreno.....	4
TERCERA ETAPA: RESULTADOS OBTENIDOS.....	5
3.1. Características del caso de estudio.....	5
3.2. Tiempo de consolidación.....	7
CUARTA ETAPA. CONCLUSIÓN.....	9
4.1. Conclusión.....	9
ANEXOS.....

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 2
	GSC-CONSOL-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

El suscrito Alexander Molina Villalobos, Ingeniero civil, geotecnista, administrador de empresas, master en gerencia general, master en ingeniería ambiental, consultor inscrito en SETENA CI-058-99, inscrito en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos CFIA IC-7650, es responsable de los contenidos y alcances del presente estudio de consolidación de suelos, realizado en la propiedad ubicada en Lomas de Quircot, Quircot, Cartago.

Ing. Lic. Alexander Molina Villalobos, M.B.A. M.Sc.
Ingeniero Civil Geotecnista. Administrador de Empresas.
Máster en Gerencia General. Máster en Ingeniería Ambiental.
Registro SETENA: CI-058-99. Registro CFIA: IC-7650.
Registro CPCECR: 024276.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 3
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

PRIMERA ETAPA: INTRODUCCION.
1.1. Antecedentes.

En la propiedad ubicada en Lomas de Quircot, Quircot, Cartago, el día 17 de Junio de 2016, se realizaron un total de dos sondeos exploratorios mediante el sistema de penetración normal (Standard Penetration Test), ASTM D 1586, procedimientos de técnicos GSC-PT-01 (Procedimiento técnico método de ensayo de penetración con muestreador partido) y GSC-PT-02 (Procedimiento técnico normalizado para el transporte de muestras), estudio de suelos realizado por la empresa Geosoluciones Civiles, número de informe GSC-GEO-149-15.

En los sondeos realizados debido a las condiciones propias del subsuelo fue posible alcanzar el nivel máximo de exploración establecido en cinco metros de profundidad, puesto que la rigidez del suelo del sitio permitió alcanzar este nivel de exploración, en el sitio se extrajo una muestra del suelo existente, para determinar el asentamiento producido por consolidación de estos suelos, debido a que en el sitio se va a cimentar un tanque de agua.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 4
	GSC-CONSOL-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

SEGUNDA ETAPA: TRABAJO REALIZADO.

2.1. Determinación de la estratigrafía del terreno.

Este lugar fue estudiado mediante un sistema puntual como lo es el Standard Penetration Test (SPT), sin embargo, los datos suministrados por las perforaciones son suficientes para establecer parámetros estáticos de resistencia del suelo del sitio para la determinación con un aceptable grado de confianza el posible comportamiento de las diferentes estructuras proyectadas en el este lugar.

Las exploraciones efectuadas, así como la visita de campo al sitio objeto de estudio, permite establecer según el **SUCS** la presencia de un suelo conformado por una arcilla color café de alta plasticidad, de buena capacidad de soporte y de consistencia blanda y rígida, existe una capa superficial arcillosa con escombros y otros materiales.

En resumen el horizonte típico del subsuelo de la zona es el siguiente



Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 5
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

TERCERA ETAPA: RESULTADOS OBTENIDOS.

3.1. Características del caso de estudio.

1. Se toman tres capas de 1,0 metros cada una para abarcar la zona de estratos blandos.
2. Se utiliza una sobrecarga de 5,0 ton/m², Tanque de agua.
3. Peso específico de 1,8 ton/m³
4. Centro de cada capa de suelo. (0,5 m, 1,5 m, 2,5 m).

Capa 1.

Capa 1

$\sigma_o = \gamma \cdot \text{centro de la capa de suelo}$

$$\sigma_o = 0,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = 0,955 \text{ Grafico}$$

$$\Delta F = \sigma_o + \Delta \sigma$$

$$\Delta F = 0,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_f = 0,903 \text{ Grafico}$$

$$\Delta e = e_o - e_f = 0,052$$

$$\Delta H_1 = (\Delta e / (1 + e_o)) H$$

$$\Delta H_1 = 0,0266 \text{ m}$$

$$2,66 \text{ cm}$$

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 6
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

Capa 2.

Capa 2

$$\sigma_o = \gamma \cdot \text{centro de la capa de suelo}$$

$$\sigma_o = 0,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = 0,938 \text{ Grafico}$$

$$\Delta F = \sigma_o + \Delta \sigma$$

$$\Delta F = 0,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_f = 0,895 \text{ Grafico}$$

$$\Delta e = e_o - e_f = 0,043$$

$$\Delta H_1 = (\Delta e / (1 + e_o)) H$$

$$\Delta H_1 = 0,0222 \text{ m}$$

$$2,22 \text{ cm}$$

Capa 3.

Capa 3

$$\sigma_o = \gamma \cdot \text{centro de la capa de suelo}$$

$$\sigma_o = 0,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_o = 0,915 \text{ Grafico}$$

$$\Delta F = \sigma_o + \Delta \sigma$$

$$\Delta F = 0,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_f = 0,885 \text{ Grafico}$$

$$\Delta e = e_o - e_f = 0,03$$

$$\Delta H_1 = (\Delta e / (1 + e_o)) H$$

$$\Delta H_1 = 0,0157 \text{ m}$$

$$1,57 \text{ cm}$$

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 7
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

$\Delta H_t = \sum \Delta H_i$ Sumatoria de asentamientos por consolidación de cada capa

$\Delta H_t =$ 6,45 ----- 6,5 cm

El asentamiento total producido en el sitio de estudio por consolidación de suelos con una sobrecarga de $5,0 \text{ ton/m}^2$ (tanque), sería de 6,5 cm.

3.2. Tiempo de consolidación.

$$C_v = \frac{K}{M_w * \gamma_w}$$

$$C_v = \frac{1 \times 10^{-7}}{0,046 \text{ m}^2/\text{kg} * 1000 \text{ kg/m}^3}$$

$$C_v = 2 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$C_v = 6 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{año}$$

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 8
	GSC-CONSOL-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Tiempo de consolidación

$$T = (C_v * t) / H^2$$

T =	1,2	según norma 95% de asentamiento esperado
Cv =	0,006	m ² /año Coef. De consolidación vertical
t =	?	tiempo de asentamiento o consolidación
H =	3	m profundidad total

$$1,2 = (0,006 * t) / (3 * 3)$$

$$t = 1800,00 \text{ años}$$

Tiempo que tarda el suelo en lograr el asentamiento por consolidación de suelos blandos es de 1800 años.

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 9
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-CONSOL-02-16		

CUARTA ETAPA. CONCLUSIÓN.
4.1. Conclusión.

1. Se analizaron tres capas de suelos blandos y se calculó el asentamiento de cada una de ellas, la sumatoria total de los asentamientos por capa es de 6,5 cm (asentamiento total).

2. El tiempo de consolidación, el tiempo en que el suelo logra el asentamiento de 6,5 cm con la sobrecarga que se utilizó (5,0 ton/m²), es de 1800 años.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

ANEXO 2D: ESTUDIO GEOTECNICO.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A. Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica	PAGINA 1
	GSC-GEO-149-16	Cotización OF-GEOSOL-208-03-16

**INFORME DE ENSAYO SPT (MECÁNICA DE
SUELOS) EN LA PROPIEDAD UBICADA EN
QUIRCOT, CARTAGO.**



GSC-GEO-149-16

**A solicitud de : Sr. Alejandro Arce,
Municipalidad de Cartago.**

- **ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA CPT (PRUEBA DE PENETRACION MEDIANTE EL CONO DINAMICO) ASTM D 3441-98.**
- **ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA SPT (PRUEBA DE PENETRACION STANDARD) ASTM D 1588.**
- **PRUEBAS DE INFILTRACION.**
- **MUESTREO Y FALLA DE CILINDROS DE CONCRETO.**
- **ANALISIS DE CONCRETO MEDIANTE EL ENSAYO DEL ESCLEROMETRO.**
- **DETECCION DE BARRAS DE REFUERZO EN CONCRETO ARMADO.**
- **PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.**
- **ESTUDIOS HIDROLOGICOS.**
- **ANALISIS HIDRÁULICOS.**
- **DISEÑOS DE ALCANTARILLOS PLUVIAL Y SANITARIOS.**
- **PRESENTACION DE LOS FORMULARIOS D1 Y D2 ANTE LA SETENA.**
- **DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.**
- **ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.**
- **ESTUDIOS DE TRANSITO DE CONTAMINANTES.**

Teléfono: (506)22735732, 89983906. Fax: (506)22735668
www.geosolucionescr.com
Concepción, La Unión, Cartago.

Elaborado por: <i>Ing. Juan Fallas</i>	Aprobado por: <i>Ing. Alexander Molina.</i>	Fecha de realización del ensayo, ingreso de muestras: <i>17/06/16</i>
---	--	---

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 1
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Tabla de Contenidos

RESPONSABILIDAD PROFESIONAL	2
RESUMEN	3
PRIMERA ETAPA: INTRODUCCION.....	4
1.1. Antecedentes.....	4
1.2. Objetivos.....	4
SEGUNDA ETAPA: TRABAJO REALIZADO.....	5
2.1. Determinación de la estratigrafía del terreno.....	5
TERCERA ETAPA: RESULTADOS OBTENIDOS.....	8
3.1. Contenido de humedad, peso volumétrico y plasticidad.....	8
3.2. Capacidades admisibles y cohesión. (suelos cohesivos).....	8
3.3. Zona Sísmica y Coeficiente Sísmico.....	9
3.4. Coeficiente Sísmico.....	9
CUARTA ETAPA. PROBLEMAS ESPECIALES.....	10
4.1. Problemas geotécnicos asociados en el suelo presente.....	10
4.2. Susceptibilidad a la licuación.....	10
4.3. Asentamientos por licuación.....	11
4.4. Localización del nivel freático.....	11
QUINTA ETAPA. EVALUACION DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.....	11
5.1. Recomendación en cuanto al sistema de cimentación.....	11
SEXTA PARTE. TALUDES.....	14
6.1. Estabilidad de taludes.....	14
6.2. Recomendaciones para el diseño de estructuras de retención.....	15
SETIMA ETAPA. INCERTIDUMBRE, ALCANCES Y CONCLUSIÓN.....	16
7.1. Incertidumbre del ensayo.....	16
7.2. Alcances del ensayo.....	16
7.3. Conclusión.....	17
REFERENCIAS	17
ANEXOS.....	18

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 2
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

El suscrito Alexander Molina Villalobos, Ingeniero civil, geotecnista, administrador de empresas, master en gerencia general, master en ingeniería ambiental, consultor inscrito en SETENA CI-058-99, inscrito en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos CFIA IC-7650, es responsable de los contenidos y alcances del presente estudio de suelos, realizado en la propiedad ubicada en Lomas de Quircot, Quircot, Cartago, el día 17 de Junio de 2016.

Ing. Lic. Alexander Molina Villalobos, M.B.A. M.Sc.
Ingeniero Civil Geotecnista. Administrador de Empresas.
Máster en Gerencia General. Máster en Ingeniería Ambiental.
Registro SETENA: CI-058-99. Registro CFIA: IC-7650.
Registro CPCECR: 024276.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 3
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

RESUMEN

Se realizaron un total de tres sondeos exploratorios mediante el sistema de penetración normal (Standard Penetration Test), ASTM D 1586, en los sondeos realizados debido a las condiciones propias del subsuelo fue posible alcanzar el nivel máximo de exploración (5,0 metros). Las exploraciones efectuadas, así como la visita de campo al sitio objeto de estudio, permite establecer según el SUCS la presencia de un suelo conformado por una arcilla color café de alta plasticidad, de buena capacidad de soporte, de consistencia blanda a rígida, además existe una capa superficial arcillosa con escombros y otros materiales.

Según las características determinadas para el suelo del sitio, a una profundidad de 1,0 metros se obtuvo una capacidad soportante admisible del orden de 16,0 ton/m², sin embargo, el nivel de desplante depende del diseño y tipo de cimentación que se va a utilizar.

La estructura que soporta el tanque de almacenamiento de agua transmite una carga de 4,76 ton/m², el suelo del sitio a una profundidad de 1,0 metro tiene una capacidad admisible del orden de 16,0 ton/m².

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 4
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

PRIMERA ETAPA: INTRODUCCION.

1.1. Antecedentes.

En la propiedad ubicada en Lomas de Quircot, Quircot, Cartago, el día 17 de Junio de 2016, se realizaron un total de tres sondeos exploratorios mediante el sistema de penetración normal (Standard Penetration Test), ASTM D 1586, procedimientos de técnicos GSC-PT-01 (Procedimiento técnico método de ensayo de penetración con muestreador partido) y GSC-PT-02 (Procedimiento técnico normalizado para el transporte de muestras).

En los sondeos realizados debido a las condiciones propias del subsuelo fue posible alcanzar el nivel máximo de exploración establecido en cinco metros de profundidad, puesto que la rigidez del suelo del sitio permitió alcanzar este nivel de exploración.

1.2. Objetivos.

- Determinar las características generales del suelo como parámetros de resistencia, capacidades admisibles y cohesión.
- Determinar la presencia de nivel freático en la profundidad explorada.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 5
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

SEGUNDA ETAPA: TRABAJO REALIZADO.

2.1. Determinación de la estratigrafía del terreno.

Este lugar fue estudiado mediante un sistema puntual como lo es el Standard Penetration Test (SPT), sin embargo, los datos suministrados por las perforaciones son suficientes para establecer parámetros estáticos de resistencia del suelo del sitio para la determinación con un aceptable grado de confianza el posible comportamiento de las diferentes estructuras proyectadas en el este lugar.

Sin embargo, si se requiriera de una verificación en profundidad en forma directa se pueden realizar ensayos por medio del Torquímetro de Torvane o Veleta (estratos blandos) el cual brinda datos de cohesión no drenada, la cual puede ser correlacionada en forma directa con la capacidad última inconfiada de los suelos cohesivos, una vez alcanzados los niveles máximos de excavación con el fin de verificar la capacidad de soporte del suelo de cimentación.

Debido a las condiciones propias del subsuelo fue posible alcanzar el nivel máximo de exploración establecido en cinco metros de profundidad, puesto que la rigidez del suelo del sitio, permitió alcanzar este nivel de exploración.

Las exploraciones efectuadas, así como la visita de campo al sitio objeto de estudio, permite establecer según el **SUCS** la presencia de un suelo conformado por una arcilla color café de alta plasticidad, de buena capacidad de soporte, de consistencia blanda a rígida, además existe una capa superficial arcillosa con escombros y otros materiales.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 6
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

2.2. Metodología de exploración empleada.

El sistema de exploración utilizado se designa como Standard Penetration Test, el cual simula la inca de un pilote con el fin de establecer el número de golpes para penetrar quince centímetros, en tramos de tres lecturas, hasta completar cincuenta centímetros de exploración.

La suma de las últimas dos lecturas constituye el número de golpes N, con base en el cual se determinarán los parámetros de resistencia del suelo.

Estos golpes representan la densidad del material y pueden ser correlacionados con parámetros de resistencia tales como cohesión última no drenada, resistencia última a la compresión inconfiada y capacidad de soporte admisible según los lineamientos del Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Seguidamente se puede observar la variación del número de golpes con la profundidad de exploración donde resalta, tal y como se mencionó anteriormente, la presencia de una arcilla color café de alta plasticidad, de buena capacidad de soporte, de consistencia blanda a rígida, además existe una capa superficial arcillosa con escombros y otros materiales.

Debe mencionarse que este sistema de exploración se caracteriza por su puntualidad de localización, lo cual implica la necesidad de correlaciones de los datos de los diferentes sondeos para establecer un patrón típico de suelo y por lo tanto un patrón típico de comportamiento tanto en problemas de cimentación como de estabilidad de taludes así como para otro tipo de situaciones de carácter geotécnico.

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 7
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Sin embargo, el Código de Cimentaciones de Costa Rica sugiere en sus primeros capítulos la interpretación del parámetro normalizado N (número de golpes) para estimar valores para los parámetros de resistencia posibles a obtener en pruebas de mayor complejidad tales como pruebas triaxiales o bien de compresión inconfinaada.

Según el análisis de las muestras obtenidas así como lo indicado en la figura siguiente, puede hablarse de una estratigrafía compuesta por una arcilla color café de alta plasticidad, de buena capacidad de soporte, de consistencia blanda a rígida, además existe una capa superficial arcillosa con escombros y otros materiales.

En resumen el horizonte típico del subsuelo de la zona es el siguiente



Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 8
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

TERCERA ETAPA: RESULTADOS OBTENIDOS.

3.1. Contenido de humedad, peso volumétrico y plasticidad.

Perforación	Humedad(%)	Peso Vol g/cm ³	LL(%)	IP(%)
1	22	1,83	68	42
2	20	1,82	65	38
3	18	1,80	64	42

Podría clasificarse el suelo analizado, según el SUCS, como CH o bien Arcilla color café de alta plasticidad. L.L, Limite liquido, I.P, Índice de plasticidad.

3.2. Capacidades admisibles y cohesión. (suelos cohesivos).

En la tabla siguiente se muestra los datos para la capacidad admisible, en ton/m², estimada a partir de los datos obtenidos para el número de golpes en cada perforación.

Perforación	Cap. adm.(ton/m ²)	Cohesión.(ton/m ²)
1	19,0	28,5
2	20,0	30,0
3	16,0	24,0

Nota: Las capacidades admisibles anteriores se obtuvieron a 1,0 mts de profundidad.

Nota: Suelos no cohesivos, granulometrías, máximo diámetro de la partícula, para este caso no aplica, al estar en presencia de un suelo cohesivo.

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 9
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

3.3. Zona Sísmica y Coeficiente Sísmico.

- Zona Sísmica: Quircot, Cartago, Zona III.
- Sitio de Cimentación: Sitio Tipo S2, Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente rígida a rígida.
- Aceleración pico efectiva de diseño para una periodo de retorno de 500 años, según la zona sísmica y el sitio de cimentación tipo S2, aef: 0,33.
- Factor de importancia: 1, todas las obras de habitación, oficina, comercio o industria.
- SR: Factor de sobre-resistencia: 2, para estructuras tipo muro, marco y dual.
- FED: Factor espectral dinámico: 2,5, para zona 3 y Sitio tipo S2.

3.4. Coeficiente Sísmico.

- $C = (aef * I * FED) / SR.$
- $C = (0,33 * 1 * 2,5) / 2$
- $C = 0,4125$

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 10
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

CUARTA ETAPA. PROBLEMAS ESPECIALES.

4.1. Problemas geotécnicos asociados en el suelo presente.

El suelo detectado durante los sondeos muestra características expansivas debido a la presencia de arcillas de alta plasticidad. En el caso de cimentar sobre estas arcillas (menos de 1,0 metros de profundidad) se recomienda el refuerzo en cimientos.

Se recomienda cimentar a más de 1,0 metros de profundidad fuera del área activa, donde los cambios de humedad no afectan la composición de la arcilla expansiva.

4.2. Susceptibilidad a la licuación.

De acuerdo a los datos obtenidos en los ensayos de límites así como de la descripción del suelo de la zona, no existe riesgo por licuación ya que la presencia de finos supera el 70% para el material encontrado.

Por lo anterior no es necesario el análisis por licuación sea por el método de Ishihara o bien por otros tales como: Seed e Idriss, Código Japonés de Puentes y Autopistas e Índice de potencial de Iwasaki, pues todos coinciden en el hecho de la ausencia de este fenómeno en caso de altos contenidos de finos en la muestra.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 11
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

4.3. Asentamientos por licuación.

Debido a la discusión anterior no es necesario evaluar el asentamiento superficial por licuación por métodos tales como el Ishihara y Yoshimine, pues este fenómeno es poco probable en el sitio explorado.

4.4. Localización del nivel freático.

En los sondeos efectuados en el sitio de estudio no se detectó la presencia de nivel freático hasta la profundidad explorada.

Es importante mencionar que la posición del nivel freático oscila con el clima imperante en la zona y por lo tanto podría cambiar de ubicación en diferentes periodos del año.

QUINTA ETAPA. EVALUACION DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.

5.1. Recomendación en cuanto al sistema de cimentación.

Según las características determinadas para el suelo del sitio, a una profundidad de 1,0 metros se obtuvo una capacidad soportante admisible del orden de 16,0 ton/m², sin embargo, el nivel de desplante depende del diseño y tipo de cimentación que se va a utilizar.

El volumen del tanque lleno de agua más la estructura, transmite una carga de 4,76 ton/m², la cual es menor a la capacidad del suelo a una profundidad de 1,0 metro donde se registro una capacidad admisible del orden de 16,0 ton/m².

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 12
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

Conviene recordar que el Código de Cimentaciones de Costa Rica, establece la obligatoriedad y gran importancia, de no cimentar en suelos con posibilidades de alta deformabilidad, por lo tanto en caso de estructuras de más de dos niveles, sería importante la estimación de los asentamientos máximos esperados, calculados tomando en cuenta los parámetros de resistencia indicados en la tabla de perforación, así como la estimación de parámetros de deformabilidad, para lo cual se pueden utilizar teorías tales como la de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi, tanto primaria como secundaria.

Para establecer las dimensiones para otros tipos de cimentaciones superficiales, tal y como lo establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica, se deben utilizar los parámetros de resistencia cuyos valores fueron obtenidos durante los sondeos, cuantificados mediante correlaciones empíricas.

De este modo, el valor asociado a la cohesión última inconfinaada (C_u) sería del orden de 24,0 Ton/m² y por lo tanto de 48,0 Ton/m² para la capacidad última inconfinaada (q_u).

Debido a lo anterior la capacidad de carga admisible ronda 16,0 Ton/m² (1,0 metros) luego de aplicar un factor de seguridad de tres, según recomendaciones del Código de Cimentaciones de Costa Rica para cargas estáticas, para las muestras obtenidas a dos metros de profundidad.

Es importante recordar el carácter total de los parámetros de resistencia sugeridos, pues el valor de cohesión es comparable con el valor obtenido mediante la realización de un ensayo de compresión inconfinaada.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 13
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Es importante mencionar que las sugerencias antes expuestas, se derivan de resultados obtenidos según los sondeos puntuales realizados en el sitio, los cuales, si bien es cierto son totalmente adecuados y precisos para el diseño de la estructura a edificar, es importante mencionar que el Código de Cimentaciones de Costa Rica, en el inciso 2.2.3: Estudios de comprobación, indica lo siguiente: *“este estudio tendrá como objetivo comprobar el modelo geotécnico establecido a partir de los estudios preliminares o los de diseño y construcción, así como las premisas utilizadas en el diseño con relación a las propiedades y el comportamiento de los materiales localizados en la obra. Estos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la ejecución de la cimentación de la obra, antes de que la misma sea construida. Por sus características, deben ser verificados por un profesional responsable, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.”*

Se debe tomar en cuenta que el desarrollo progresivo de los estudios para la cimentación de una obra pueden dividirse en cuatro etapas:

- Estudios preliminares
- Estudios para diseño y construcción
- Estudios de comprobación
- Estudios de seguimiento

El ensayo de perforación estándar (SPT), se considera dentro de los estudios de diseño y

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 14
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

construcción, por este motivo se recomienda la realización de estudios de comprobación, para verificar características y parámetros definidos en etapas anteriores, además de estudios de seguimiento para comprobar el funcionamiento adecuado de la estructura, y realizar correcciones para evitar comportamientos no deseados.

SEXTA PARTE. TALUDES.

6.1. Estabilidad de taludes.

La propiedad cuenta con un talud importante en la parte posterior del terreno, es importante tener en cuenta analizar la necesidad de colocar estructuras de contención, una vez realizado los cortes y movimientos de terreno, para garantizar la estabilidad del terreno y la seguridad de la estructura a construir. Además se debe de diseñar los cimientos de acuerdo a los requerimientos expuestos en el código de cimentación para estructuras colocadas en superficies inclinadas o cercanas a taludes.

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 15
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica
GSC-GEO-149-16		

6.2. Recomendaciones para el diseño de estructuras de retención.

Peso volumétrico saturado: 1,75 Ton/m³.

- Parámetros totales de diseño:

Cohesión: Cu: 13,5 Ton/m². (Cohesión no drenada),

Capacidad soportante admisible: 9,0 Ton/m². (Inconfinada)

Ángulo de Fricción: 0°

- Parámetros efectivos de diseño:

Ángulo de fricción: 18° (sugerido como valor mínimo, también puede ser obtenido por correlaciones empíricas a partir del valor mas crítico del número N o a través de pruebas triaxiales o ensayos de corte directo).

- Coeficiente de empuje activo: 0.528.
- Coeficiente de empuje pasivo: 1.893.

Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 16
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

SETIMA ETAPA. INCERTIDUMBRE, ALCANCES Y CONCLUSIÓN.

7.1. Incertidumbre del ensayo.

Con respecto a los grados de incertidumbre del Estudio Geotécnico, es importante destacar que las perforaciones son ensayos puntuales, de profundidad limitada a la energía disponible para la penetración del terreno, y por consiguiente brindan información sobre las condiciones específicas detectadas en este punto y a la profundidad máxima alcanzada por el método de exploración (SPT). A pesar de esta limitación, con base en las perforaciones que se realizan y el conocimiento de la zona, es posible tener conocimiento de las condiciones geotécnicas existentes que permiten desarrollar un modelo geotécnico para brindar los datos de capacidad soportante necesarios para el diseño de la cimentación.

7.2. Alcances del ensayo.

- Definir la capacidad soportante y cohesión (no drenada) del suelo del sitio.
- Extracción de muestras.
- Identificación del tipo de suelo del sitio.
- Mediante la perforación se puede identificar la presenta de nivel freático.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	--

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 17
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

7.3. Conclusión.

- Según las características determinadas para el suelo del sitio, a una profundidad de 1,0 metros se obtuvo una capacidad soportante admisible del orden de 16,0 ton/m², sin embargo, el nivel de desplante depende del diseño y tipo de cimentación que se va a utilizar.
- El volumen del tanque lleno de agua mas la estructura, transmite una carga de 4,76 ton/m², la cual es menor a la capacidad del suelo a una profundidad de 1,0 metro donde se registro una capacidad admisible del orden de 16,0 ton/m².

REFERENCIAS

- Colegio federado de ingenieros y arquitectos de Costa Rica. (2010). Código sísmico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica. Editorial tecnológica de Costa Rica.
- Asociación costarricense de geotecnia, Comisión código de cimentaciones de Costa Rica. (2009). Código de cimentaciones de Costa Rica (2 ed.). Cartago, Costa Rica. Editorial tecnológica de Costa Rica.

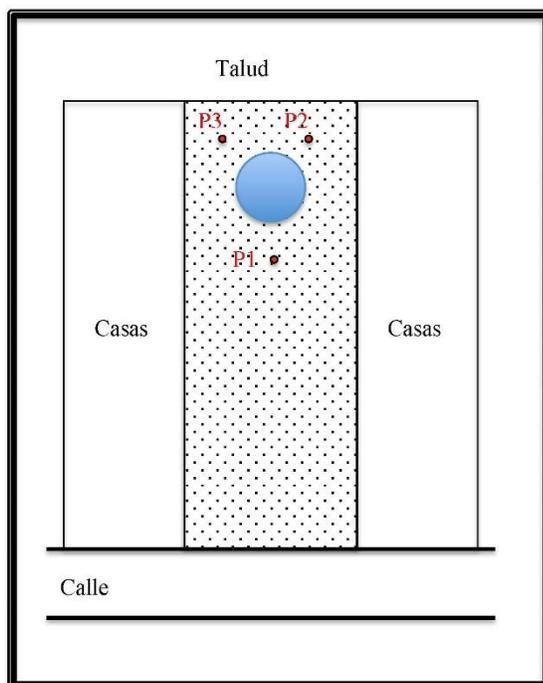
Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 18
	GSC-GEO-149-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

ANEXOS

En la figura 1. Ubicación de los ensayos.



Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

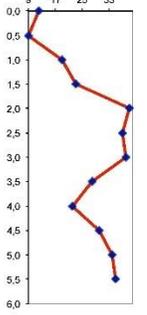
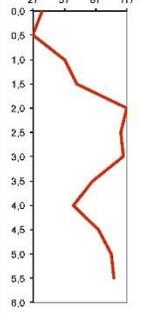
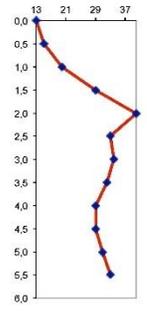
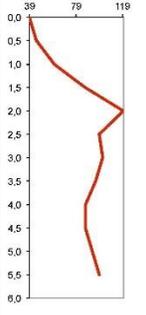
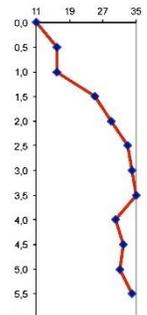
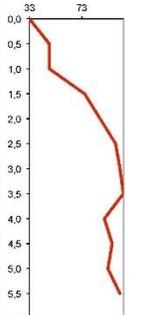
	<p>GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.</p>	<p>PAGINA 19</p>
		<p>Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica</p>
<p>GSC-GEO-149-16</p>		

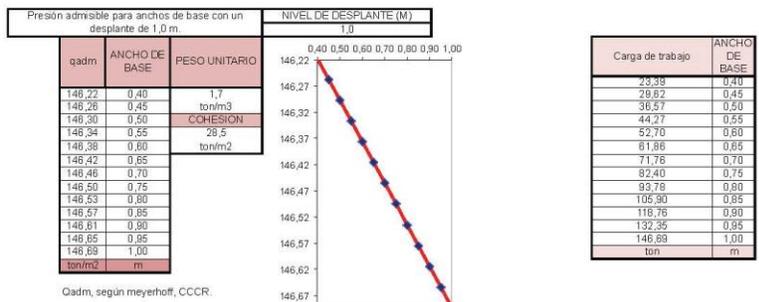
En la figura 2. Fotografía de los ensayos.



Observaciones

Responsable *Ing. Lic. Alexander Molina.*

			GEOSOLUCIONES CIVILES V.S.A DE CENTROAMERICA, CENTRO DE ASESORIA GEOTECNICA Y AMBIENTAL, COSTA RICA.				GSC-GEO-149-16				PAGINA 1.				
REPORTE DE EXPLORACION MEDIANTE PRUEBA DE PENETRACION NORMAL.			PROPIEDAD UBICADA EN QUIRCOT, CARTAGO.				(*) "ensayo acreditado".								
ASTM D 1586			VARIACION DE GOLPES CON LA PROFUNDIDAD		qu vs z		DESCRIPCION		LL	IP	SUCS	qadm	Cu	z	qu
PERFORACION 1	0,0	0,5	12	MEDIANAMENTE COMPACTA			SUELO ARCILLOSO CON ESCOMBRO					12,0	16,0	0,0	38,0
	0,5	1,0	9	BLANDA			9,0	13,5	0,5	27,0					
	1,0	1,5	19	COMPACTA			19,0	28,5	1,0	57,0					
	1,5	2,0	23				23,0	34,5	1,5	89,0					
	2,0	2,5	39	RIJIDA			39,0	58,5	2,0	117,0					
	2,5	3,0	37				37,0	55,5	2,5	111,0					
	3,0	3,5	38				38,0	57,0	3,0	114,0					
	3,5	4,0	28	COMPACTA			28,0	42,0	3,5	84,0					
	4,0	4,5	22				22,0	33,0	4,0	66,0					
	4,5	5,0	30	RIJIDA			30,0	45,0	4,5	90,0					
	5,0	5,5	34				34,0	51,0	5,0	102,0					
5,5	6,0	35	35,0		52,5	5,5	105,0								
(FIN DE PERFORACION)							(FIN DE PERFORACION)								
PERFORACION 2	0,0	0,5	13	MEDIANAMENTE COMPACTA			SUELO ARCILLOSO CON ESCOMBRO					13,0	19,5	0,0	39,0
	0,5	1,0	15	COMPACTA			15,0	22,5	0,5	45,0					
	1,0	1,5	20				20,0	30,0	1,0	60,0					
	1,5	2,0	29	RIJIDA			29,0	43,5	1,5	87,0					
	2,0	2,5	40				40,0	60,0	2,0	120,0					
	2,5	3,0	33				33,0	49,5	2,5	99,0					
	3,0	3,5	34	COMPACTA			34,0	51,0	3,0	102,0					
	3,5	4,0	32				32,0	48,0	3,5	96,0					
	4,0	4,5	29	RIJIDA			29,0	43,5	4,0	87,0					
	4,5	5,0	29				29,0	43,5	4,5	87,0					
	5,0	5,5	31				31,0	46,5	5,0	93,0					
5,5	6,0	33	33,0	49,5	5,5	99,0									
(FIN DE PERFORACION)							(FIN DE PERFORACION)								
PERFORACION 3	0,0	0,5	11	MEDIANAMENTE COMPACTA			SUELO ARCILLOSO CON ESCOMBRO					11,0	16,5	0,0	33,0
	0,5	1,0	16	COMPACTA			16,0	24,0	0,5	48,0					
	1,0	1,5	16				16,0	24,0	1,0	48,0					
	1,5	2,0	25	RIJIDA			25,0	37,5	1,5	75,0					
	2,0	2,5	29				29,0	43,5	2,0	87,0					
	2,5	3,0	33				33,0	49,5	2,5	99,0					
	3,0	3,5	34	COMPACTA			34,0	51,0	3,0	102,0					
	3,5	4,0	35				35,0	52,5	3,5	105,0					
	4,0	4,5	30	RIJIDA			30,0	45,0	4,0	90,0					
	4,5	5,0	32				32,0	48,0	4,5	96,0					
	5,0	5,5	31				31,0	46,5	5,0	93,0					
5,5	6,0	34	34,0	51,0	5,5	102,0									
(FIN DE PERFORACION)							(FIN DE PERFORACION)								



Qadm, según meyerhoff, CCCR.

OBSERVACIONES:	RESPONSABLE:
----------------	--------------

FIN DE INFORME

ANEXO 2E: ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 1
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
PROPIEDAD UBICADA EN QUIRCOT, CARTAGO.

A solicitud de : Sr. Alejandro Arce.
Municipalidad de Cartago.

GSC-TALUD-02-16

- ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA CPT (PRUEBA DE PENETRACION MEDIANTE EL CONO DINAMICO) ASTM D 3441-98.
- ESTUDIO DE SUELOS MEDIANTE EL SISTEMA SPT (PRUEBA DE PENETRACION STANDARD) ASTM D 1588.
- PRUEBAS DE INFILTRACION.
- MUESTREO Y FALLA DE CILINDROS DE CONCRETO.
- ANALISIS DE CONCRETO MEDIANTE EL ENSAYO DEL ESCLEROMETRO.
- DETECCION DE BARRAS DE REFUERZO EN CONCRETO ARMADO.
- PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.
- ESTUDIOS HIDROLOGICOS.
- ANALISIS HIDRÁULICOS.
- DISEÑOS DE ALCANTARILLOS PLUVIAL Y SANITARIOS.
- PRESENTACION DE LOS FORMULARIOS D1 Y D2 ANTE LA SETENA.
- DISEÑOS DE MUROS DE CONTENCION.
- ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.
- ESTUDIOS DE TRANSITO DE CONTAMINANTES.

Teléfono: (506)22735732, 89983906. Fax: (506)22735668
www.geosolucionescr.com
Concepción, La Unión, Cartago.

Elaborado por: <i>Asistente Ing. Juan Fallas</i>	Aprobado por: <i>Ing.Lic. Alexander Molina.</i>	Fecha: <i>07-Julio-2016</i>
---	--	--------------------------------

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 1
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

El suscrito Alexander Molina Villalobos, Ingeniero civil, geotecnista, administrador de empresas, master en gerencia general, master en ingeniería ambiental, consultor inscrito en SETENA CI-058-99, inscrito en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos CFIA IC-7650, es responsable de los contenidos y alcances del presente estudio de estabilidad, realizado en la propiedad ubicada en Quircot, Cartago.

Ing. Lic. Alexander Molina Villalobos, M.B.A. M.Sc.
Ingeniero Civil Geotecnista. Administrador de Empresas.
Máster en Gerencia General. Máster en Ingeniería Ambiental.
Registro SETENA: CI-058-99. Registro CFIA: IC-7650.
Registro CPCECR: 024276.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	---

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 2
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

I. INTRODUCCIÓN

Este estudio tiene como objetivo evaluar la estabilidad del talud oeste de una propiedad ubicada en Lomas de Quircót, distrito San Nicolás, cantón de Cartago, provincia de Cartago. Este terreno presenta en el costado oeste, un talud con pendientes descendentes importantes hacia una quebrada existente en el sitio. En la parte superior de este talud se localiza un tanque elevado de agua del cual se pretende evaluar el nivel de riesgo que presenta por su cercanía al talud (Fotografía 1).



Fotografía 1

Vista del tanque existente en la parte superior del talud.

De los taludes mencionados, colindantes con la quebrada existente, se ha generado una información topográfica para efectos de realizar un estudio de su comportamiento actual.

En la Figura 1 se muestra la localización del tanque con respecto al talud mencionado.

Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 3
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

II. MODELO GEOMECÁNICO TÍPICO

Se elaboró un modelo geomecánico para describir la conformación del terreno, en la zona de estudio (talud del costado oeste del terreno). Se empleó la información geotécnica derivada del estudio GSC-GEO-149-16, asumiendo condiciones conservadoras. Se tomó en consideración la información de todas las perforaciones efectuadas en la zona de interés.

En la Figura 1 se muestra la localización de las perforaciones efectuadas, el talud existente y el tanque de agua.

El modelo geomecánico se describe a continuación:

Capa 1 Arcillas color café con rastros de escombro en la parte superficial. Plasticidad alta. Consistencia entre compacta y muy compacta. Espesor entre 1,00 a 1,50 m.

Capa 2 Arcillas color café. Plasticidad alta. Consistencia entre compacta y rígida. Se presentan por debajo de la capa 1 y se extienden hasta la máxima profundidad alcanzada por las perforaciones (-6,00 m). Sin embargo, para efectos de estos estudios se asumirá que esta capa se extiende a mayores profundidades.

Capa 3 Suelos rígidos. Se asume que a nivel del cauce la quebrada, el agua ha alcanzado estratos de materiales rígidos por los que actualmente escurre el agua.

Notas:

1. No se encontró la presencia de niveles freáticos dentro de las profundidades exploradas.
2. La Tabla 1 muestra un resumen de la información y el índice N_{spt}.
3. En la Figura 2, se muestra una interpretación del modelo geotécnico planteado.
4. Las resistencias y pesos volumétricos de los materiales para efectos de los análisis se presentan en la tabla 2.

Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 4
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

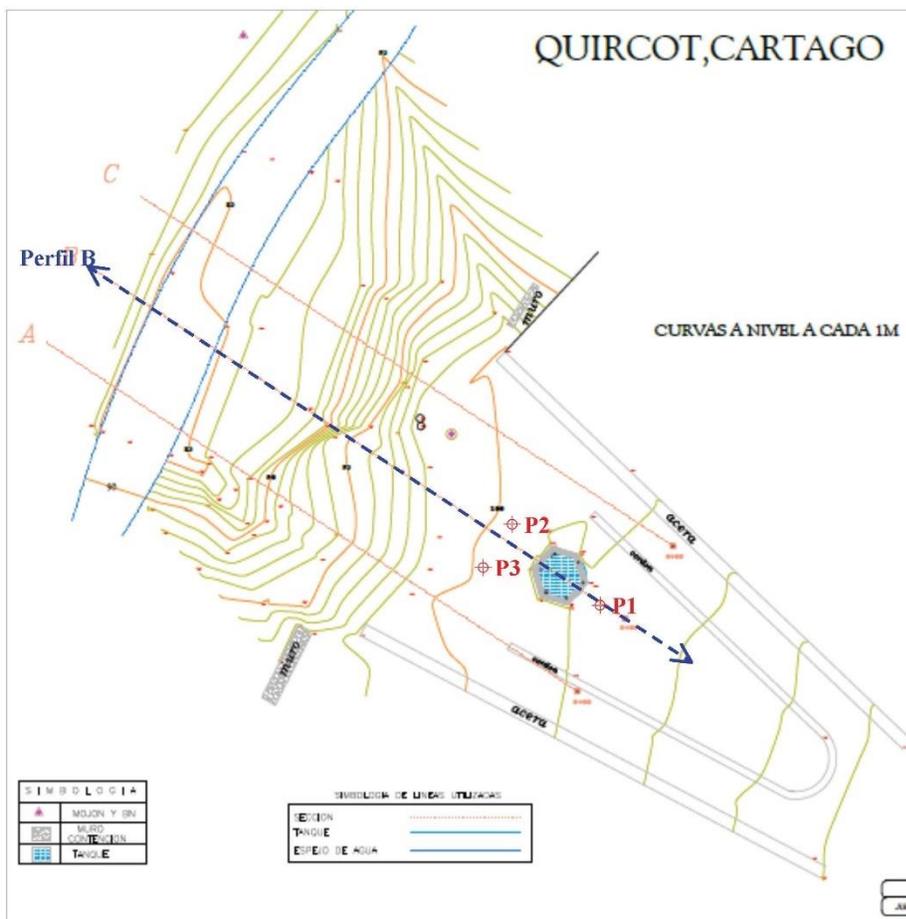


Figura 1
Levantamiento topográfico con ubicación de sondeos y tanque de agua

Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 5
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Tabla 1
Perfil estratigráfico y valor NSPT

Profundidad (m)	Estratigrafía y valor N_{SPT}		
	P1	P2	P3
0,00 - 0,50	12	13	11
0,50 - 1,00	9	15	16
1,00 - 1,50	19	20	16
1,50 - 2,00	23	29	25
2,00 - 2,50	39	40	29
2,50 - 3,00	37	33	33
3,00 - 3,50	38	34	34
3,50 - 4,00	28	32	35
4,00 - 4,50	22	29	30
4,50 - 5,00	30	29	32
5,00 - 5,50	34	31	31
5,50 - 6,00	35	33	34

Nota: las profundidades están de acuerdo al nivel actual del terreno.

Simbología

Capa	Tipo de material	Identificación
1	Arcillas color café con rastros de escombros en la parte superficial de la capa. Plasticidad alta. Consistencia compacta.	
2	Arcillas color café. Plasticidad alta. Consistencia muy compacta a rígida.	
3	Suelos rígidos	

Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A. GSC-TALUD-02-16	PAGINA 6
		Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Tabla 2
Parámetros de suelo

Estratos	Peso volumétrico (kN/m ³)		Cohesión, C (kPa)	Ángulo de fricción, Ø (°)
	In situ	Saturado		
Capa 1	17,0	18,0	50	0
Capa 2	17,5	18,5	90	0
Capa 3	20,0	20,0	160	10

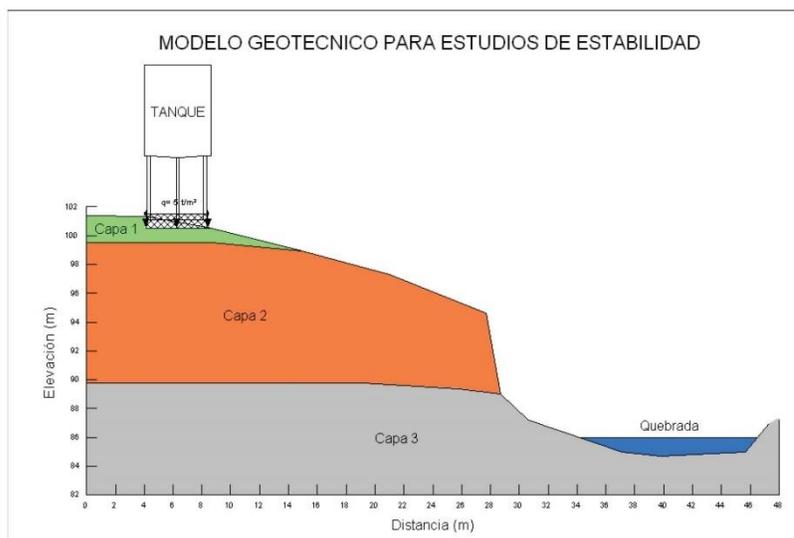


Figura 2
Modelo geotécnico planteado para estudios de estabilidad

Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 7
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

III. ESTUDIO DE ESTABILIDAD

3.1 Objetivo

Evaluar el comportamiento del talud y el tanque de agua en su condición actual y su comportamiento futuro bajo condiciones de eventos sísmicos.

3.2 Aspectos generales

Se procedió a realizar un estudio de estabilidad de taludes para estudiar el riesgo de falla del talud bajo condiciones de carga estáticas y dinámicas (con sismo).

Para el desarrollo de los estudios se utilizó el programa GEOSLOPE (versión 2007) que permite mediante el empleo de un computador la generación de superficies de ruptura, que simulan los posibles deslizamientos o fallas en el talud y los factores de seguridad asociado a cada una de ellas. Por tratarse de programas en computador es posible analizar 1000 o más posibles superficies de ruptura en cada corrida, obteniéndose al final el factor de seguridad crítico (el mínimo de las superficies analizadas por corrida).

Los estudios se han realizado para casos de carga estática y para condiciones dinámicas, que simulan la ocurrencia de un sismo. El caso de sismo se estudió considerando aceleraciones horizontales promedio (mantenidas durante periodos largos), de 20% de la aceleración de la gravedad; valor que representa un sismo muy fuerte. El uso de una aceleración de esta magnitud para el caso de sismos muy fuertes, en lugar de las aceleraciones recomendadas por el CSCR (Código Sísmico de Costa Rica), se debe a los siguientes motivos:

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	---

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 8
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

- Los taludes son estructuras de suelo y roca que tiene un comportamiento distinto de las estructuras de concreto y acero.
- Los períodos de vibración en los cuales puede ocurrir un deslizamiento son muy grandes en comparación a los períodos de vibración que dañan estructuras de concreto y acero.
- Los métodos de análisis en estabilidad son de equilibrio límite, en los que el sismo se introduce como una fuerza pseudoestática aplicada en el centro de gravedad de la masa potencialmente deslizante, durante todo el tiempo necesario para que se produzca la falla del talud.
- El emplear valores altos de aceleración (entre 0,40 y 0,50 de g por ejemplo), conlleva a diseños muy costosos y poco realistas.
- La literatura internacional y la experiencia acumulada en el diseño sísmico de taludes, limita el valor de aceleración a un máximo de 0,20 g, en zonas consideradas de muy alto riesgo sísmico (regiones epicentrales sísmicamente activas).

En los estudios de estabilidad se ha empleado el modelo geotécnico presentado en la Figura 2.

3.3 Análisis estabilidad actual

Los resultados obtenidos en los estudios de estabilidad en el perfil de interés, se presentan resumidos en la tabla 3, una mayor información gráfica sobre el detalle de los análisis se presenta en el Anexo A, adjunto al final de este informe.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	---

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 9
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

Tabla 3
Resultados de estudios de estabilidad

Descripción	Factor de seguridad	Comentarios
Perfil B, condición actual, estático	3,01	Aceptable
Perfil B, condición actual, sismo 20% de g	2,07	Aceptable

Notas:

- 1) F.S menores o iguales a 1 indican falla inminente del talud.
- 2) Se ha considerado que el tanque transmite al terreno una carga de distribuida de 5 t/m², por medio de una fundación superficial tipo losa.
- 3) Las figuras que muestran los estudios de estabilidad se presentan en el Anexo A.

De la tabla anterior se obtienen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- a) El talud estudiado en su condición actual es estable tanto para casos de carga estática como sismos fuertes. Se valoró un modelo de ruptura en que ocurra una falla en las capas 1 y 2, que son las que presentan una menor resistencia y las estudiadas por medio del sistema de perforación SPT.
- b) En el perfil topográfico estudiado los factores de seguridad obtenidos son aceptables para las condiciones de carga estudiadas.
- c) Con base a las condiciones asumidas de resistencia del terreno (Tabla 2), modelo geotécnico propuesto (Figura 2), carga del tanque y profundidad de cimentación; se concluye que la estabilidad es aceptable y no se requiere de estructuras de retención o sistemas de reforzamiento de suelo para mantener la estabilidad del talud.

Observaciones

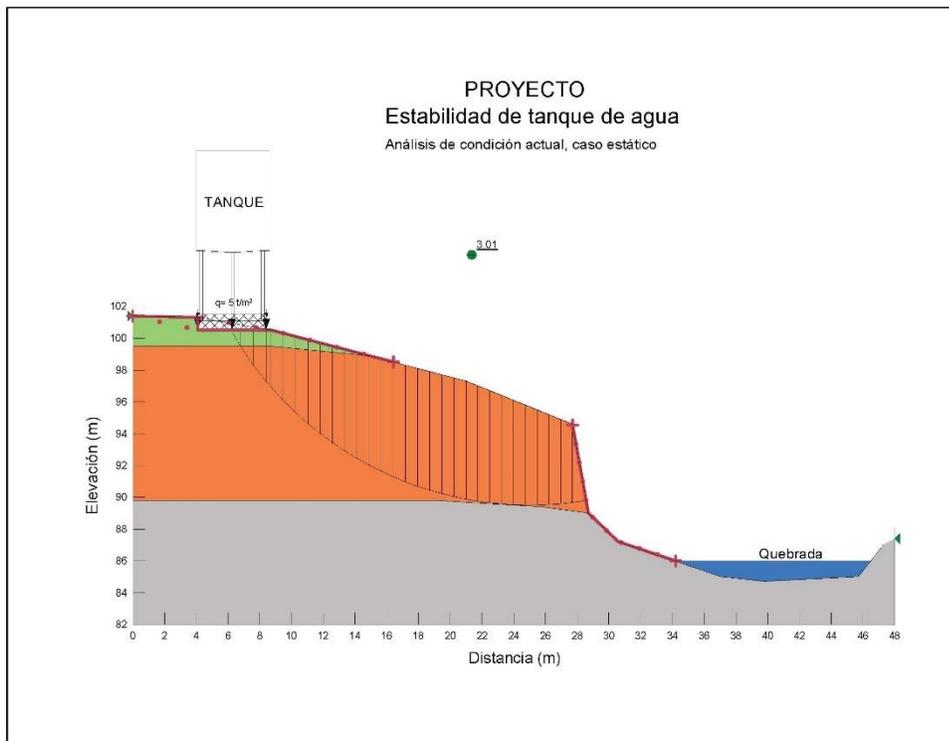
Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 10
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica

- d) No se valora en estos análisis el daño que pueden sufrir los taludes por efecto de escorrentía o filtraciones de agua provenientes de zonas ubicadas a mayor elevación que la zona estudiada. En algunos casos este tipo de efecto puede generar deslizamientos o facilitar la ocurrencia de deslizamientos futuros.
- e) Debido a la posibilidad de deterioro del talud por efectos de aguas de lluvia, se recomienda proponer un plan integral para el manejo y disposición de las aguas de escorrentía superficial, que incluya: i) siembra de vegetación adecuada o una cobertura artificial (geosintéticos o concreto); ii) control de escorrentía superficial (canales, cunetas, aceras, etc.), iii) pendientes adecuadas, terracedos, banquetes; y finalmente, iv) sistemas de control de erosión en aquellos sitios que por sus pendientes y condición del suelo lo requieran.
- f) Los estudios efectuados son solo para el talud, no estudian la existencia y efectos de fallas geológicas o sísmicas regionales.

Observaciones	Responsable <i>Ing. Lic. Alexander Molina.</i>
---------------	---

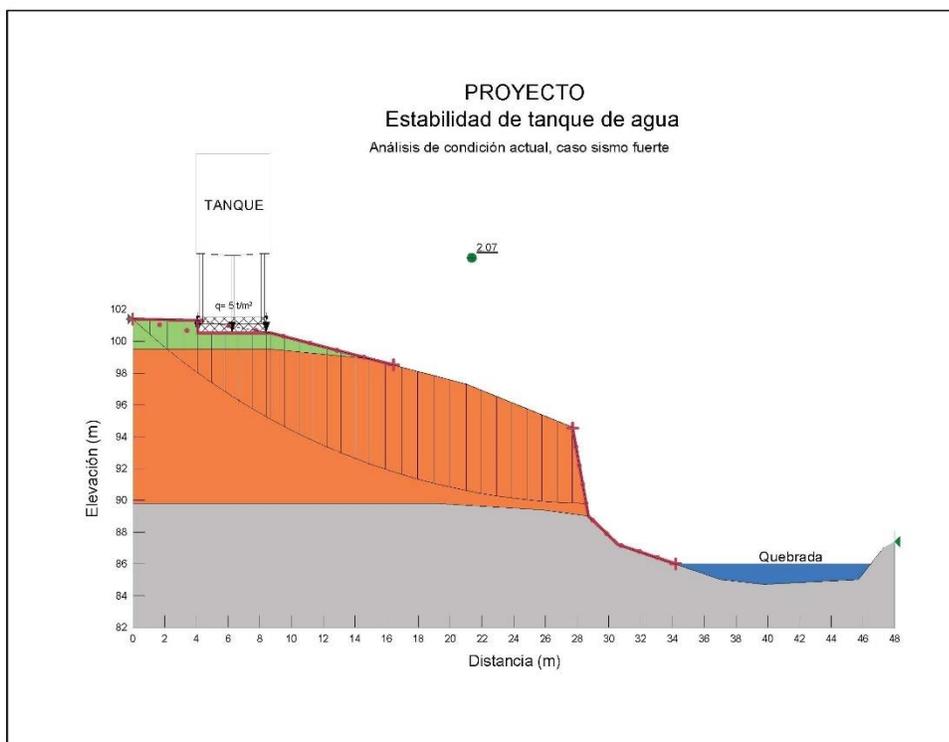
	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 11
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica



Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

	GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE CENTRO AMERICA S.A.	PAGINA 12
	GSC-TALUD-02-16	Centro de Asesoría Geotécnica y Ambiental Costa Rica, Centroamérica



Observaciones

Responsable
Ing. Lic. Alexander Molina.

ANEXO 2F: ESTUDIO DE SOCAVACION.

PROPIEDAD INTELECTUAL DE
GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE
CENTROAMERICA S.A.
PROHIBIDA LA REPRODUCCION
TOTAL O PARCIAL DEL MISMO.



COSTA RICA,
CENTROAMERICA.
TELEFONOS: 22735732.
FAX: 22735668.
www.geosolucionescr.com

ANTECEDENTES.

Se realiza el cálculo del caudal de diseño para la micro cuenca de la quebrada cercana al proyecto: Construcción de tanque de almacenamiento, propiedad ubicada en Lomas de Quircot, Quircot, Cartago.

El objetivo principal de este informe, el cual es establecer el caudal de diseño, para lo cual se hará un análisis de la micro cuenca asociada a la quebrada existente.

En la figura 1, se puede observar la ubicación del proyecto (Tanque), y la ubicación del cauce existente más cercano.

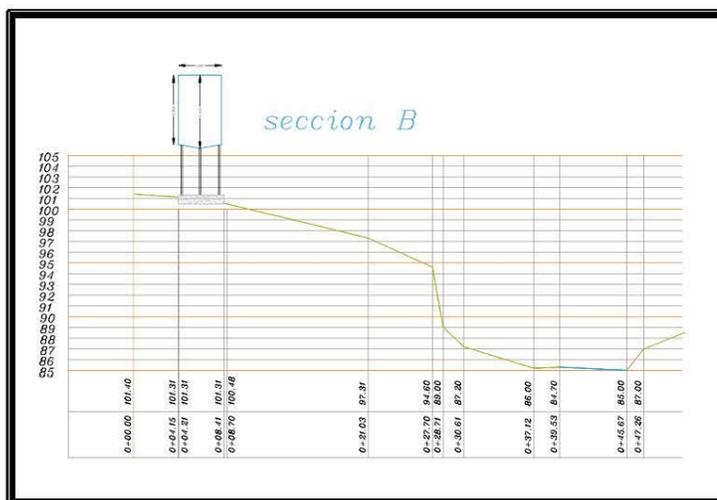


FIGURA 1: PROYECTO Y QUEBRADA EXISTENTE

*Estudios de Suelos.
Pruebas de Infiltración.
Trámites de Viabilidad Ambiental.
Estudios de Estabilidad de Taludes.
Diseños de Sistemas Pluviales y Sanitarios.
Diseño de Cimentaciones.
Estudios Hidrológicos e Hidráulicos*

*Diseños de Muros de Contención.
Diseño de Pavimentos.
Regencias Ambientales.
Ubicación de barras de refuerzo y análisis estructural mediante el empleo del Pachómetro.
Determinación de la resistencia de concreto mediante el empleo del esclerómetro.
Consultoría en Obras Cíviles en General.*

PROPIEDAD INTELECTUAL DE
GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE
CENTROAMERICA S.A.
PROHIBIDA LA REPRODUCCION
TOTAL O PARCIAL DEL MISMO.



COSTA RICA,
CENTROAMERICA.
TELEFONOS: 22735732.
FAX: 22735668.
www.geosolucionescr.com

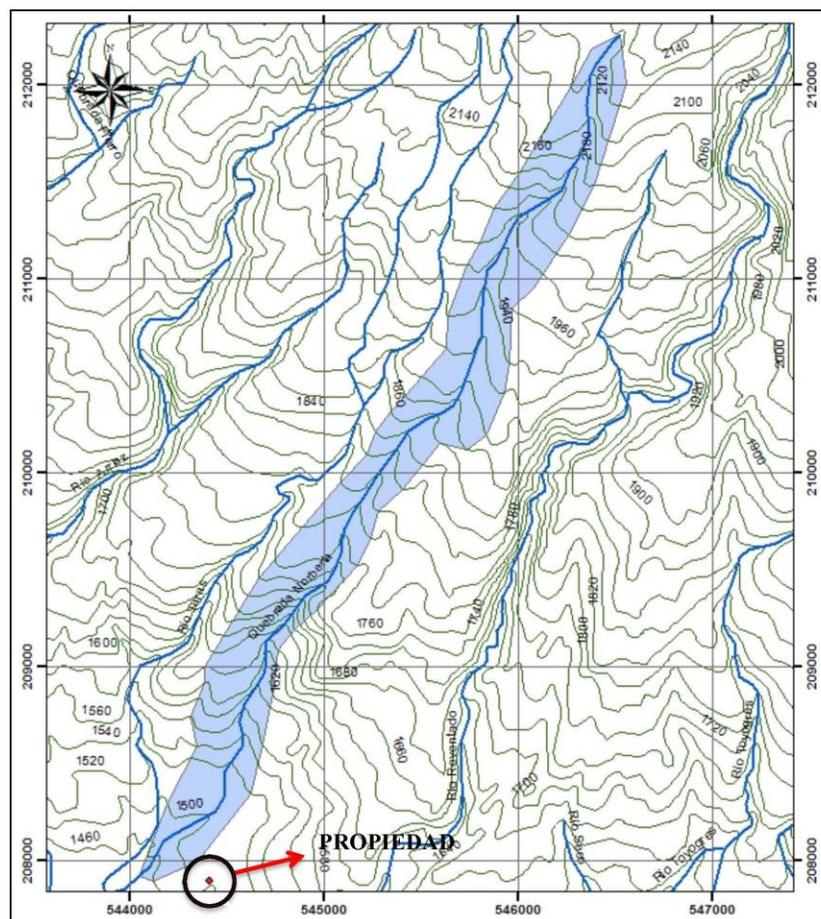


FIGURA 2: PUNTO DE DESFOGUE Y
MICROCUECNA

2

*Estudios de Suelos.
Pruebas de Infiltración.
Trámites de Viabilidad Ambiental.
Estudios de Estabilidad de Taludes.
Diseños de Sistemas Pluviales y Sanitarios.
Diseño de Cimentaciones.
Estudios Hidrológicos e Hidráulicos*

*Diseños de Muros de Contención.
Diseño de Pavimentos.
Regencias Ambientales.
Ubicación de barras de refuerzo y análisis
estructural mediante el empleo del Pachómetro.
Determinación de la resistencia de concreto
mediante el empleo del esclerómetro.
Consultoría en Obras Civiles en General.*

PRIMERA PARTE: DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.

Para efectos de la estimación del caudal de diseño de la cuenca, a la altura de la ubicación del punto de desfogue, se utilizará el método racional.

En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c)".

El caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional.

$$Q = \frac{C i A}{360} \quad (1)$$

donde

Q = caudal máximo en m³/s.

C = coeficiente de escorrentía, el cual depende de la naturaleza de la superficie.

i = intensidad máxima de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/h.

A = área de la cuenca, en Ha.

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

El coeficiente de escorrentía, requerido en la ecuación 1, para el caso del caudal esperado del proyecto, se obtendrá de conformidad con la distribución establecida en la tabla de áreas del proyecto, según se muestra en la tabla 1.

De conformidad con la referencia 1, página 277, "cuando la cuenca se compone de superficies de distintas características, el valor de C se obtiene como una media ponderada, es decir:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2)$$

donde

C = coeficiente de escorrentía ponderado.

C_i = coeficiente de escorrentía para el área A_i.

A_i = área parcial i.

N = número de áreas parciales.

En la tabla siguiente se muestra el cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado para la cuenca.

TABLA 1

ESTIMACION DEL COEFICIENTE PONDERADO DE ESCORRENTÍA PARA LA CUENCA

Tipo de cobertura	Porcentaje del total	Área en Ha	C particular	Producto CA
Terreno Cultivado*	90%	145,26	0,60	87,156
Vecindarios**	10%	16,14	0,70	11,298
Area total		161,4	Total C A	98,454
			C ponderado	0,61

* Según Tabla 6.4 de la referencia 1, página 277.

** Según Tabla 6.5 de la referencia 1, página 278.

Por otra parte, la intensidad de lluvia se obtendrá mediante el empleo de las ecuaciones que relacionan la intensidad máxima i_{\max} en mm/h, con la duración (D) en min y el periodo de retorno (T) en años, desarrolladas por Vahrson Wilhelm y Alfaro Marvin (1992), para los principales centros urbanos de Costa Rica.

Estas ecuaciones se muestran en la Tabla 3.10, de la referencia 1 en su página 122, donde para la ciudad de Cartago se establece la siguiente relación:

$$i_{\max} = 156,892 - 28,4612 \times \ln D + [42,2027 - 8,0731 \times \ln(D)] \times \ln T \quad (3)$$

donde

i_{\max} = intensidad máxima en mm/h.

D = duración en min.

T = periodo de retomo en años.

En cuanto a la duración de la lluvia, será igual al tiempo de concentración.

Según la referencia 1, página 272, se denomina tiempo de concentración al tiempo transcurrido desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la cuenca o proyecto, hasta que llega a la salida de ésta.

Según la fórmula de Kipich (referencia 1 página 274), la fórmula para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}} \quad (4)$$

*Estudios de Suelos.
Pruebas de Infiltración.
Trámites de Viabilidad Ambiental.
Estudios de Estabilidad de Taludes.
Diseños de Sistemas Pluviales y Sanitarios.
Diseño de Cementaciones.
Estudios Hidrológicos e Hidráulicos*

*Diseños de Muros de Contención.
Diseño de Pavimentos.
Regencias Ambientales.
Ubicación de barras de refuerzo y análisis
estructural mediante el empleo del Pachómetro.
Determinación de la resistencia de concreto
mediante el empleo del esclerómetro.
Consultoría en Obras Civiles en General.*

donde

t_c = tiempo de concentración en min.

L = máxima longitud del recorrido en m.

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal en m.

Según la figura 2, el punto más alejado del proyecto, se ubica a una elevación de 2110 m, mientras que el punto de medición cuenta con una elevación de 1460 m. Por otra parte, se presenta un patrón de escumamiento lineal, con una longitud total hasta el punto de medición de 5292,25 m.

De acuerdo con esta información y luego de aplicar la ecuación 4, se puede establecer un tiempo de concentración del orden de:

$$t_c = 0,0195 \frac{L^{1,155}}{H^{0,385}} = 0,0195 \frac{5292,25^{1,155}}{(2110 - 1460)^{0,385}} = 32,2 \text{ min}$$

La tabla número 2 muestra la intensidad de lluvia, estimada según la ecuación 3, para diferentes periodos de retorno y para una duración de la lluvia de 32,2 min.

TABLA 2.
INTENSIDAD DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

i	D	ln D	T	ln T
80,89	32,2	3,472	5	1,609
90,71	32,2	3,472	10	2,303
96,46	32,2	3,472	15	2,708
100,53	32,2	3,472	20	2,996
103,70	32,2	3,472	25	3,219
113,52	32,2	3,472	50	3,912

La referencia 1, página 276, establece que el período de retorno se elige dependiendo del tipo de estructura a diseñar. En este caso en particular, el objetivo es establecer el efecto sobre el incremento de escorrentía superficial, sobre el valor del tirante máximo esperado en el Cauce de Río, por lo tanto, y al no establecer por parte de la municipalidad local un valor específico de este parámetro, se considera que un dato representativo sería 25 años.

Según los datos anteriores, la intensidad de lluvia para un tiempo de concentración de 32,2 minutos y un periodo de retorno de 25 años, es de 103,7 mm/hr.

En cuanto al caudal de diseño de la cuenca, será estimado según la ecuación 1:

$$Q_{proyecto} = \frac{C i A}{360} = \frac{0,61 \times 103,7 \times 161,4}{360} = 28,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

PROPIEDAD INTELECTUAL DE
GEOSOLUCIONES CIVILES V&A DE
CENTROAMERICA S.A.
PROHIBIDA LA REPRODUCCION
TOTAL O PARCIAL DEL MISMO.



COSTA RICA,
CENTROAMERICA.
TELEFONOS: 22735732
FAX: 22735668.
www.geosolucionescr.com

CONCLUSIONES.

1. La intensidad de lluvia de diseño de la micro cuenca se estima para un periodo de retomo de 25 años y un tiempo de concentración de 32,2 minutos.
2. La misma tiene una magnitud de 103,7 mm/hrs.
3. El caudal producido por la micro cuenca y que conduce la quebrada Norberta es de 28,36 m³/s.

REFERENCIAS.

1. Villón Béjar M. "Hidrología". Editorial Tecnológica de Costa Rica. Primera edición. 2011.
2. Decreto ejecutivo 32712-MINAE.

*Estudios de Suelos.
Pruebas de Infiltración.
Trámites de Viabilidad Ambiental.
Estudios de Estabilidad de Taludes.
Diseños de Sistemas Pluviales y Sanitarios.
Diseño de Cementaciones.
Estudios Hidrológicos e Hidráulicos*

*Diseños de Muros de Contención.
Diseño de Pavimentos.
Regencias Ambientales.
Ubicación de barras de refuerzo y análisis
estructural mediante el empleo del Pochómetro.
Determinación de la resistencia de concreto
mediante el empleo del esderómetro.
Consultoría en Obras Civiles en General.*

CAPITULO III

Diseño de muro de retención en suelo reforzado con el sistema Terramesh verde, para el talud de calle pública “El Zanjón” en Guayabal, San Francisco, Cartago.

Fecha de realización: I semestre 2017.

3.1 Introducción.

3.1.1 Planteamiento del problema.

La Municipalidad de Cartago, requiere construir una solución permanente para la estabilización del talud norte de la calle pública “El Zanjón”, para lo cual se propone el diseño de una estructura de retención que cumpla con esta expectativa.

La estructura por construirse deberá ser resistente ante las cargas externas, así como ante los agentes del clima. Por otra parte, idealmente, la construcción de la estructura debe emplear los materiales disponibles en el sitio.

El deslizamiento del costado norte de este camino provocó la interrupción en la circulación de vehículos hacia las comunidades existentes, lo cual tuvo repercusiones tanto sociales como económicas.

Dentro de las repercusiones económicas pueden mencionarse afectaciones al comercio local, así como desabastecimiento de los negocios ubicados en el sitio.

En el campo social, el problema radicó en el impedimento de las personas para asistir a sus lugares de trabajo, lugares de estudio o la interrupción del desplazamiento de los lugareños para cumplir con sus tareas diarias.

3.1.2 Objetivos.

3.1.2.1 Objetivo General.

Diseñar un muro de suelo reforzado con el sistema Terramesh verde para la estabilización del talud de la calle pública “el Zanjón”.

3.1.2.2 Objetivos Específicos.

1. Determinar la topografía del sitio para establecer la ubicación idónea para la estructura de retención a construir.
2. Realizar los estudios de suelos requeridos para contar con la información necesaria para el diseño del muro de suelo reforzado.
3. Realizar ensayos de corte directo, para determinar parámetros de resistencia efectivos, con el fin de caracterizar geotécnicamente los materiales del sitio.

4. Realizar el análisis del talud una vez realizada la excavación necesaria para la construcción del muro de retención.
5. Realizar el dimensionamiento del muro de Terramesh verde.
6. Establecer especificaciones técnicas para el proyecto.
7. Dibujar los planos constructivos de la obra.

3.1.3 Importancia.

El camino público en el cual se construirá la estructura de retención es una vía de comunicación de vital importancia para el desarrollo social y económico de la zona.

Los habitantes de las comunidades cercanas dependen enteramente de la permanencia del servicio de este camino, con el fin de poder desarrollar sus actividades diarias, las cuales también forman parte de la actividad económica del cantón de Cartago y otros cantones cercanos.

La posibilidad de transitar sin riesgo de deslizamiento por la zona donde se construirá la estructura de retención incrementaría el valor económico de las propiedades cercanas, además de elevar el nivel de confort y seguridad en la circulación por este camino.

La utilización del sistema de retención de suelo reforzado Terramesh, abriría la posibilidad al municipio de contar con un sistema nuevo y revolucionario para, lograr la estabilidad de taludes de los caminos vecinales, sino también para lograr el control de la escorrentía superficial y subterránea mediante el empleo de una metodología desarrollada para este fin.

La construcción de esta estructura por parte de la municipalidad permitiría contar con la posibilidad de capacitar personal municipal, tanto en el proceso de construcción, así como de supervisión y comprensión de este tipo de obra, por lo que se constituye de igual manera en una oportunidad de aprendizaje.

3.1.4 Alcance y Limitaciones.

El proceso de diseño se basará en resultados obtenidos a través de ensayos de campo tal como el SPT, así como de extracción de muestras inalteradas para la realización de ensayos de corte directo sobre muestras previamente compactadas, con el fin de evaluar su potencial como material de relleno. No se utilizarán resultados de geofísica de ningún tipo.

Es importante mencionar el empleo del programa Macstars 2000 para el diseño de la estructura el cual fue suministrado por la empresa Macafferri en forma gratuita. Dicho programa se base en el empleo de la Teoría de Rankine de empuje de tierras, así como en el empleo de métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad global de los taludes y de la estabilidad interna de la estructura de retención.

Este programa fue desarrollado para utilizar como criterio de ruptura el método de la envolvente de falla de Mohr Coulomb.

Se contará con la topografía del sitio y no se realizarán ensayos de perforación a rotación, por lo que el modelo geotécnico se construirá con base en los resultados de los ensayos SPT.

La estructura por diseñar como solución para lograr la estabilidad del talud será Terramesh verde.

3.1.5 Metodología.

Inicialmente se elaborará el levantamiento topográfico del sitio, con base en el cual se establecerán los sitios para los ensayos SPT. Estos ensayos serán complementados con muestreos del material del sitio, el cual será compactado en laboratorio mediante el empleo del ensayo Proctor Estándar.

Posteriormente se construirán dos muestras de material, compactadas al 95% del peso seco máximo obtenido en el ensayo Proctor Estándar, con el fin de realizar ensayos de corte directo sobre las mismas.

Estos ensayos de corte directo se realizarán para obtener parámetros de resistencia característicos del material compactado, para contar con datos para el empleo del programa Macstars 2000.

Con la información obtenida de los ensayos SPT, se elaborará el perfil geotécnico del sitio, el cual será utilizado para el análisis de estabilidad del talud existente, en el programa Macstars 2000.

Una vez obtenido el diseño de la estructura, se elaborarán los planos constructivos respectivos y se establecerán las especificaciones técnicas necesarias para la construcción de la obra.

En estas especificaciones técnicas se indicará la forma en la cual se deben evaluar las propiedades de los materiales, así como la frecuencia con la cual se harán los ensayos necesarios, de acuerdo con las normas correspondientes.

3.2 Aspectos teóricos de la propuesta de la estructura de retención.

3.2.1 Teoría de Rankine de empuje de tierras.

Pese a las limitaciones de aplicación que se verán seguidamente, el método de Rankine (1857) es, desde un punto de vista matemático, más elaborado que el de Coulomb.

Este método obtiene los empujes del terreno partiendo de un estado de equilibrio en rotura en el que la estructura de retención no produce ninguna perturbación.

En una masa de terreno en estado de equilibrio plástico, todos sus puntos están en situación de rotura (plastificados), es decir, que en cada punto el círculo de Mohr correspondiente a su estado tensional es tangente a la línea de resistencia (Figura 62).

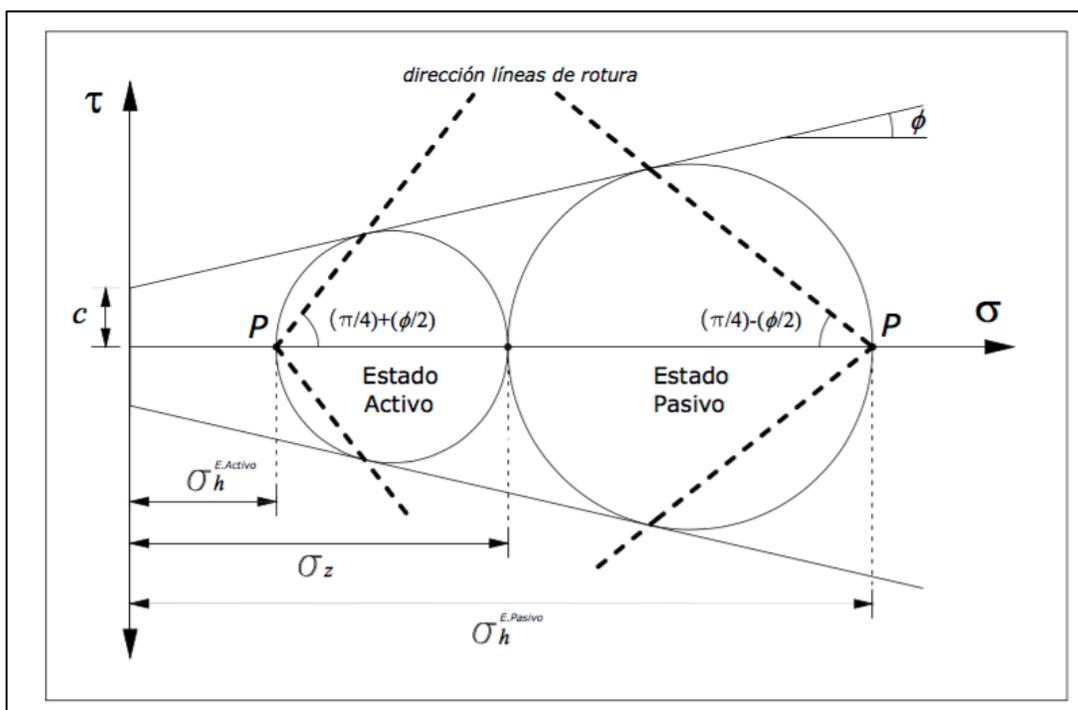


Figura 62. Representación de los estados activo y pasivo de Rankine en un punto de un terreno con superficie libre horizontal con tensión vertical σ_z .

En estas condiciones, con terreno homogéneo en estado de equilibrio plástico, sin acciones exteriores y con superficie libre horizontal (sin variación de tensiones verticales en los puntos de cualquier plano paralelo a la superficie), la tensión horizontal resulta para el estado activo:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z k_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (\text{Ecuación 29})$$

para el caso pasivo:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z k_p + 2c \sqrt{k_p} \quad (\text{Ecuación 30})$$

y en suelos no cohesivos, para el caso activo:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z k_a \quad (\text{Ecuación 31})$$

y para el caso pasivo:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z k_p$$

(Ecuación 32)

Mediante este procedimiento se puede obtener las leyes de empuje (también en el caso de superficie del terreno en el trasdós inclinada y con trasdós no vertical, obteniendo los empujes sobre éste último a través de los círculos de Mohr correspondientes), pero aun siendo más teórico que el método de Coulomb, es también más difícil de aplicar con geometrías mínimamente complejas (trasdós quebrado, superficies del terreno en el trasdós no planas, cargas arbitrarias sobre éste último) y no es mucho más preciso.

Es por ello por lo que el método de Rankine se suele usar cuando es fácil de utilizar y, en particular, con superficie del terreno horizontal ($\beta=0$), muro con trasdós vertical ($\alpha=0$), y $\delta=0$, mediante las expresiones anteriormente indicadas. Si las superficies libres no son horizontales estas expresiones se complican (con $c \neq 0$ las líneas de rotura no resultan rectas).

Sin cohesión se tiene pues:

$$e_a(z) = \gamma z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z k_a$$

(Ecuación 33)

entonces

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a$$

(Ecuación 34)

Si se aplica una sobrecarga uniforme de valor q , se puede sustituir la altura $h+h_0$, siendo h_0 la altura de tierras que produciría q , o puede utilizarse directamente el valor de q :

$$e_a(z) = (q + \gamma z) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = (q + \gamma z) k_a$$

(Ecuación 35)

Con cohesión, los empujes pueden resultar negativos cerca de la superficie (Figura 63).

La ley de empuje (sin carga exterior) es la siguiente:

$$e_a(z) = \gamma z \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z k_a - 2c \sqrt{k_a}$$

(Ecuación 36)

por lo tanto

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a - 2c h \sqrt{k_a}$$

(Ecuación 37)

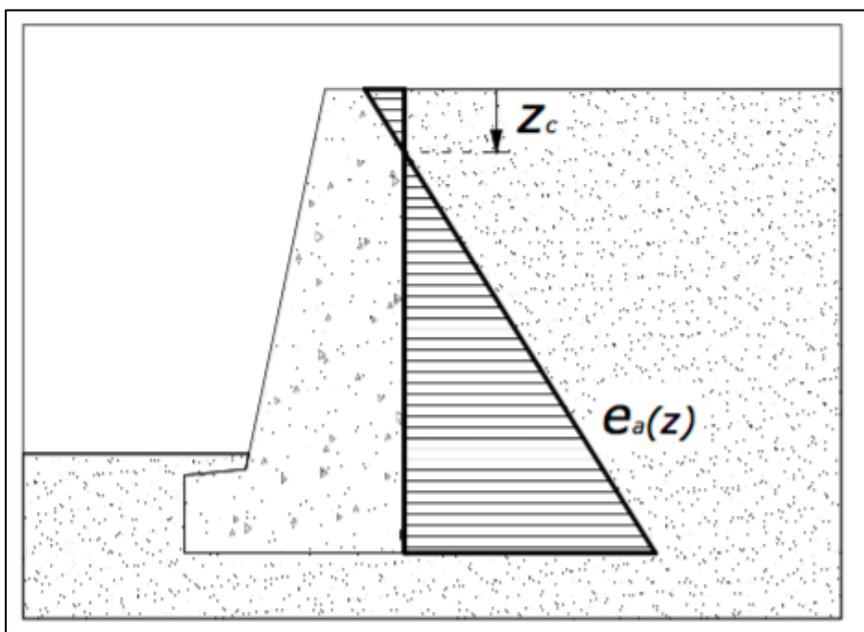


Figura 63. Aparición de empujes negativos (grietas) debido a la cohesión.

3.2.2 Análisis de estabilidad de taludes mediante el método sueco.

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad.

El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc.

Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios.

A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones.

Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente.

Sin embargo, el mecanismo de falla en materiales residuales, dentro de los cuales puede mencionarse al suelo residual, a la roca meteorizada y a la roca sana, así como las formaciones aluviales y coluviales, las cuales en la realidad no son isotrópicas, se requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas.

En los últimos años se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica, pero se requiere todavía de un gran esfuerzo de investigación en este tema.

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son no drenadas.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

Se trata ahora del caso de un análisis de estabilidad de taludes que se haga con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas. En

tales casos, se dispone en general de los parámetros de resistencia que se obtengan en un ensayo sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida o un ensayo de campo o laboratorio equivalente).

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Figura 64.

En primera instancia se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura.

En la parte b de la misma Figura 64 aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio.

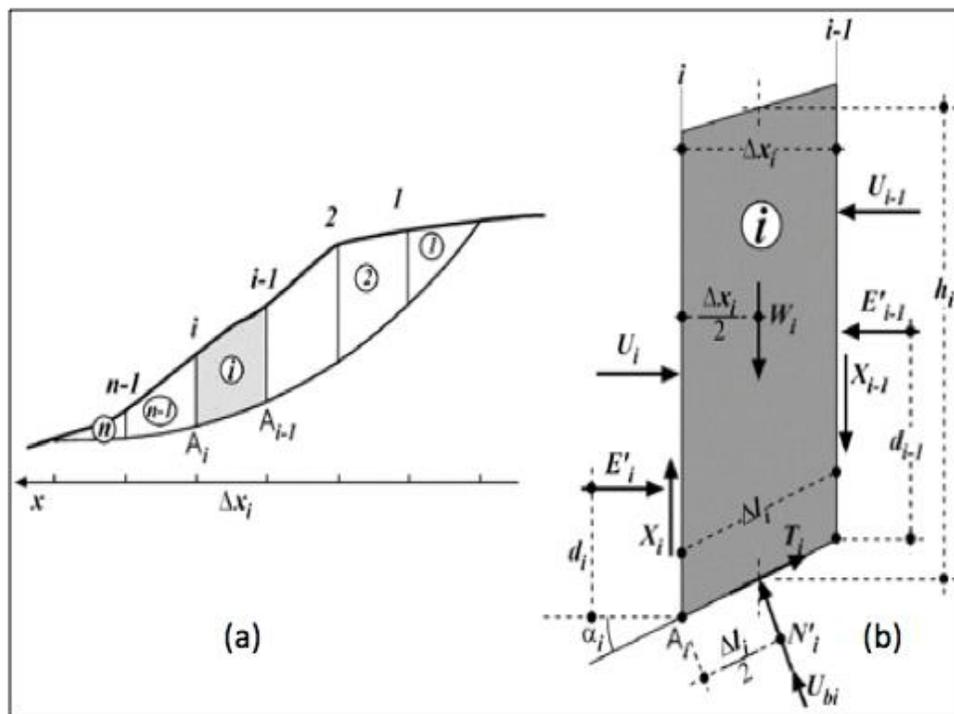


Figura 64. Procedimiento de las dovelas de Fellenius.

Se calcula un momento motor en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas. El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s que se desarrolla en la base de las dovelas.

Calculados ambos momentos se podrá definir un factor de seguridad:

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento Motor}}$$

(Ecuación 38)

El método de cálculo desemboca naturalmente en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo.

La sección 2.2. de CGTLCR, muestra los factores de seguridad mínimos para taludes en general, en su tabla 3.

3.2.3 Estructuras de Suelo Reforzado con el sistema Terramesh verde.

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones de este. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de elongación (tracción). Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo.

El Sistema Terramesh nació basándose en el principio de suelo reforzado anteriormente explicado y la tecnología desarrollada a inicios de los años 60 por el Profesor Henri Vidal conocida mundialmente como "terre armée" (tierra armada). Esta idea puede ser encontrada en la misma naturaleza, tan solo observando como

el suelo gana resistencia por la presencia de raíces (fibras) en su estructura que trabajan como tensores.

El sistema Terramesh se presenta en dos formas distintas:

- Terramesh System.
- Terramesh Verde.

El Terramesh System está compuesto por refuerzos en malla hexagonal a doble torsión asociados a un paramento frontal formado por la misma malla y piedras, formando cajas (puede presentar un paramento vertical o escalonado).

El Terramesh Verde está compuesto por refuerzos en malla hexagonal a doble torsión asociado a un paramento frontal formado por la unión de la misma malla a una geomanta o biomanta tridimensional y reforzado por una malla electrosoldada acoplada a triángulos de acero, que definirán la inclinación del paramento. Este sistema es ideal para la construcción de taludes reforzados, tal como se muestra en la Figura 65.

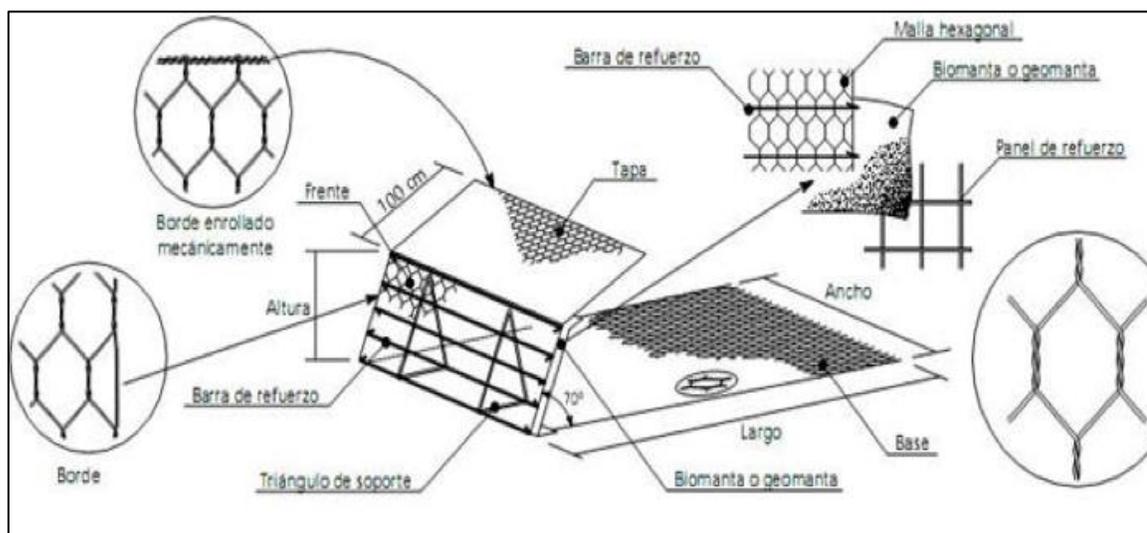


Figura 65. Esquema del sistema Terramesh Verde.

La utilización de la malla hexagonal de doble torsión garantiza un refuerzo continuo sobre el plano horizontal. De esta manera se obtienen armaduras longitudinales continuas, que logran que la interacción entre el relleno y la malla no solo sea por fricción, sino por corte y trabazón entre las partículas del suelo y la

mallas. Esto se debe a las grandes dimensiones de la abertura de la malla hexagonal comparada con el diámetro del alambre, que se traducen en un aumento general de resistencia del refuerzo, que no ocurre con materiales que trabajan únicamente a fricción.

Además de estas características, la estructura Terramesh, presenta una serie de ventajas que son únicas:

- La flexibilidad, que brinda a la estructura la posibilidad de acompañar los asentamientos del terreno de fundación, manteniendo la integridad estructural.
- La permeabilidad del paramento externo garantiza el drenaje del terreno.
- La simplicidad constructiva permite que una estructura Terramesh sea ejecutada manualmente, con instalaciones y equipamientos mínimos (aquellos necesarios para la construcción de un relleno compactado), inclusive en las regiones más inhóspitas. El elemento Terramesh permite la realización del paramento externo y armadura de refuerzo de forma continua.
- La versatilidad, que permite la construcción de estructuras con paramento externo vertical, inclinado y/o en escalones, según las necesidades.
- Buscando minimizar el impacto ambiental es posible insertar, durante la construcción de la estructura Terramesh Verde, gajos de distintas especies vegetales nativas.
- Seguridad estructural en caso de incendio en las proximidades de la estructura (debido a la presencia de malla de acero).
- Absorción acústica del paramento externo (18 a 28 decibeles).

Es importante destacar que una detallada serie de ensayos de tracción fueron realizadas con el objetivo de obtener datos reales sobre la capacidad de anclaje con diferentes tipos de suelos, capas de relleno superpuestas y largos de anclaje. Los ensayos mostraron que la capacidad de anclaje obtenida por la malla hexagonal se da debido a la acción combinada entre la fricción, corte y trabazón mecánica de las partículas. La fricción se manifiesta en la superficie de los

alambres y está relacionada con el ángulo de fricción interno del material de relleno, grado de compactación y presión efectiva.

El corte surge debido al formato tridimensional de la malla, la cual confina en su interior una porción de relleno (Figura 66). Este fenómeno puede ser observado en caso de movimientos relativos suelo – malla, donde la malla al deslizarse tiende a mover el suelo, movilizándolo de esta manera su resistencia al corte.

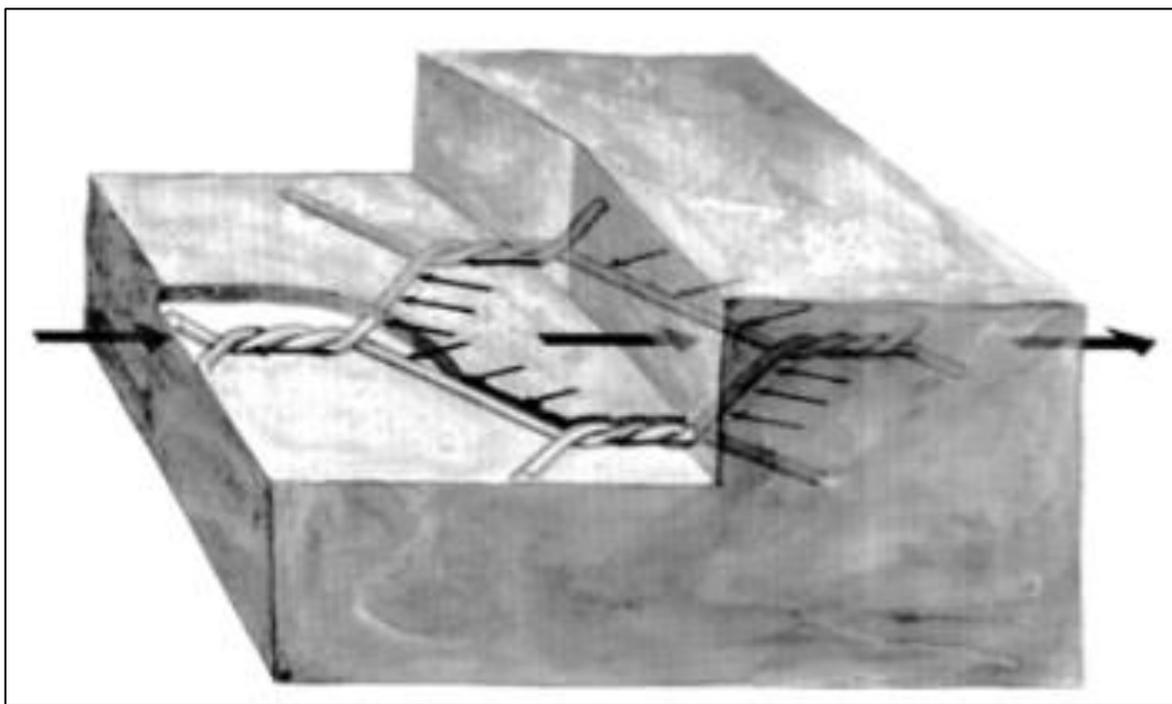


Figura 66. Esquema de la intertrabazón de la malla con el suelo.

La malla hexagonal a doble torsión es bien conocida por su flexibilidad, pero cuando está confinada en un relleno compactado, su comportamiento es diferente de aquel al aire libre.

En la dirección perpendicular al plano de aplicación, se mantienen sus características de flexibilidad, pero el suelo limita la elongación de la malla en el plano de aplicación.

Esto permite la colocación de esta sobre superficies irregulares y también evita, en situaciones de asentamientos diferenciales del relleno, la generación de solicitaciones sobre la malla, como se observa en los tensores rígidos.

El suelo contiene lateralmente a la malla y no es necesaria una excesiva deformación de esta para que esta logre la carga de trabajo.

Es imprescindible que los paneles de malla hexagonal, usados como refuerzo, sean producidos con alambres que presenten revestimiento metálico y la protección adicional de un segundo revestimiento plástico (PVC o equivalente).

Esta recomendación está basada en el hecho que no existe diferencia significativa entre la capacidad de anclaje de una malla galvanizada y una plastificada, y en esta última la durabilidad y la seguridad del Sistema Terramesh es mucho mayor ya que asegura una completa protección de la malla contra eventuales procesos de corrosión que pudieran ocurrir.

Cuando una camada de elementos Terramesh es llenada y cerrada (siguiendo los mismos procedimientos de llenado utilizados para los gaviones), los nuevos elementos Terramesh vacíos (camada siguiente) son posicionados sobre los primeros, interponiendo el paño de malla de refuerzo entre las capas de suelo compactado, con su largo extendiéndose desde la cara externa de la estructura hasta estar suficientemente anclado en la zona resistente del macizo estructural.

Los elementos Terramesh (superior e inferior) se unen entre sí siguiendo un procedimiento regular de costura. Tal costura deberá ser realizada a lo largo de todas las aristas en contacto, de manera continua (solamente en el paramento frontal).

Debe recordarse que la malla debe ir colocada con las torsiones en la dirección normal a la cara de la estructura.

El relleno estructural deberá ser constituido por suelo de buena calidad (material seleccionado), con alto ángulo de fricción y poder drenante y, principalmente, deben ser previstas obras complementarias que garanticen que sus características se mantengan inalteradas a lo largo del tiempo.

La colocación y compactación del relleno son efectuadas utilizando las técnicas, equipos y mano de obra tradicionales y de acuerdo con las especificaciones locales para construcciones de este tipo.

Es importante evaluar la posibilidad de utilizar, para el relleno, materiales propios del lugar, eventualmente combinándolos con otros de mejores características (arenas, lastres, estabilizantes químicos, etc.), siempre que éstos sean parcialmente idóneos.

3.2.4 El programa Macstars 2000.

El programa Macstars, versión 2000, fue desarrollado para analizar la estabilidad de los suelos reforzados, esto es, estructuras que promueven la estabilidad de taludes usando unidades de refuerzos capaces de absorber los esfuerzos de tracción.

Además, permite al usuario conducir el análisis de estabilidad usando el Método del Equilibrio Límite considerando también situaciones de taludes sin refuerzos.

El Macstars 2000 permite al usuario realizar los siguientes tipos de análisis:

- Taludes no reforzados (perfiles de suelo existente).
- Taludes (o muros) reforzados con el sistema Terramesh.
- Taludes reforzados con geogrillas.
- Taludes (o muros) reforzados con el sistema Terramesh + Geogrillas.
- Estructuras de retención en suelo reforzado con paramento en bloques de concreto (Segmental Retaining Wall).
- Rellenos sobre suelo blando.

Permite también incluir en los análisis las siguientes condiciones:

- Presión de poros.
- Condiciones sísmicas.
- Sobrecargas uniformemente distribuidas y puntuales.
- Varios tipos de refuerzos.
- Geometría compleja de refuerzos.

Presentando finalmente valores para el cálculo de:

- Análisis de la estabilidad interna.
- Tensiones en los refuerzos.
- Análisis de la estabilidad global.
- Verificaciones externas (como muro de retención).
- Análisis de estabilidad contra el deslizamiento.
- Cálculo de los asentamientos.

La metodología de cálculo del Macstars emplea los métodos simplificados de Bishop y Janbu. Ambos métodos se refieren al criterio de ruptura de Mohr- Coulomb. El usuario puede ejecutar el Macstars 2000 para verificar una posible superficie de falla de deslizamiento, introduciendo las coordenadas de esa superficie (este procedimiento puede ser adoptado cuando la información sobre la posición de la superficie de deslizamiento esté disponible) o solicitar que el programa busque en forma aleatoria la superficie potencial de deslizamiento, esto es, una superficie que tenga el menor factor de seguridad y sea la superficie más probable que pueda inducir a la falla del talud.

Las superficies generadas pueden ser:

- Superficies circulares
- Superficies poligonales randómicas.

3.3 Características del proyecto.

3.3.1 Caracterización del proyecto.

Se pretende la construcción de una obra de retención mediante el empleo del sistema Terramesh Verde, con el fin de obtener una estructura la cual vendría a garantizar la permanencia de propiedades en el talud de la calle “El Zanjón”, la cual constituye una importante vía de comunicación.

El sistema Terramesh Verde, por otra parte, es una solución amigable con el ambiente, construida con materiales disponibles en el sitio.

Para lograr el dimensionamiento de la estructura, se realizó el estudio de suelos de la zona mediante el sistema de penetración normal (SPT), el cual brindó la información necesaria para el establecimiento del modelo geotécnico del lugar.

La figura siguiente muestra la topografía actual del sitio, luego del deslizamiento ocurrido durante el periodo de lluvias.

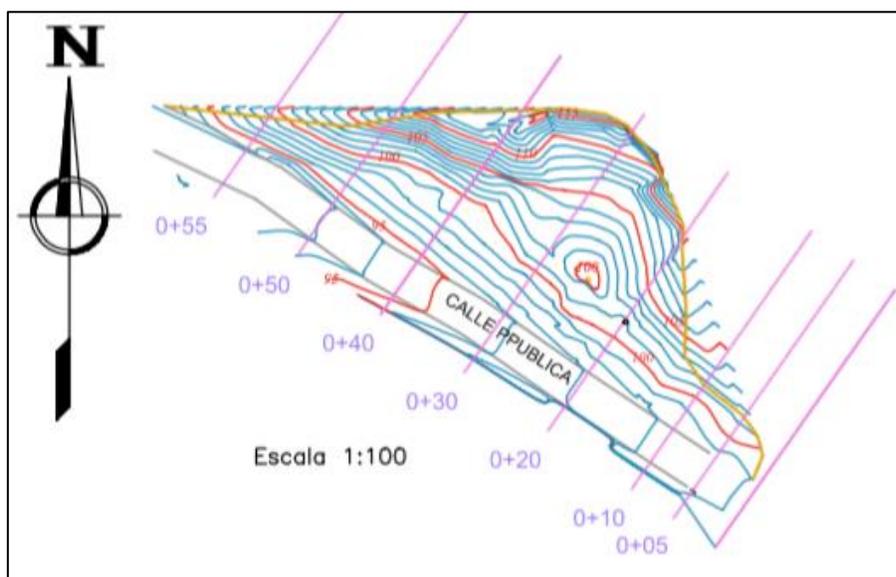


Figura 67. Topografía actual del sitio objeto de estudio.

De las secciones mostradas en la Figura 67, se tomó como la más crítica, y por lo tanto para la cual se hará el diseño de la estructura de retención, la sección 0+30. Esto por su alta pendiente y extensión, además es la zona donde se produjo la mayor caída de material durante el deslizamiento ocurrido anteriormente.

La Figura 68, muestra la sección antes mencionada.

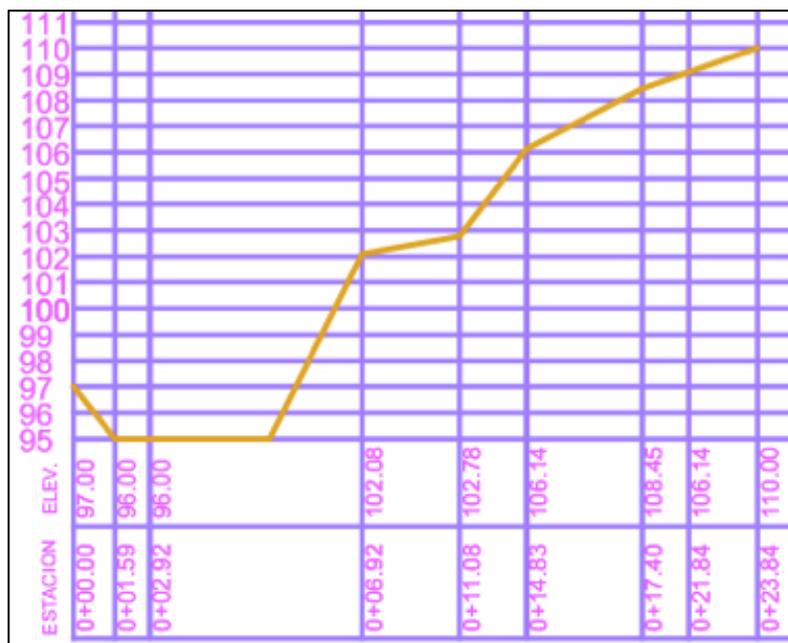


Figura 68. Sección 0+30.

La construcción del muro de retención implicaría la excavación en la base del talud existente, con el fin de disponer con el espacio suficiente para su construcción, por esta razón un análisis de estabilidad global, considerando la condición del talud una vez realizado el corte necesario, será parte del análisis.

3.3.1 Resultados del estudio geotécnico.

El estudio geotécnico consistió en tres sondeos exploratorios, mediante el sistema de penetración normal (SPT). Estos sondeos se ubicaron en la base del deslizamiento. La topografía del lugar no permitía realizar ensayos tanto en la ladera como en la corona del talud.

La Figura 69 muestra la ubicación de los sondeos.

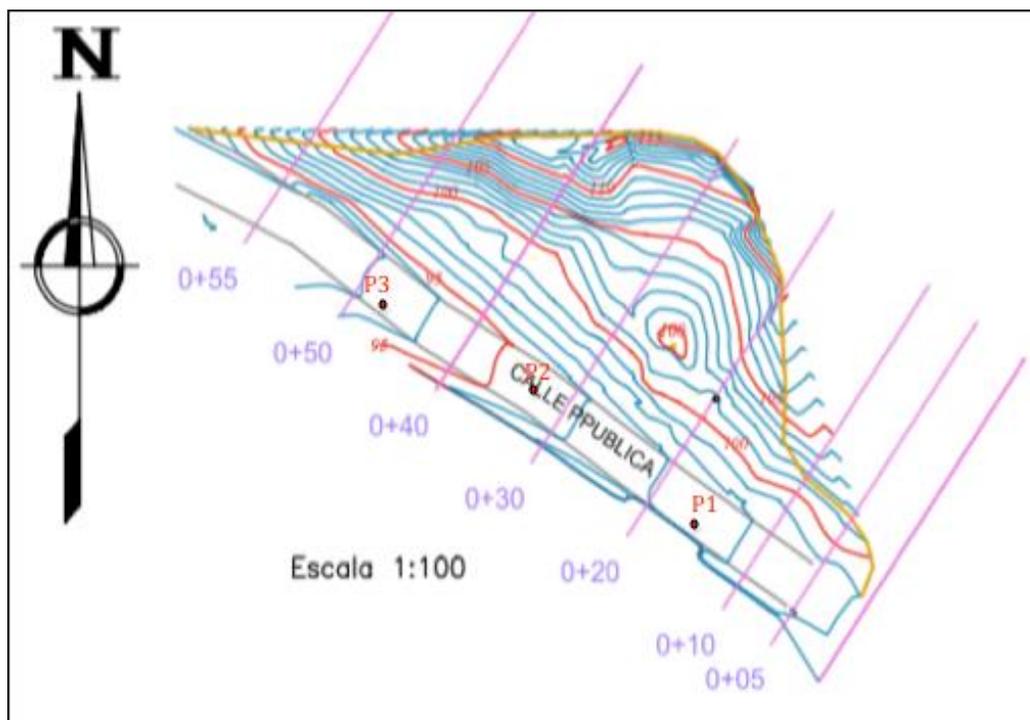


Figura 69. Ubicación de ensayos SPT.

Los ensayos efectuados, no lograron penetrar profundidades mayores de 1,5 m. En el primer metro de perforación se logró observar material muy similar al suelo del talud. Por otro lado, en los últimos cincuenta centímetros, el material obtenido es muy diferente, a este primer material.

La figura siguiente muestra una vista parcial de cada ensayo SPT.



Figura 70. Ensayos SPT efectuados.

Los sondeos SPT permitieron establecer la siguiente columna estratigráfica:

Capa 1:

Profundidad de 0 a 1 m, material limo arcilloso con fragmentos de roca de color café. Clasificación SUCS: ML.

Capa 2:

Profundidad de 1 m a 1,5 m, material arcilloso de consistencia compacta de color café. Clasificación SUCS: CL.

La figura 10 muestra los golpes obtenidos durante los ensayos de SPT.

	PROFUNDIDAD		GOLPES	CONSISTENCIA
PERFORACION 1	0,0	0,5	16	COMPACTA
	0,5	1,0	34	RIGIDA
	1,0	1,5	42	
	ALTA RIGIDEZ DEL SUELO IMPIDIO CONTINUAR CON LA EXPLORACION			
PERFORACION 2	0,0	0,5	10	MEDIANAMENTE COMPACTA
	0,5	1,0	26	COMPACTA
	1,0	1,5	56	RIGIDA
	ALTA RIGIDEZ DEL SUELO IMPIDIO CONTINUAR CON LA EXPLORACION			
PERFORACION 3	0,0	0,5	10	MEDIANAMENTE COMPACTA
	0,5	1,0	28	COMPACTA
	1,0	1,5	53	RIGIDA
	ALTA RIGIDEZ DEL SUELO IMPIDIO CONTINUAR CON LA EXPLORACION			

Figura 71. Resultados de ensayos SPT efectuados.

3.4 Establecimiento del modelo geotécnico.

Los resultados de los ensayos de SPT, para efectos del establecimiento del modelo geotécnico, el cual será utilizado para el diseño de la estructura de retención en el sistema Terramesh Verde, permiten establecer la columna estratigráfica como se muestra en la Figura 72.

Los ensayos SPT, tal y como se comentó anteriormente, se realizaron en la base del talud.

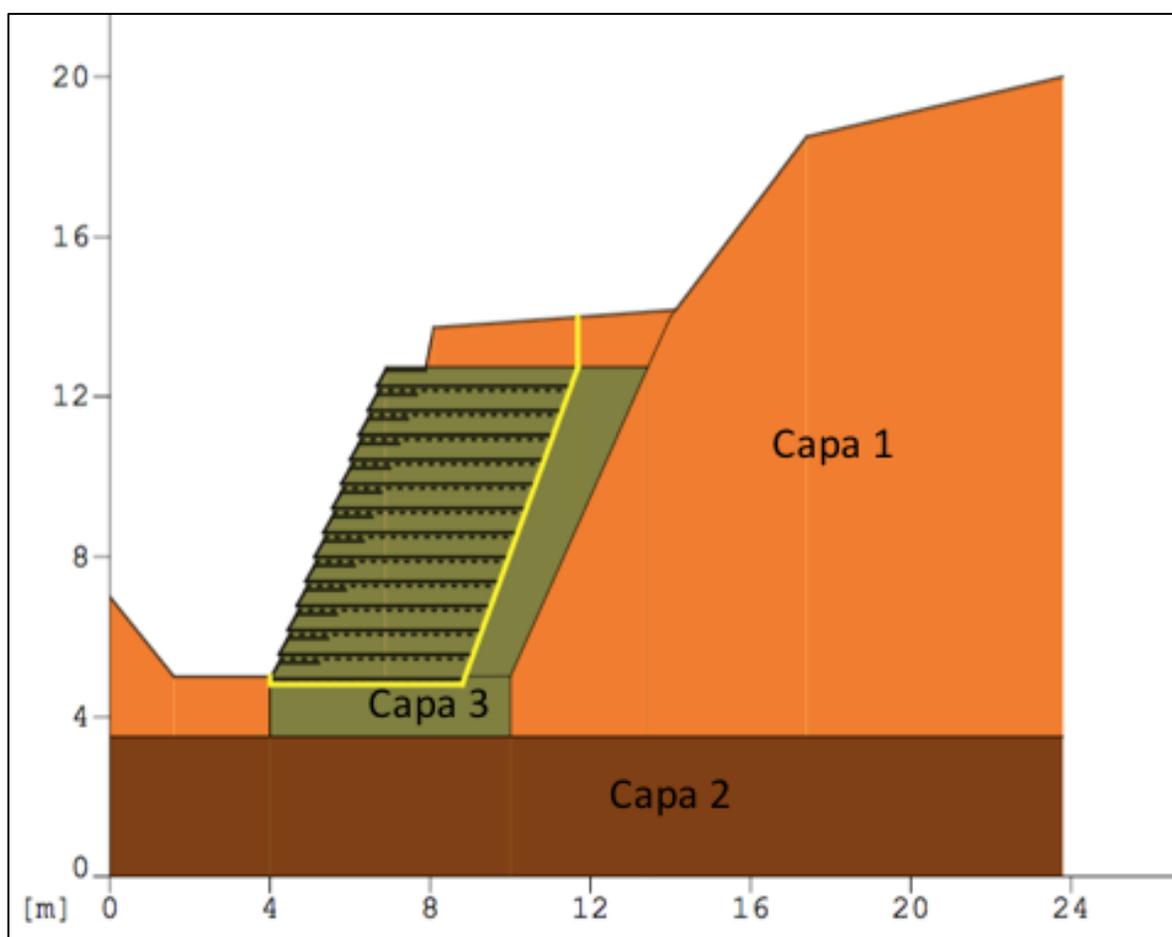


Figura 72. Columna Estratigráfica.

Mediante la inspección realizada tanto en las paredes de la ladera como en las muestras obtenidas en el primer metro de perforación, se logró determinar una gran similitud entre las mismas, por lo tanto, se considera para efectos del modelo geotécnico de que son el mismo material.

Las capas de la columna estratigráfica que servirán de base para establecer el modelo geotécnico se describen de la siguiente forma:

Capa 1: Material limo arcilloso con fragmentos de roca de color café. Clasificación SUCS: ML.

Capa 2: Material arcilloso de consistencia compacta de color café. Clasificación SUCS: CL.

Capa 3: Material limo arcilloso obtenido en sitio, compactado al 95% del Proctor estándar, para relleno de estructura de Terramesh Verde.

3.4.1 Descripción geológica del sitio.

La Figura 73, muestra la ubicación del sitio objeto de estudio en el mapa geológico del Cantón de Cartago elaborado por el Plan Regional y Urbano de la Gran Área Metropolitana.



Figura 73. Ubicación del sitio objeto de estudio en el mapa geológico del Cantón de Cartago.

Según la Figura 73, el sitio objeto de estudio se ubica dentro de la formación Coris.

La Formación Coris data de hace 10 millones de años, aproximadamente, cuando esa área era fondo marino en vez de tierra. Corresponde a una secuencia de arenisca cuarzosa, espesa, con capas delgadas de lutita y algunos lentes locales de lignito.

Una formación es un depósito de sedimentos de origen común que se acumulan en una misma área (ambiente), y al cabo de millones de años se convierten en una gran masa rocosa. Las formaciones no necesariamente coinciden con las divisiones geográficas.

Por distintas condiciones volcánicas y tectónicas, el agua fue retrocediendo y la tierra se fue desplazando hasta quedar expuesta.

Los científicos estiman que era un ambiente con una alta tasa de sedimentación y de producción orgánica, pero con escasa presencia de oxígeno. Sin embargo, las condiciones de muerte de los organismos fueron favorables para preservar sus restos en buen estado.

El territorio que hoy se conoce como el Istmo centroamericano; es decir, la franja que va desde el sur de Nicaragua hasta el norte de Panamá terminó de formarse hace tres millones de años.

En Costa Rica existen varias zonas ricas en fósiles como Patarrá, aunque la roca que los resguarda tiene una constitución distinta.

La de Patarrá es piedra caliza, mientras que en Cartago es una roca arenisca que combina sedimentos con un 90% de grano de cuarzo. Esta piedra se conoce popularmente como molejón y se utilizaba para afilar cuchillos.

3.4.2 Propiedades de los materiales.

La *Tabla 12*, muestra las propiedades de cada capa indicada en la Figura 72, las cuales se obtuvieron de la siguiente forma:

Para la capa 2, es decir, el suelo de fundación, el elevado número de golpes registrados durante el ensayo SPT, indicaría la tangencia de cualquier superficie

potencial de falla sobre esta capa, por lo tanto, no se consideró necesario realizar ensayos de corte directo.

Sus parámetros de resistencia se obtuvieron, en condición no drenada, a través de correlaciones empíricas basadas en el número de golpes N_{SPT} , según los resultados del ensayo SPT

Estas correlaciones indican un valor de capacidad última inconfiada (q_u) del orden de 75,8 kPa.

Mediante el trazo del círculo de Mohr, para este dato, se obtuvo la envolvente de falla efectiva, al tomar el punto de tangencia con tal circunferencia de Mohr. Se asumió para este análisis paramétrico, un valor de cohesión efectiva de 25 kPa, para la cual estaría asociado un ángulo de fricción de 23 grados. Para estos datos la teoría de Rankine, proporciona información aceptable y consistente para el empuje activo. Fue necesario realizar este análisis paramétrico ya que se contaba solamente con información de sitio (N_{SPT}) para lograr trazar un único círculo de Mohr.

En la Figura 74, se muestra la construcción antes mencionada.

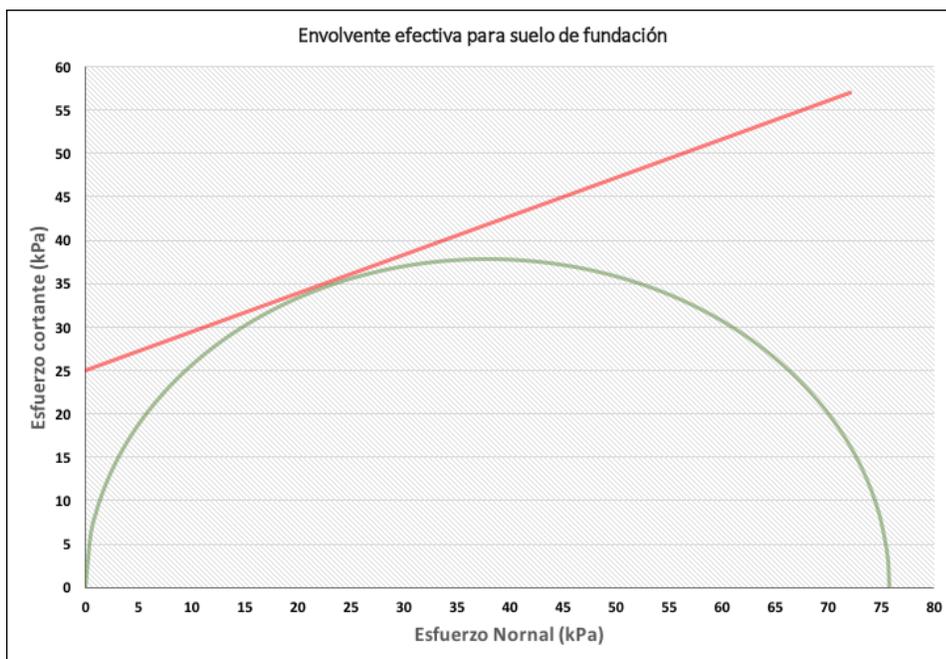


Figura 74. Trazo de círculo de Mohr para el suelo de fundación para obtener parámetros efectivos.

Los parámetros de resistencia estimados, a partir de la Figura 74, para el material de la capa 2, se pueden observar en la Tabla 12.

Por otra parte, para el caso del material de la capa 1, es decir, el material del talud, se tomaron muestras inalteradas las cuales fueron sometidas a ensayos de corte directo, con el fin de definir sus parámetros de resistencia efectivos.

Los parámetros de resistencia efectivos del material de relleno del muro de retención (capa 3), se obtuvieron de ensayos de corte directo sobre muestras compactadas al 95% del Proctor Estándar, del material de la capa 1, obtenido de trincheras excavadas en la base del talud.

Para esos dos últimos materiales, el ensayo de corte directo se efectuó sobre muestras previamente drenadas y consolidadas.

Los parámetros efectivos de las capas 1 y 3, se pueden observar en la *Tabla 12*.

Tabla 12. Parámetros de resistencia de las capas de suelo según modelo geotécnico.

Estratos	Peso volumétrico (kN/m ³)		Cohesión, C (kPa)	Ángulo de fricción, Ø (°)
	In situ	Saturado		
Capa 1**	18,0	19,0	1,76	55
Capa 2	19,0	20,0	25	23
Capa 3**	20,0	20,0	0,25	30

**Obtenidos por medio del ensayo de corte directo.

Fuente: El autor.

Los valores de la Tabla 12, se utilizarán tanto para el análisis de estabilidad de la ladera, en la condición actual y en la condición de construcción, así como para el dimensionamiento de la estructura de retención.

Según la Tabla 12, el modelo geotécnico del sitio podría establecerse tal y como se muestra en la Figura 75.

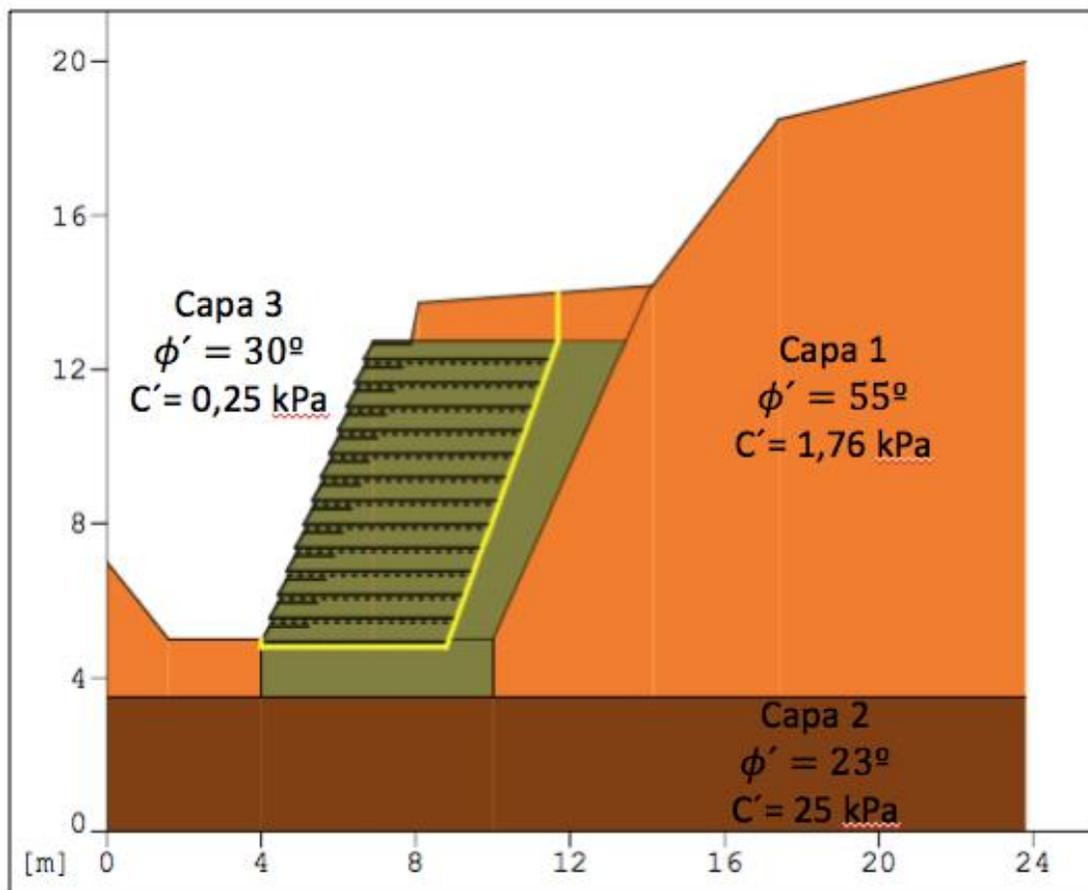


Figura 75. Modelo Geotécnico para diseño de estructura Terramesh Verde.

3.5 Diseño de la estructura de Terramesh Verde.

3.5.1 Metodología de Cálculo.

Para efectos de llevar a cabo el dimensionamiento de la estructura de Terramesh Verde, se utiliza el programa Macstars, versión 2000, el cual, tal y como se indicó en párrafos anteriores, fue desarrollado para analizar la estabilidad de los suelos reforzados.

Se realiza, con base en el empleo de esta herramienta, inicialmente el análisis del talud en su condición actual, tanto en el caso estático como dinámico. La información acerca de la sección transversal de análisis se obtiene del levantamiento topográfico del sitio, según se muestra en la *Figura 68*.

Posteriormente, se realiza el mismo análisis para la sección elegida para la construcción de la estructura, con el fin de estudiar la estabilidad del talud durante el proceso constructivo, tanto desde el punto de vista estático como dinámico.

Finalmente, se realiza el dimensionamiento de la estructura de retención, tanto para el caso dinámico como estático, con el fin de verificar el cumplimiento de los factores de seguridad establecidos en el CCCR y en el CGTLCR.

Para el caso del análisis dinámico, se utiliza en el programa una carga pseudoestática, cuya magnitud se obtiene con base en el empleo de una aceleración horizontal de magnitud 0,2.

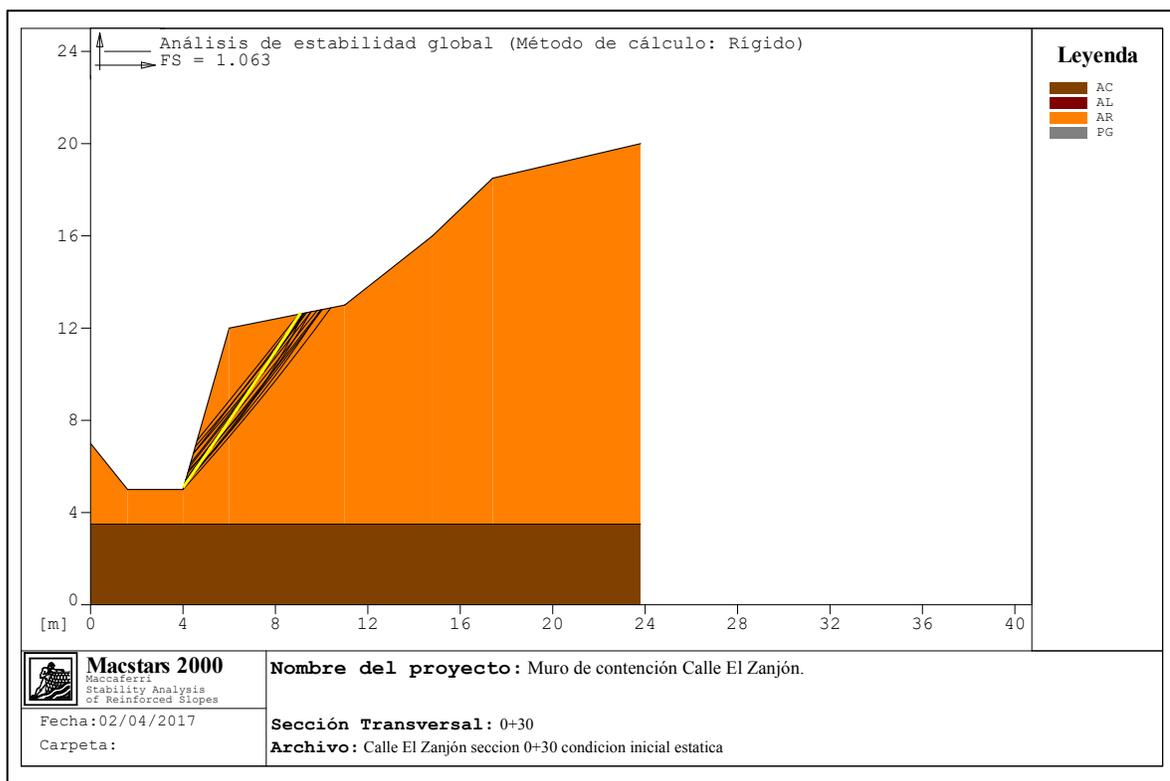
Este valor se obtiene de la tabla 10 del CGTLCR, para un suelo tipo S₂ ubicado en la zona III.

La información obtenida del modelo geotécnico, Figura 75, se utiliza para los análisis indicados anteriormente, tanto en parámetros de resistencia como en estratigrafía del sitio.

Los pesos unitarios, de cada una de las capas de suelo, se obtuvieron de ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras obtenidas durante el estudio de suelos realizado en el sitio, según se muestra en la *Tabla 12*. Parámetros de resistencia de las capas de suelo según modelo geotécnico..

3.5.2 Resultados del estudio de estabilidad para el talud en su condición actual, caso estático y dinámico.

La Figura 76, muestra los resultados obtenidos por el programa Macstars 2000 para el talud en su condición actual para el caso estático.

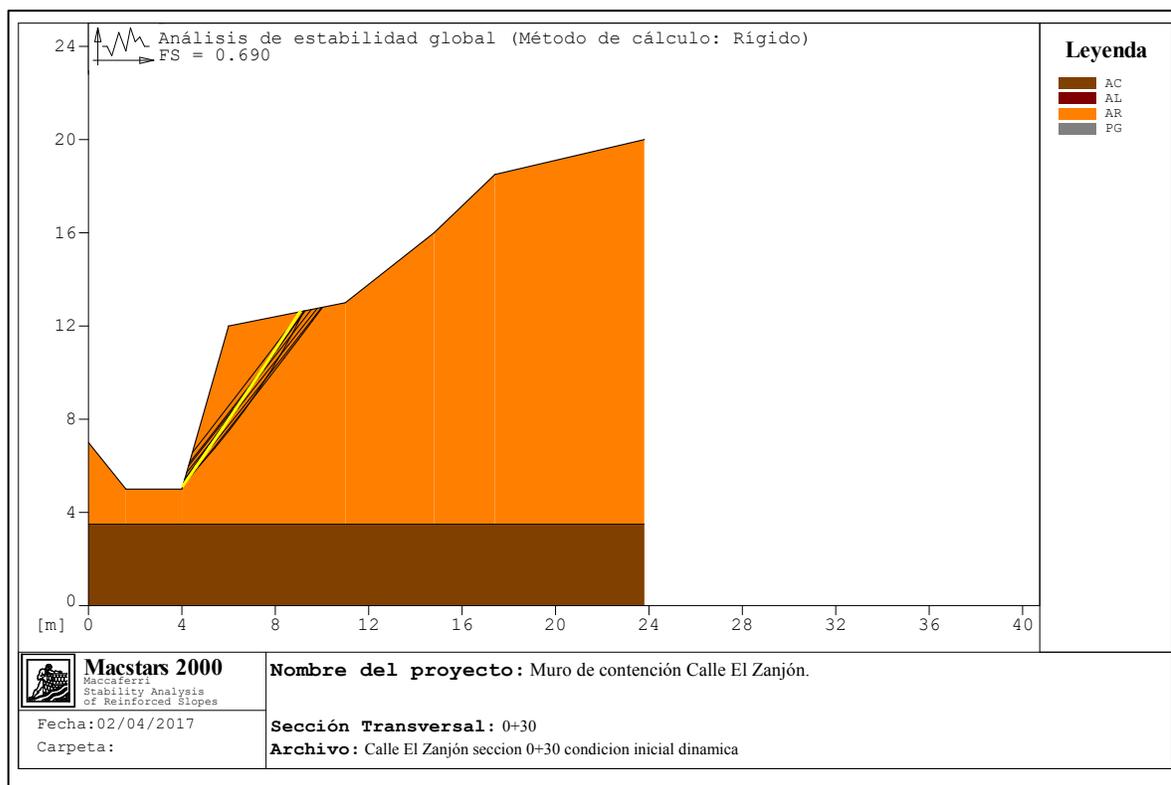


FS=1,063

Figura 76. Análisis de estabilidad del talud en su condición actual para el caso estático.

Como se puede observar, el factor de seguridad obtenido es de 1,063 el cual, a pesar de ser mayor que uno, es menor al establecido en la tabla 3 del CGTLCR, para un riesgo de pérdida de vidas bajo y un riesgo de daños económicos y ambientales bajo. Este factor de seguridad mínimo es de 1,2 para la condición estática.

La Figura 77, muestra los resultados obtenidos por el programa Macstars 2000 para el talud en su condición actual para el caso dinámico.



FS=0,690

Figura 77. Análisis de estabilidad del talud en su condición actual para el caso dinámico.

Como se puede observar, el factor de seguridad obtenido es de 0,069. Este factor de seguridad, además de ser menor que uno, es menor al establecido en la tabla 3 del CGTLCR, para un riesgo de pérdida de vidas bajo y un riesgo de daños económicos y ambientales bajo. Este factor de seguridad mínimo debe ser mayor a 1 para la condición dinámica.

Ambos factores de seguridad muestran el alto riesgo de ocurrencia de un nuevo deslizamiento. El factor de seguridad en la condición estática es ligeramente mayor a uno, por lo tanto, una pequeña variación en los parámetros de resistencia, de los pesos unitarios o de las cargas consideradas provocarían la falla del talud.

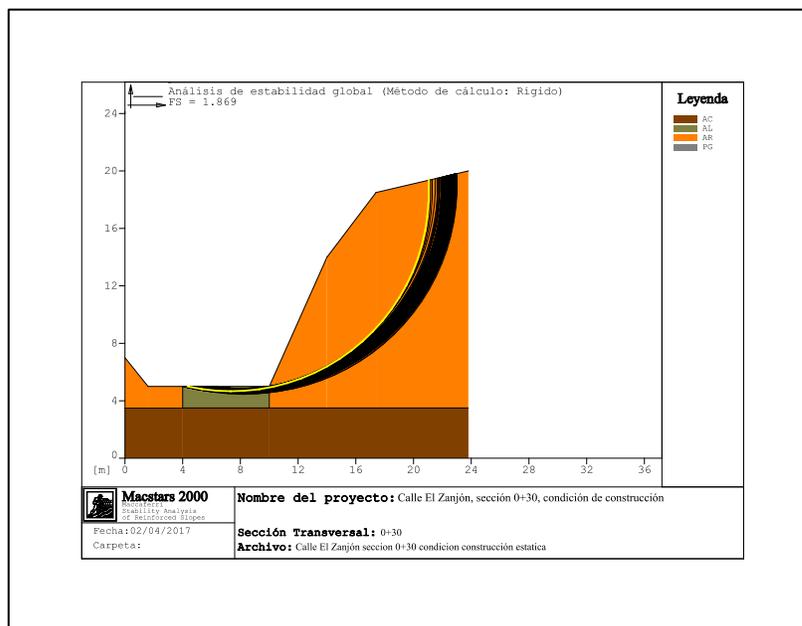
Esta falla también es probable, en caso de la ocurrencia de un sismo de magnitud similar a la utilizada en el análisis realizado.

3.5.3 Resultados del estudio de estabilidad para el talud en su condición de construcción, caso estático y dinámico.

Durante el proceso constructivo, se debe realizar la excavación para lograr el espacio necesario para la colocación de los diferentes elementos que componen el muro de Terramesh Verde.

La excavación, debe contar con los elementos necesarios para el control de la escorrentía superficial, con el fin de reducir a un mínimo los efectos de la erosión hídrica. Estos elementos podrían ser contracunetas y elementos por colocar entre el talud y la estructura de retención como el Macdrain, tal y como se muestra en los planos constructivos. Al no encontrar la presencia de agua subterránea en los ensayos efectuados, así como, al no observar flujos en las paredes del talud, el agua no se consideró dentro del modelo efectuado para el análisis de la estabilidad de los taludes.

La Figura 78, muestra los resultados obtenidos por el programa Macstars 2000 para el talud en su condición de construcción para el caso estático.

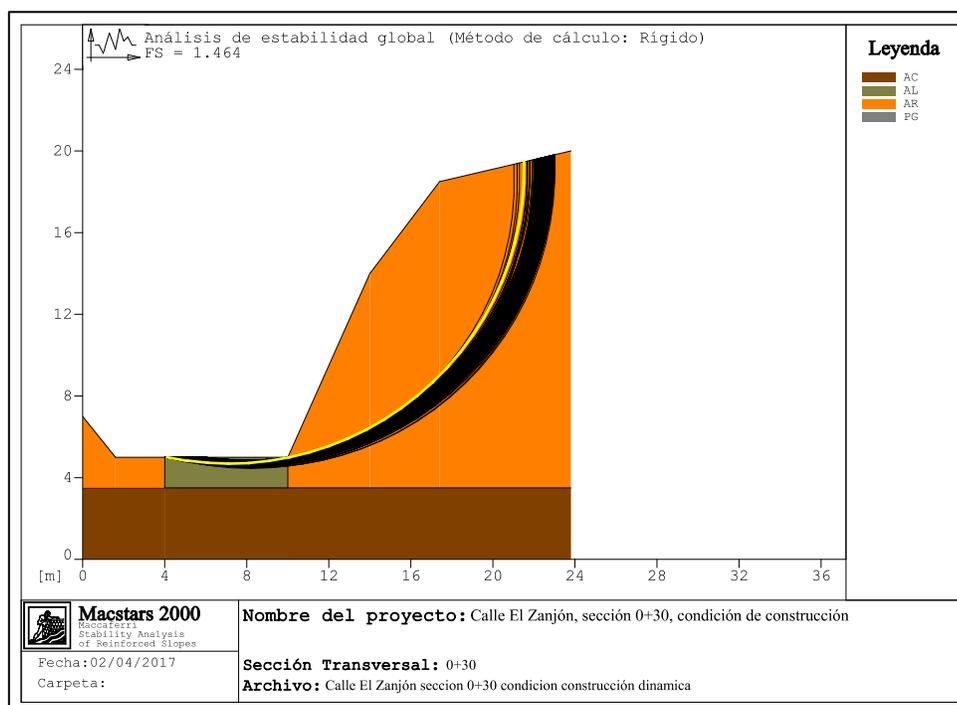


FS=1,869

Figura 78. Análisis de estabilidad del talud en su condición de construcción para el caso estático.

Como se puede observar, el factor de seguridad obtenido es de 1,869 el cual es mayor al establecido en la tabla 3 del CGTLCR, para un riesgo de pérdida de vidas bajo y un riesgo de daños económicos y ambientales bajo. Este factor de seguridad mínimo es de 1,2 para la condición estática.

La Figura 79, muestra los resultados obtenidos por el programa Macstars 2000 para el talud en su condición de construcción para el caso dinámico.



FS=1,464

Figura 79. Análisis de estabilidad del talud en su condición de construcción para el caso dinámico.

El factor de seguridad obtenido es de 1,464 el cual es mayor al establecido en la tabla 3 del CGTLCR, para un riesgo de pérdida de vidas bajo y un riesgo de daños económicos y ambientales bajo. Este factor de seguridad debe ser mayor a uno para la condición dinámica.

En ambos casos los factores de seguridad obtenidos cumplen con los valores mínimos establecidos en la tabla 3 del CGTLCR, por lo tanto, la excavación sugerida muestra un corte de talud estable, tanto en condición estática como en la condición dinámica.

Es importante observar, como para el talud de corte, si el mismo se considerara como permanente, cumpliría con el factor de seguridad mínimo establecido por el CCCR (FS = 1,2), es decir, el corte propuesto sería suficiente para contener el talud, sin embargo, con el fin de controlar los efectos de erosión de la escorrentía superficial y garantizar la permanencia de propiedades es que se hace necesaria la construcción de la estructura de retención en el sistema Terramesh Verde.

Las pendientes sugeridas en las Figura 77 y Figura 78 fueron las resultantes del análisis de varias alternativas, los cuales no cumplían con el factor de seguridad mínimo establecido en el CCCR, o bien requerían de altos niveles de movimiento de tierra. Se analizaron un total de veinte combinaciones diferentes hasta lograr la mostrada en las figuras antes indicadas.

La premisa principal en para definir el talud de corte, fue que el mismo cumpliera con el factor de seguridad mínimo indicado en el CCCR y además involucrara un nivel de movimiento de tierra mínimo.

3.5.4 Resultados del estudio de estabilidad para el talud, con la presencia de la estructura de Terramesh Verde y factores de seguridad de esta, caso estático y dinámico.

La estructura de retención, mediante el empleo del sistema Terramesh Verde, con la cual se logra el cumplimiento de los diferentes factores de seguridad, tanto en condición estática como dinámica, según el CCCR, se caracteriza por contar con una altura total de 7,80 m, así como con una longitud de base de 4,8 m. En el anexo 3A, se puede observar el plano constructivo para la estructura propuesta, donde se observa su sección transversal en forma detallada.

De acuerdo con las recomendaciones de la empresa Maccaferri, para efectos de reducir las deformaciones de la estructura de retención a valores aceptables, con el fin de no requerir el análisis del efecto de la deformación, la estructura deberá contar con una inclinación de su paramento de 20°, así como con una longitud de refuerzo de 4,8 m.

Por otra parte, con el fin de cumplir con las propiedades de los elementos fabricados por la empresa Maccaferri, se requiere así mismo de un espaciamiento (altura entre capas) de 0,61 m con una longitud de anclaje de 1 m.

Los factores de seguridad obtenidos para la estructura de retención dimensionada según el programa Macstars 2000, se muestran en la Tabla 13.

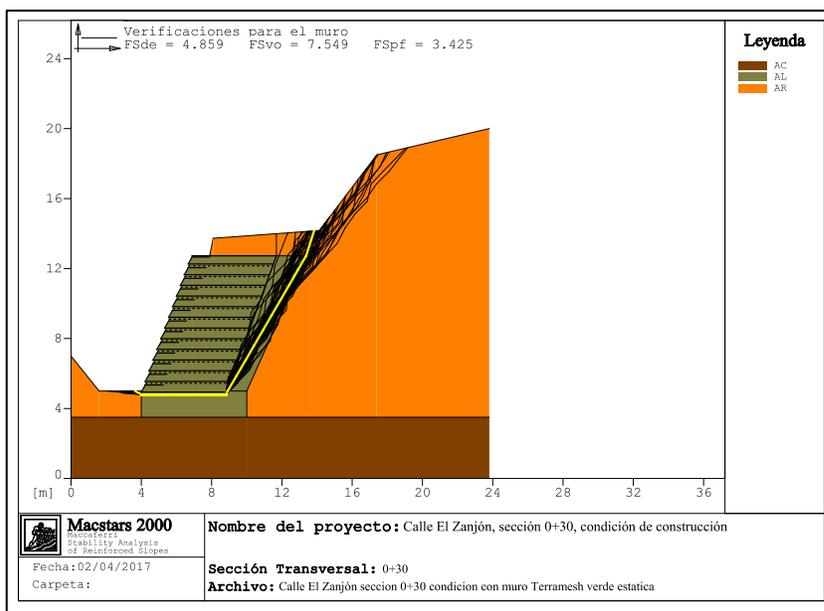
Tabla 13. Factores de seguridad obtenidos para la estructura de retención.

Condición	Valor obtenido condición dinámica	Valor obtenido condición estática	Factor de seguridad mínimo según sección 6.3 CCCR		Comentarios
			Dinámica	Estática	
Deslizamiento	1,539	4,859	1,15	1,5	Aceptables
Volcamiento	2,414	7,549	1,5	1,5	Aceptables
Presión en la fundación	3,374	3,425	2	3	Aceptables

Fuente: El autor.

Como se puede observar, la estructura propuesta cumple con los factores de seguridad establecidos en el CCCR, tanto para la condición estática, como dinámica. Los valores anteriores son el resultado de un total de veinte iteraciones efectuadas con diferentes secciones, las cuales diferían en altura y tamaño de la base, no así en el espaciamiento entre capas, ya que el mismo es definido por las características de los materiales producidos por el fabricante.

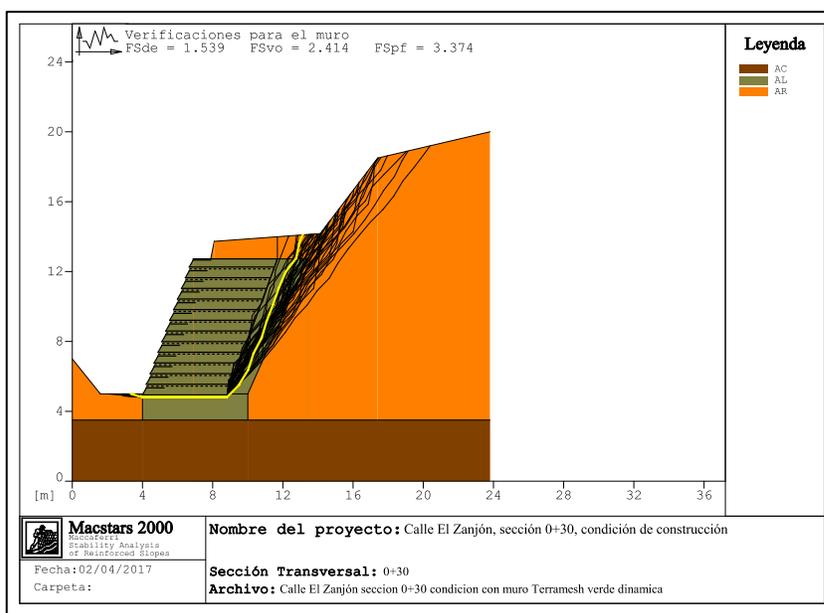
La Figura 80 muestra la estimación de los factores de seguridad de la estructura de retención, mediante el empleo del programa Macstars, para la condición estática.



FSD=4,859 FSV=7,549 FSpf=3,425

Figura 80. Factores de seguridad del muro de retención en la condición estática.

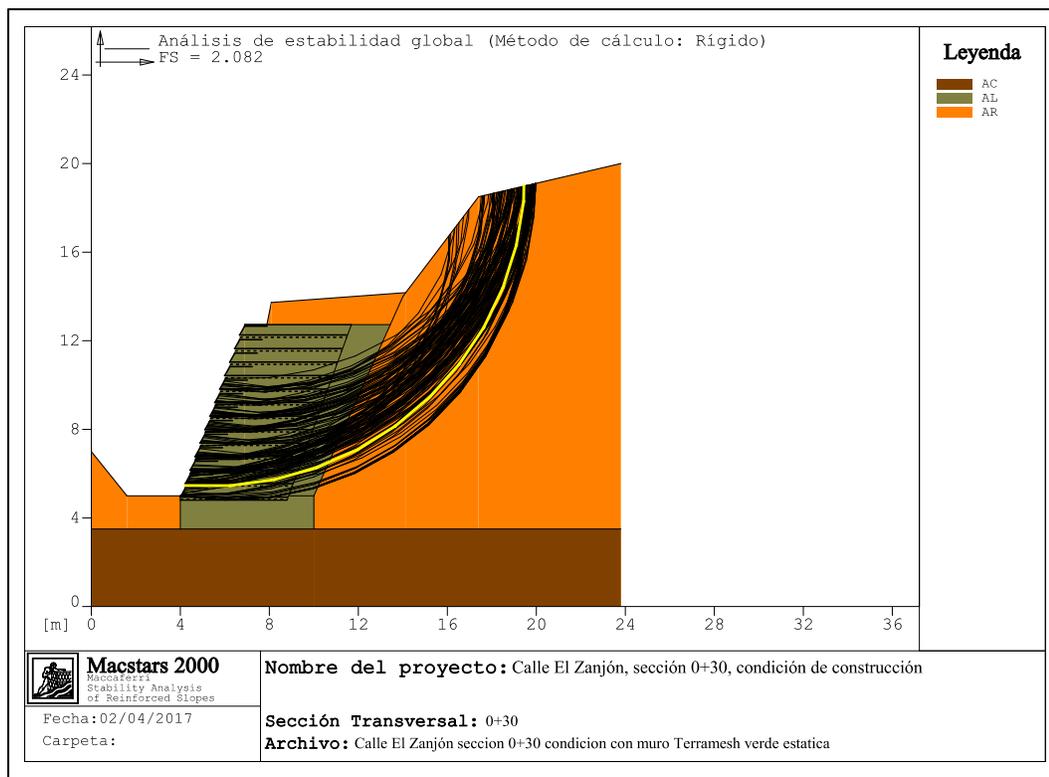
La Figura 81, muestra los factores de seguridad para la estructura de retención en la condición dinámica.



FSD=1,539 FSV=2,414 FSpf=3,374

Figura 81. Factores de seguridad del muro de retención en la condición dinámica.

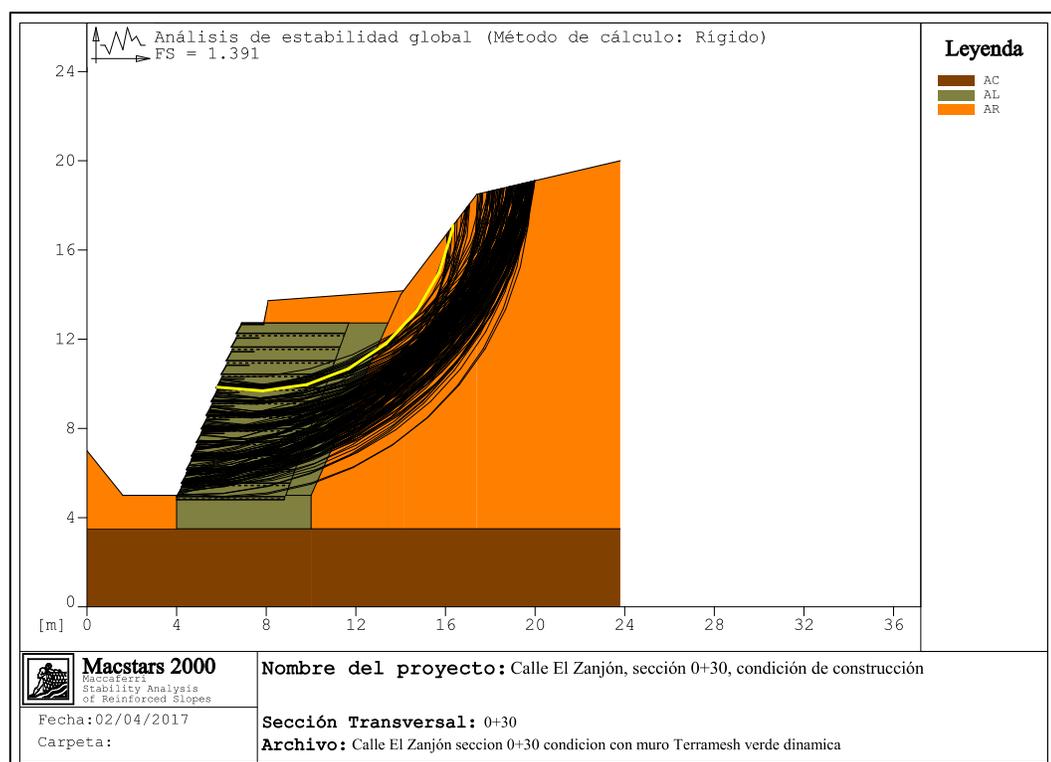
La Figura 82, muestra el factor de seguridad contra la falla global en la condición estática, donde se logra observar un factor de seguridad de 2,082 el cual es mayor al mínimo establecido en el CGTLCR, el cual es de 1,2.



FS=2,082

Figura 82. Factor de seguridad contra la falla global en la condición estática.

Por otro lado, la Figura 83 muestra el factor de seguridad contra la falla global en la condición dinámica, el cual fue de 1,391 el cual es mayor a uno, tal y como lo establece como necesario el CGTLCR.



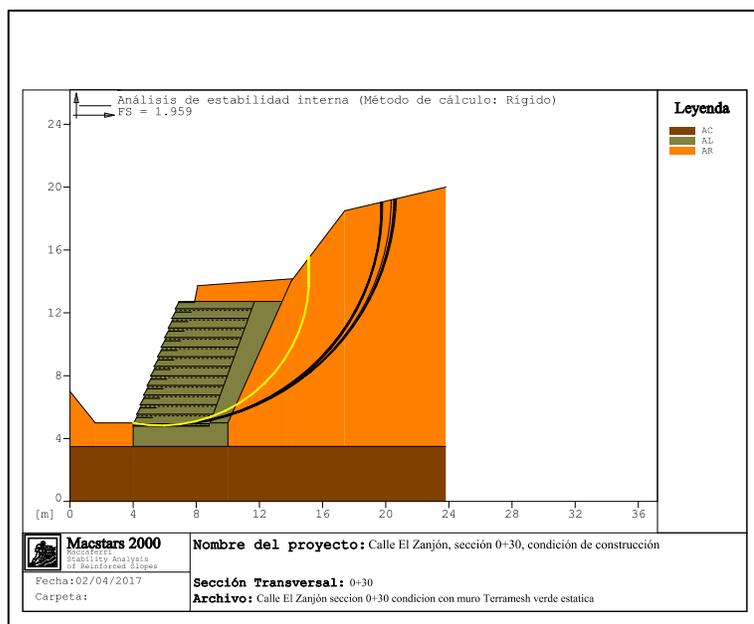
FS=1,391

Figura 83. Factor de seguridad contra la falla global en la condición dinámica.

La estabilidad interna de la estructura de retención constituye el parámetro más crítico de análisis. Por lo tanto, el dimensionamiento de la estructura está determinado por el factor de seguridad mínimo necesario. Para estos efectos se utilizan los factores de seguridad contra la falla global.

La Figura 84 muestra el factor de seguridad obtenido para la estructura de retención, en la condición estática, para la estabilidad interna.

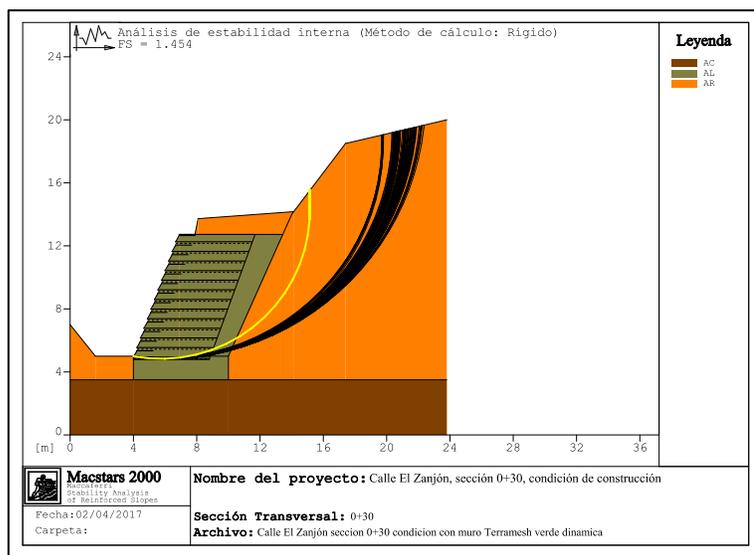
Como se puede observar, el valor obtenido es de 1,959 el cual es mayor a 1,2 por lo tanto, la estructura cumple con la estabilidad interna.



FS=1,959

Figura 84. Factor de seguridad para la estabilidad interna en la condición estática.

La Figura 85, muestra el factor de seguridad para la estabilidad interna en la condición dinámica. El valor obtenido en este caso es de 1,454 el cual es mayor a uno, tal y como se requiere en este caso.



FS=1,454

Figura 85. Factor de seguridad para la estabilidad interna en la condición dinámica.

Es interesante notar, como a pesar de hacerse un análisis de estabilidad interna, la superficie de falla crítica abarca zonas fuera de la estructura de retención. Este hecho se deriva de la implementación misma del programa Macstars 2000 el cual no permite realizar un mayor nivel de detalle en el análisis de estabilidad interna, y por eso no es posible limitar las superficies de falla solamente dentro de la estructura de retención.

3.6 Análisis de resultados.

La estructura de retención de Terramesh Verde, se constituye en una opción importante para solucionar el problema de estabilidad de la calle el Zanjón, el cual es un tema prioritario para la Unidad Técnica de Gestión Vial de la Municipalidad de Cartago.

Durante el mes de octubre del año 2016, las lluvias de ese entonces mostraron efectos de erosión importantes sobre este talud, el cual al final del mes indicado colapsó y falló, provocando el cierre temporal de esa importante vía de comunicación.

Los estudios de suelo efectuados en el sitio, mediante el sistema de penetración normal (SPT), revelaron la presencia de materiales finos, los cuales son muy susceptibles a la presencia de la humedad.

Estos ensayos permitieron construir un modelo geotécnico (ver Figura 75) de la condición actual del talud del sitio. El levantamiento topográfico complementa los estudios de suelos para efectos de poder realizar un análisis de estabilidad de la ladera.

Los análisis efectuados mediante el programa Macstars 2000, necesitaron de parámetros efectivos del suelo del sitio. Estos parámetros, se obtuvieron mediante la realización de ensayos de corte directo efectuados sobre muestras inalteradas.

Los parámetros de resistencia efectivos, para el suelo del talud del sitio, obtenidos mediante ensayo de corte directo, son los siguientes:

Angulo de fricción interna efectivo: 55°

Cohesión efectiva: 1,76 kPa.

Los parámetros de resistencia efectivos, para el material de relleno para el muro de retención, obtenidos mediante ensayo de corte directo, son los siguientes:
Angulo de fricción interna efectivo: 30°

Cohesión efectiva: 0,25 kPa.

Por otro lado, se realizó un análisis paramétrico para obtener los parámetros efectivos del estrato rígido mostrado en la Figura 75. El análisis se efectuó de esta forma, con base en la información de campo obtenida del ensayo SPT (número de golpes N_{SPT}). Mediante correlaciones empíricas se obtuvo a partir del valor de N_{SPT} el valor de capacidad última inconfiada, la cual permitió la construcción de un único círculo de Mohr, con el fin de obtener la envolvente efectiva. Se consideró un valor de 25 kPa para la cohesión efectiva, con el fin de obtener resultados consistentes de la Teoría de Rankine. Para este valor de cohesión, se puede leer de la *Figura 74* un valor de ángulo de fricción de 23° .

El análisis de estabilidad del talud en su condición actual se efectuó tanto desde el punto de vista estático como dinámico.

Para esto no se incluyeron sobrecargas sobre la ladera, además se utilizó una aceleración de 0,2 g para efectos del análisis dinámico.

Es importante mencionar la ausencia de nivel freático en los sondeos efectuados en el sitio, incluso durante la visita de campo no se observó flujo de agua alguno en las paredes del talud. Con el fin de garantizar en forma permanente la ausencia de empuje hidrostático, se incorpora dentro del plano constructivo, el sistema Macdrain, el cual se debe colocar en el contacto del muro con el talud de corte. El agua captada por este elemento deberá ser conducida hacia el sistema pluvial del camino.

Por la razón anterior, no se incluyó la presencia de nivel freático en las corridas efectuadas en el Macstars 2000. Los resultados de estas corridas muestran una gran susceptibilidad del talud a la presencia de la carga dinámica.

El factor de seguridad obtenido para el talud en su condición actual, alcanza un valor de 1,063 (ver *Figura 76*). Este factor de seguridad es menor al valor mínimo indicado por el CGTLCR, sin embargo, es ligeramente mayor a uno.

El factor de seguridad anterior indica una condición de falla inminente para el talud en su condición actual, es decir, una condición de equilibrio límite, lo cual muestra la urgencia de la intervención de este talud por parte de la Municipalidad de Cartago.

Este factor de seguridad se obtiene mediante la utilización de una envolvente de falla construida con parámetros efectivos, los cuales son producto de ensayos de laboratorio (corte directo) sobre muestras saturadas y consolidadas previamente.

Es importante mencionar el hecho de que la falla del talud no podría deberse a la presencia del agua debido a que el análisis de estabilidad de talud se realiza sobre muestras saturadas, es decir, en su condición más crítica. Dicho análisis de estabilidad en condición estática arroja un valor de factor de seguridad mayor a uno.

Es decir, a pesar de analizar al suelo en su condición crítica (condición saturada) lo cual permitió obtener parámetros de resistencia críticos, el factor de seguridad actual indica que el mismo no deslizaría, por lo tanto, durante la temporada de lluvias, al pasar el suelo de una condición de saturación parcial a una condición de saturación total, el factor de seguridad se reduce, pero no a valores menores de la unidad.

Sin embargo, al incluir la carga sísmica en el análisis de estabilidad, el factor de seguridad se reduce drásticamente, hasta un valor de 0,69 es decir, una reducción del 35% del valor obtenido en condición estática.

Este factor muestra la falla del talud en caso de producirse el sismo antes mencionado, por lo tanto, la falla del talud es más probable llegue a ocurrir por la presencia de una acción dinámica que por la presencia de agua, debido al valor reducido del factor de seguridad en la condición dinámica.

El factor de 0,65 indica la también la necesidad de realizar el análisis de la estructura de retención mediante el empleo de la carga dinámica, ya que la misma influyó en gran medida en el factor de seguridad menor a uno, del talud, en su condición actual.

La estructura de Terramesh verde sugerida para estabilizar el talud, de la calle el Zanjón, fue dimensionada mediante el empleo del programa Macstars 2000.

Esta estructura se asume sometida a la carga de empuje tanto del talud, estimado mediante la teoría de Rankine de empuje de tierras, así como la carga dinámica sugerida por el CGTLCR.

La sección transversal del muro de retención se puede observar en los planos constructivos mostrados en el anexo 3A.

La estructura obtenida como solución óptima, según el programa Macstars 2000, tendría una altura total de 7,8 m con una base de 4,8 m. Esta geometría es producto de diversas iteraciones en las cuales no se lograron obtener los factores de seguridad adecuados según el CCCR.

Los factores de seguridad obtenidos, en condición estática, se resumen a continuación:

- Factor de seguridad al volcamiento: 7,549.
- Factor de seguridad al deslizamiento: 4,859.
- Factor de seguridad contra la capacidad soportante: 3,425.

Los factores de seguridad obtenidos, en condición dinámica, se resumen a continuación:

- Factor de seguridad al volcamiento: 2,414.
- Factor de seguridad al deslizamiento: 1,539.
- Factor de seguridad contra la capacidad soportante: 3,374.

Los factores de seguridad obtenidos son mayores a los establecidos en el CCCR, y por lo tanto se puede concluir su estabilidad como estructura de retención.

En cuanto a la estabilidad del talud, con la presencia de la estructura de retención, los factores de seguridad obtenidos, en condición estática son:

- Factor de seguridad estabilidad global: 2,082.
- Factor de seguridad estabilidad interna: 1,959.

En ambos casos, el programa Macstars 2000 indica como superficie de falla crítica, a través de la base de la estructura de retención, tanto para la estabilidad interna como global. Lo anterior puede interpretarse como una superficie de falla lógica y posible, por lo que los factores de seguridad indicados son reales.

En condición dinámica, los factores de seguridad se reducen, pero se mantienen mayores a los establecidos como mínimos en el CCCR. Los factores de seguridad obtenidos son los siguientes:

- Factor de seguridad estabilidad global: 1,391.
- Factor de seguridad estabilidad interna: 1,454.

En este caso, las superficies de falla críticas trazadas por el Macstars 2000 se pueden considerar como posibles, y por lo tanto los factores de seguridad como reales.

Nótese como en el caso de la condición estática, el factor de seguridad más crítico es el de estabilidad interna, es decir, en este caso, la estructura sería el elemento determinante durante una posible falla del talud, y por lo tanto el factor de seguridad obtenido, garantiza la integridad de todos los elementos que componen el muro de Terramesh Verde, con el fin de prevenir su colapso.

Por otro lado, en la condición dinámica, el factor menor es el obtenido para la estabilidad global, lo cual nuevamente viene a mostrar la susceptibilidad del material del talud ante una carga sísmica.

En este caso, el factor de seguridad obtenido, con la presencia de la estructura de retención garantizaría la estabilidad de la ladera en forma permanente, lo cual constituye el objetivo principal de la Municipalidad de Cartago en realizar la inversión en la construcción de esta obra.

La estructura de Terramesh Verde propuesta, cumpliría con el objetivo general, es decir, proponer una estructura de retención capaz de garantizar la estabilidad del talud de la calle el Zanjón, con el fin de lograr un óptimo servicio de esta vía de comunicación en cualquier momento del año.

3.7 Documento de especificaciones técnicas.

3.7.1 Especificaciones Técnicas Sistema Terramesh Verde.

3.7.1.1 Descripción.

El proyecto consistirá en la construcción de un muro de suelo reforzado empleando el Sistema Terramesh Verde y se realizará de acuerdo con las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos.

3.7.1.2 Materiales.

El Sistema Terramesh Verde está conformado por elementos estructurales que cuentan con el paramento frontal y el elemento de refuerzo a ser anclado en el suelo. Estos elementos denominados elementos Terramesh Verde son fabricados a partir de un único paño de malla hexagonal a doble torsión.

3.7.1.3 Elemento Terramesh

El elemento es constituido por un solo paño que forma la tapa, el paramento frontal, la base del paramento externo y la cola que cumplirá la función de anclaje.

Las características indispensables que deberá tener el tipo de paño de acero a utilizar para fabricar el elemento Terramesh son las siguientes:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.
- Facilidad de colocación.

El paño de malla que conforma el Elemento Terramesh será de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteje por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm para los Terramesh Verde.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido con carga de rotura media de 372,8 MPa a 470,9 MPa y la elongación no deberá ser menor que el 12%.

Todo el alambre utilizado en la fabricación de los Terramesh verde y en las operaciones de amarre y atirantamiento deberá tener un recubrimiento de Zn 5Al MM (Galfan), de acuerdo con la Norma ASTM A856M, clase 80, esto es con una cantidad mínima de revestimiento Galfan en la superficie de los alambres de 244 g/m².

El revestimiento de Zn 5 Al MM debe adherir al alambre de tal forma que después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un madril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado, quebrado o removido con el pasar del dedo de acuerdo con la especificación de la ASTM A856M.

Adicionalmente al recubrimiento con Zn 5Al MM (Galfan), el alambre usado para la fabricación de la malla tendrá un revestimiento de PVC (polivinil cloruro), como manera de garantizar su durabilidad en el tiempo, y que no sea afectado por sustancias químicamente agresivas y corrosiones extremas.

- Espesor mínimo de 0.40mm, de acuerdo con la norma NBR 10514.
- Masa específica entre 1300 A 1350 Kg/m³, de acuerdo con la norma NBR 10514.
- Dureza entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la norma NBR 10514.
- Elongación de ruptura mayor que 250%, de acuerdo con la norma NBR 10514.

El diámetro del alambre de la malla será de 2.70 mm para el Elemento Terramesh. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 2.20 mm.

La especificación final para el Elemento Terramesh verde será:

- Abertura de la malla: 10 x 12 cm
- Diámetro del alambre de la malla: 2.70 mm
- Diámetro del alambre de borde: 3.40 mm
- Diámetro del alambre de amarre: 2.20 mm
- Recubrimiento del alambre: Zn – 5 Al – MM (ASTM A856M-98)
- Revestimiento plástico: PVC (espesor mínimo 0.40mm)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta unión entre los elementos, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tensores. La cantidad estimada de alambre, con relación al peso del paramento frontal de Terramesh, es de 9% para los elementos Terramesh de 1.0 m de altura (solo caja frontal) y de 7% para los de 0.5 m (solo caja frontal).

En el anexo 3B, se resumen la totalidad de las especificaciones técnicas para el elemento Terramesh verde.

3.7.2 Geotextil

Se colocará un geotextil en la interfaz entre el paramento interno y el macizo del relleno reforzado, para evitar que el material fino del relleno se escape a través de las mallas.

El geotextil es resistente a la degradación debido a la luz ultravioleta, ataques químicos y biológicos que normalmente se encuentran en los suelos.

El geotextil deberá ser MacGrid WG 200, el cual deberá ser una geomanta tejida, producida a partir de filamentos de poliéster de muy alta tenacidad que, con bajos valores de elongación, movilizarían una elevada resistencia a la tracción.

El MacGrid, debe ser revestida con PVC para su protección contra daños de instalación, ataques químicos, biológicos y ambientales.

Las propiedades para el MacGrid WG200 de ser las siguientes, según la norma ASTM D 6637:

- Resistencia longitudinal última: 200 kN/m.
- Resistencia transversal última: 30 kN/m.
- Elongación a la resistencia última: 10%.
- Resistencia al 2% de elongación: 41 kN/m.
- Resistencia al 6% de elongación: 119 kN/m.

3.7.3 Material de relleno seleccionado

El material de relleno a ser utilizado en la conformación de la estructura de suelo armado deberá tener las siguientes características:

- Será del tipo considerado en el cálculo de estabilidad (ángulo de fricción, peso específico y cohesión)
- Estará libre de materia orgánica y deteriorable.
- No se encontrará en su composición arcillas expansivas.

La elección del tipo de relleno debe considerar el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil y del tipo de estructura que va a soportar el Terramesh.

El material de relleno a utilizar para la construcción de la estructura del muro de retención debe de ser compactado al 95% del Proctor Estándar como mínimo y el control de la compactación se debe de realizar por capas de 20 cm máximo de espesor. Se deberán realizar al menos tres ensayos de verificación de densidad seca máxima en cada capa, mediante el empleo del cono de arena (ASTM D 1556).

La densidad seca máxima de laboratorio será obtenida sobre al menos tres muestras del material a utilizar como relleno, mediante el empleo del ensayo Proctor Estándar (ASTM D-698).

3.7.4 Ejecución.

3.7.4.1 Preparación de la fundación

La fundación de la estructura deberá tener un ancho mínimo igual a la longitud de la cola de refuerzo del Sistema TERRAMESH más 0.50 m, o como se indique en planos. Deberá ser nivelada y compactada por los medios apropiados hasta obtener un terreno con la pendiente prevista.

Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector, se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

3.7.4.2 Armado y relleno del Terramesh verde.

Antes de proceder a la ejecución de las estructuras, el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, y deberá contar además con la asesoría del representante del sistema de suelo reforzado adoptado.

El paramento externo del muro podrá ser vertical o escalonado, tal como se indique en los planos de acuerdo con el diseño realizado.

Los elementos Terramesh verde deberán ser colocados de acuerdo con los pasos indicados en las figuras siguientes.

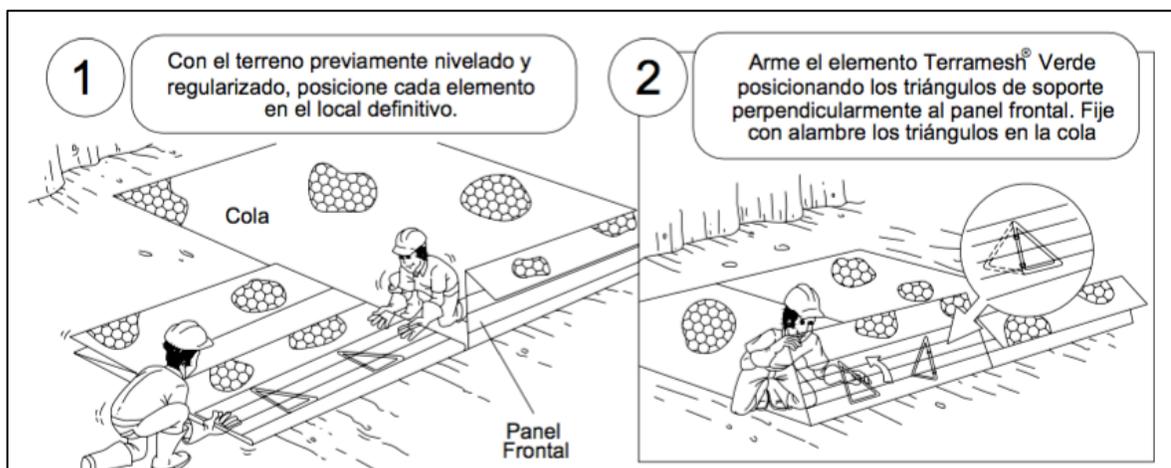


Figura 86. Paso 1 y 2 para instalación del sistema Terramesh



Figura 87. Paso 3 y 4 para instalación del sistema Terramesh Verde.

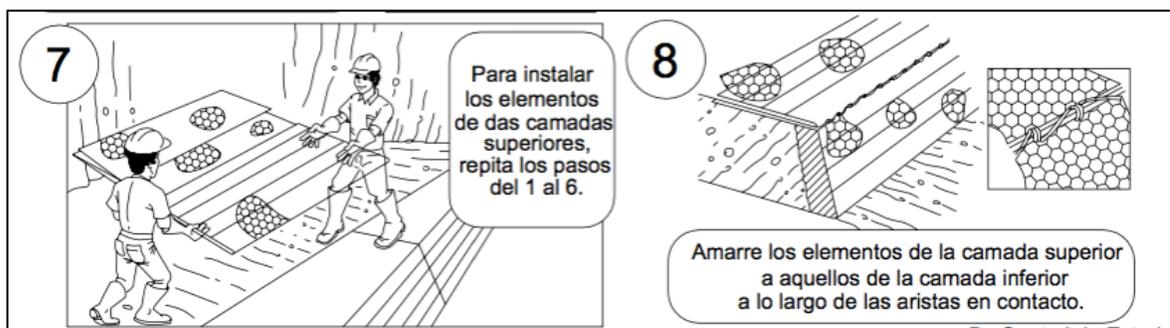


Figura 88. Paso 5 y 6 para instalación del sistema Terramesh Verde.

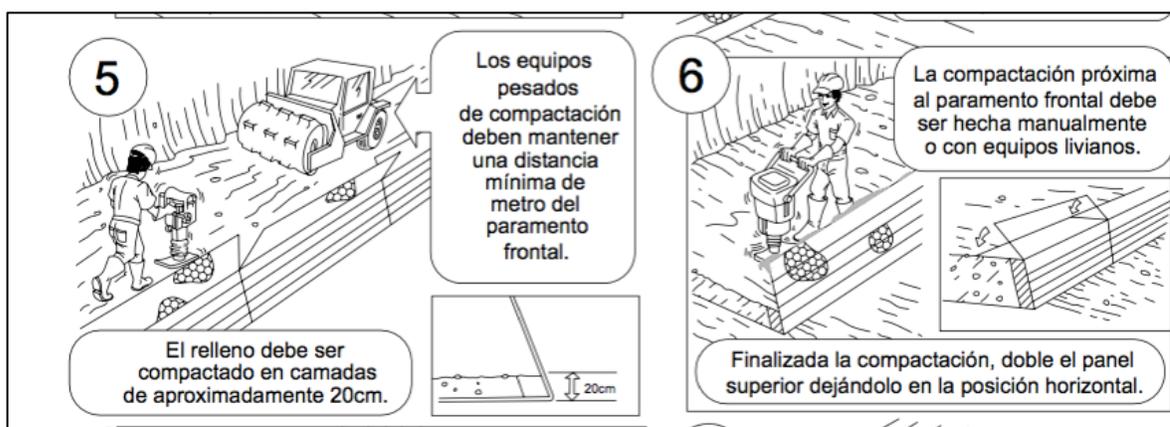


Figura 89. Paso 7 y 8 para instalación del sistema Terramesh Verde.

La compactación próxima al paramento frontal es obtenida usándose equipos manuales, placas o rollos vibradores.

Generalmente el grado de compactación debe estar dentro de las especificaciones y normas de construcción para este tipo de estructura, se sugiere una compactación que confiera al suelo un peso específico mínimo de 1.75 a 2.0 Ton/m³ con grado de compactación mínimo de 95% del Proctor Modificado.

3.7.4.3 Empleo del geotextil

Se recomienda la utilización de filtro geotextil no tejido, para evitar la migración de las partículas del suelo a través de las piedras y garantizar que el agua percole por los elementos estructurales eliminando el empuje hidrostático.

El geotextil se colocará de manera que quede sobre los paños de red de refuerzo (en una longitud de 0.50 m) y adyacente a la cara interna del paramento en contacto con el relleno, tal como se indica en los croquis respectivos. Para cubrir

toda la longitud de los muros, será necesario unir los diversos paños de geotextil mediante traslapes de 30 cm, en la dirección transversal al eje de los muros.

El corte de los paños de geotextil se realizará empleando indistintamente tijeras o cuchillos. Las rasgaduras o agujeros que pudieran producirse por el manipuleo o la colocación serán recubiertas con un pedazo de geotextil con dimensiones de 50 cm mayores que el contorno de la rasgadura o agujero, el cual podrá ser pegado con cola o cosido manualmente con hilo de nylon.

Una vez concluida la instalación del geotextil, se procederá a la ejecución del relleno seleccionado.

3.7.5 Método de medición.

Las obras con Elementos Terramesh se medirán por unidad de Elemento Terramesh ejecutado, de acuerdo con las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

3.7.6 Certificación del fabricante.

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos del fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los Elementos Terramesh a instalarse, posean la Certificación ISO 9001:2000.

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

3.8 Conclusiones y Recomendaciones.

3.8.1 Conclusiones.

- 1)** La topografía del sitio, la cual se muestra en la Figura 67, revela la sección considerada como la más crítica, por su altura y por su pendiente. Esta sección se utiliza para efectos de establecer tanto la ubicación, así como las dimensiones de la estructura de retención. Esta sección, se sometió al análisis de estabilidad de taludes tanto en su estado natural, como en su propuesta de construcción y finalmente en su condición con la estructura de retención presente.
- 2)** En sitio se efectuó el estudio de suelos mediante el sistema SPT, mediante la ejecución de un total de tres ensayos ubicados en la base del talud. Estos ensayos de SPT permitieron establecer la estratigrafía del sitio, con el fin de construir el modelo geotécnico mostrado en la Figura 75. Este modelo geotécnico permitió realizar los análisis de estabilidad de taludes correspondientes, con el empleo del programa Macstars 2000.
- 3)** El programa Macstars 2000 basa sus cálculos en el empleo de la Teoría de Rankine de empuje de tierras, por lo cual requiere de parámetros efectivos de cada estrato de suelo del modelo geotécnico. Estos parámetros efectivos fueron obtenidos mediante la realización de ensayos de corte directo sobre muestras inalteradas del talud, así como sobre muestras compactadas del material a utilizar como relleno para la estructura de retención. Los resultados de estos ensayos de corte directo se pueden observar en la Tabla 12.
- 4)** El análisis de estabilidad de taludes, para la sección de corte para efectos de construcción, arrojó resultados favorables para las pendientes de corte sugeridas. Estos resultados favorables se dieron tanto en la condición estática como en la condición dinámica. Las Figura 78 y Figura 79 muestran los resultados obtenidos. Las pendientes sugeridas para la sección de corte para efectos constructivos se muestran también en las mismas figuras.
- 5)** La estructura propuesta para el muro de Terramesh verde se puede observar en la Figura 90. Esta sección mostró factores de seguridad adecuados según el CCCR

(Tabla 13) así como logró proporcionar al talud factores de seguridad adecuados, según el CGTLCR, tanto en la condición estática como en la condición dinámica, tal y como se puede apreciar en las *Figura 80* y *Figura 81*.

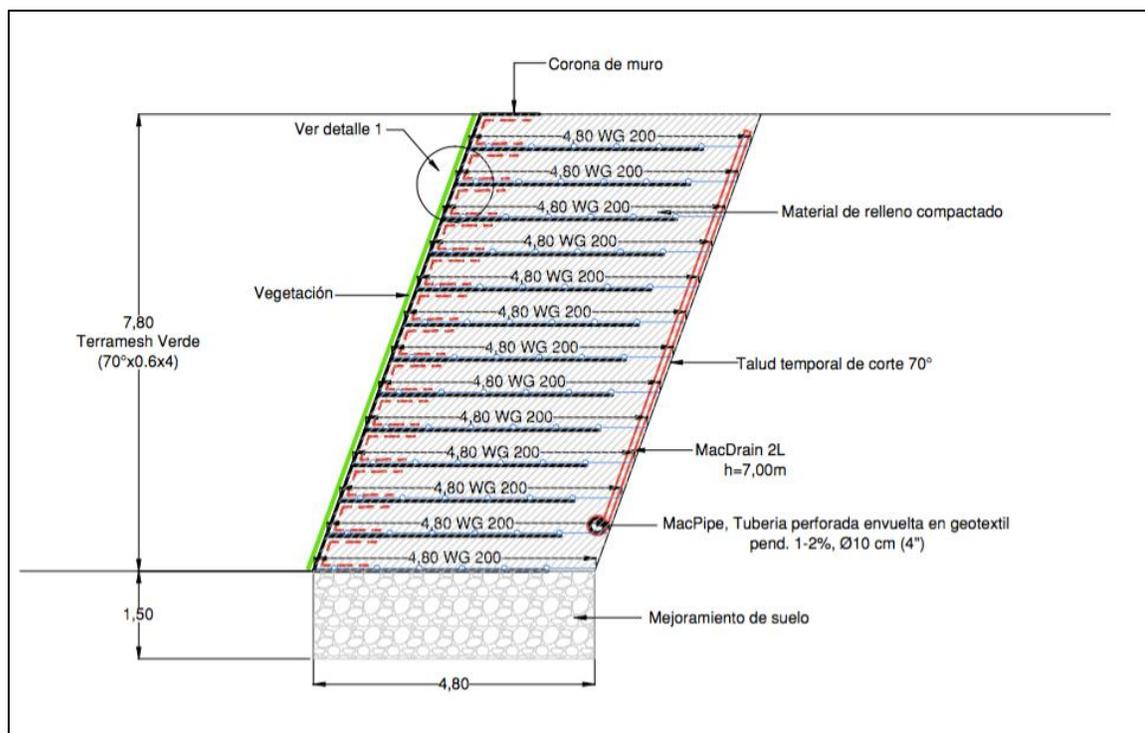


Figura 90. Sección de muro de Terramesh Verde.

6) Las especificaciones técnicas necesarias, para la correcta construcción de la estructura mostrada en la Figura 90 deben ser las indicadas en la sección 3.5, esto con el fin de cumplir las premisas de diseño con las cuales se obtuvo la estructura de retención idónea.

7) El plano constructivo de la obra, el cual será suministrado a la Unidad Técnica de Gestión Vial de la Municipalidad de Cartago, para su licitación y posterior construcción se aporta en el anexo 3A. Este plano fue elaborado con base en los resultados obtenidos de los diferentes análisis efectuados en el programa Macstars 2000.

3.8.2 Recomendaciones.

1) La estructura de Terramesh Verde presentará un comportamiento óptimo, siempre y cuando se garantice el drenaje de posible escorrentía subterránea y escorrentía superficial. Por esta razón, se sugiere para el control del primer tipo de escorrentía indicada, la colocación del sistema Macdrain entre el talud de corte y la estructura del muro de retención. El caudal captado en el Macdrain debe de ser canalizado hacia el sistema pluvial del camino mediante el empleo de una tubería perforada envuelta en geotextil.

Para el control de la escorrentía superficial se sugiere la construcción de contracunetas, las cuales deberán ubicarse en forma paralela a la estructura de retención. El flujo captado por estos elementos deberá ser evacuado hacia el sistema pluvial del camino.

2) La estructura del muro de Terramesh Verde, es un muro de tipo flexible, por lo que, durante su vida temprana, es probable se manifiesten deformaciones de su paramento, por tal razón se sugiere utilizar el programa Macstars 2000 para estimar las posibles deformaciones probables de la estructura, ya que el mismo cuenta con la opción para realizar este análisis. Para esto se debe de contar con los ensayos de laboratorio necesarias para contar con la información solicitada por este software, no obstante, en los planos constructivos de la obra, se sugiere la inclinación necesaria del paramento con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura durante su vida temprana, a pesar de las posibles deformaciones que podrían presentarse.

3) Es importante considerar la posibilidad de un retro análisis según las condiciones del talud antes del deslizamiento ocurrido, esto con el fin de verificar los parámetros de resistencia utilizados en el análisis.

4) Los parámetros de resistencia empleados en los cálculos se obtienen de correlaciones empíricas con el número de golpes del ensayo de penetración normal, por lo tanto, se recomienda la realización de ensayos sobre muestras inalteradas, tales como corte directo, compresión inconfiada o bien ensayos triaxiales, con el

fin de optimizar los valores de los parámetros de resistencia a utilizar en el proceso de cálculo de los factores de seguridad.

5) El análisis se realiza mediante el criterio de los esfuerzos totales, para lo cual se asume el comportamiento eminentemente cohesivo del suelo de sitio, sin embargo, en caso de contar con resultados de ensayos sobre muestras inalteradas de los materiales de sitio, se recomienda realizar análisis bajo el criterio de esfuerzos efectivos, con el fin de optimizar la solución de estabilidad propuesta.

6) Se propone la presencia de la estructura de contención con el sistema terramesh verde, como ejercicio académico, sin embargo, se recomienda analizar la solución de lograr la estabilidad del talud mediante movimiento de tierra, el cual brindaría la geometría necesaria para obtener los valores requeridos para factores de seguridad en taludes permanentes.

3.9 Anexos

ANEXO 3A: PLANO CONSTRUCTIVO DEL MURO DE CONTENCIÓN.

ANEXO 3B: RESUMEN ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA ELEMENTO
TERRAMESH VERDE.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA DEL TERRAMESH SYSTEM

1.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SISTEMA TERRAMESH

1.1.0 DESCRIPCIÓN

Este trabajo consistirá en la construcción de un muro de suelo reforzado empleando el Sistema Terramesh y se realizará de acuerdo a las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos.

1.2.0 MATERIALES.

El Sistema Terramesh esta conformado por elementos estructurales que cuentan con el paramento frontal y el elemento de refuerzo a ser anclado en el suelo. Estos elementos denominados elementos Terramesh System son fabricados a partir de un único paño de malla hexagonal a doble torsión.

1.2.1 Elemento Terramesh

El elemento es constituido por un solo paño que forma la tapa, el paramento frontal, la base del paramento externo y la cola que cumplirá la función de anclaje.

Las características indispensables que deberá tener el tipo de paño de acero a utilizar para fabricar el elemento Terramesh son las siguientes:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.
- Facilidad de colocación.

El paño de malla que conforma el Elemento Terramesh será de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm para los Terramesh System.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido con carga de rotura media de 38 a 48 Kg/mm² y la elongación no deberá ser menor que el 12%.

Todo el alambre utilizado en la fabricación de los terramesh system y en las operaciones de amarre y atirantamiento deberá tener un recubrimiento de Zn 5Al MM (Galfan), de acuerdo a la Norma **ASTM A856M-98**, clase 80, esto es con una cantidad mínima de revestimiento Galfan en la superficie de los alambres de 244 g/m².

El revestimiento de Zn 5 Al MM debe adherir al alambre de tal forma que después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un madril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado, quebrado o removido con el pasar del dedo de acuerdo con la especificación de la ASTM A856M-98.

Adicionalmente al recubrimiento con Zn 5Al MM (Galfan), el alambre usado para la fabricación de la malla tendrá un revestimiento de PVC (polivinil cloruro), como manera de garantizar su durabilidad en el tiempo, y que no sea afectado por sustancias químicamente agresivas y corrosiones extremas.

- Espesor mínimo de 0.40mm, de acuerdo a la norma NBR 10514.
- Masa específica entre 1.30 A 1.35 Kg/dm³, de acuerdo a la norma NBR 10514.
- Dureza entre 50 y 60 shore D, de acuerdo a la norma NBR 10514.
- Elongación de ruptura mayor que 250%, de acuerdo a la norma NBR 10514.

El diámetro del alambre de la malla será de 2.70 mm para el Elemento Terramesh. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 2.20 mm.

La especificación final para el Elemento Terramesh System será:

Abertura de la malla	: 10 x 12 cm
Diámetro del alambre de la malla	: 2.70 mm
Diámetro del alambre de borde	: 3.40 mm
Diámetro del alambre de amarre	: 2.20 mm
Recubrimiento del alambre	: Zn – 5 Al – MM (ASTM A856M-98)
Revestimiento plástico	: PVC (espesor mínimo 0.40mm)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta unión entre los elementos, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tensores. La cantidad estimada de alambre, en relación al peso del paramento frontal de terramesh, es de 9% para los elementos Terramesh de 1.0 m de altura (solo caja frontal) y de 7% para los de 0.5 m (solo caja frontal).

1.2.2 Geotextil

Se colocará un geotextil en la interface entre el paramento interno y el macizo del relleno reforzado, para evitar que el material fino del relleno se escape a través de las mallas.

El geotextil es resistente a la degradación debido a la luz ultravioleta, ataques químicos y biológicos que normalmente se encuentran en los suelos. Los geotextiles deberán estar conforme a los requerimientos de la siguiente tabla

Propiedad	Método de Ensayo	Unidad	Valor ⁽¹⁾
Resistencia a la Tracción	ASTM D 4632	N	711
Elongación a la Tracción	ASTM D 4632	%	≥50
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N	400
Resistencia al Reventado	ASTM D 3786	KPa	2170
Desgarre Trapezoidal	ASTM D 4533	N	289
Aber. Apar. de Poros (AOS)	ASTM D 4751	mm	0.30
Permisividad	ASTM D 4491	seg ⁻¹	1.60
Estabilidad Rayos Ultravioleta	ASTM D 4355	%	>70 @ 500 hrs.

⁽¹⁾ Los valores presentados corresponden a la dirección más débil. MARV indica los Valores Mínimos Promedios por rollo. Están calculados como el resultado de restar dos veces el valor de la desviación estándar de todos los datos históricos.

1.2.3 Material de relleno seleccionado

El material de relleno a ser utilizado en la conformación de la estructura de suelo armado deberá tener las siguientes características:

- Será del tipo considerado en el cálculo de estabilidad (ángulo de fricción, peso específico y cohesión)
- Estará libre de materia orgánica y deteriorable.
- No se encontrará en su composición arcillas expansivas.

La elección del tipo de relleno debe considerar el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil y del tipo de estructura que va a soportar el terramesh.

El relleno debe de ser compactado al 95% del Proctor Modificado y el control de la compactación se debe de realizar por capas.

1.2.4 Piedra

La piedra para el llenado del paramento del Sistema TERRAMESH será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, tal que sus medidas estén comprendidas entre la medida mayor de la malla y el doble de ésta. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del paramento con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 10" para el Terramesh System

Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

1.3.0 EJECUCIÓN.

1.3.1 Preparación de la fundación

La fundación de la estructura deberá tener un ancho mínimo igual a la longitud de la cola de refuerzo del Sistema TERRAMESH más 0.50 m, o como se indique en planos. Deberá ser nivelada y compactada por los medios apropiados hasta obtener un terreno con la pendiente prevista.

Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector, se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

1.3.2 Armado y Relleno del Terramesh

Antes de proceder a la ejecución de las estructuras, el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, y deberá contar además con la asesoría del representante del sistema de suelo reforzado adoptado.

El paramento externo del muro podrá ser vertical o escalonado, tal como se indique en los planos de acuerdo al diseño realizado.

Los elementos Terramesh® deberán ser abiertos en una superficie plana de acuerdo con la figura 01:

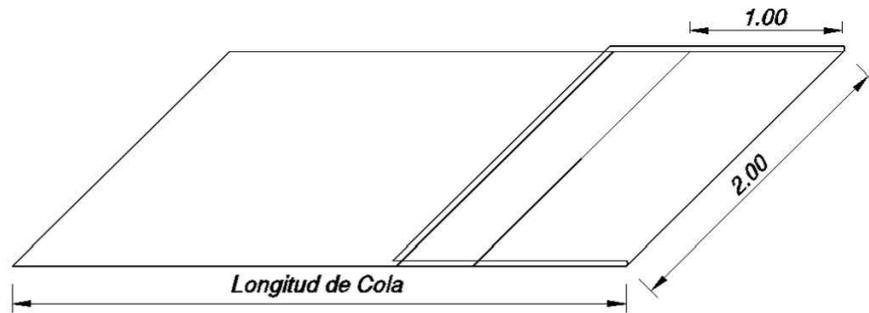


Figura 01.- Elemento Terramesh desdoblado.

Se levanta el panel posterior hasta que quede a 90° de la horizontal y luego se coloca el diafragma intermedio.

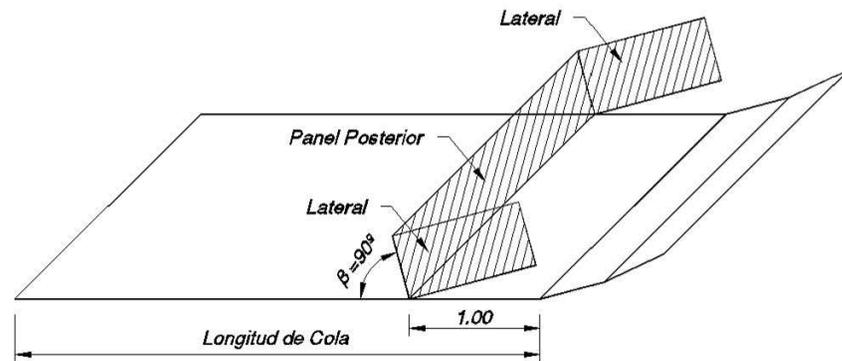


Figura 02.- Colocación del panel posterior y laterales.

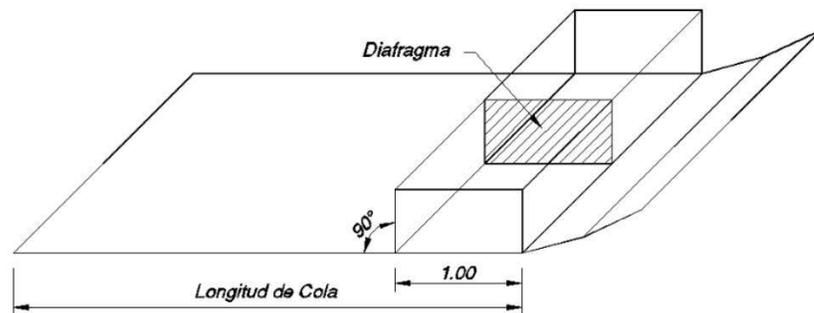


Figura 03.- Colocación del diafragma

Antes de proceder al relleno del paramento frontal con piedras se deberá realizar el amarre del paramento, El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con el terramesh y se realizará dando una vuelta simple y una vuelta doble cada 10cm en forma alternada.

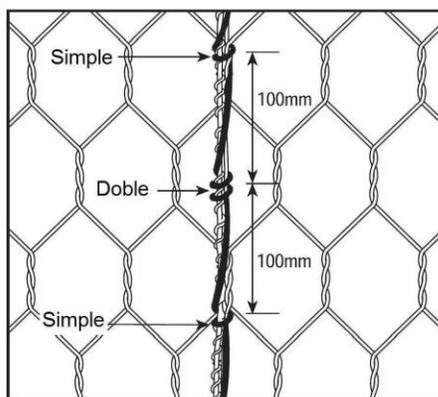


Figura 04.- Amarre del paramento frontal

Luego se procederá al relleno del paramento frontal utilizando piedras (conforme a las mismas técnicas utilizadas para los gaviones), el relleno se debe de realizar en tercios y colocando los tensores.

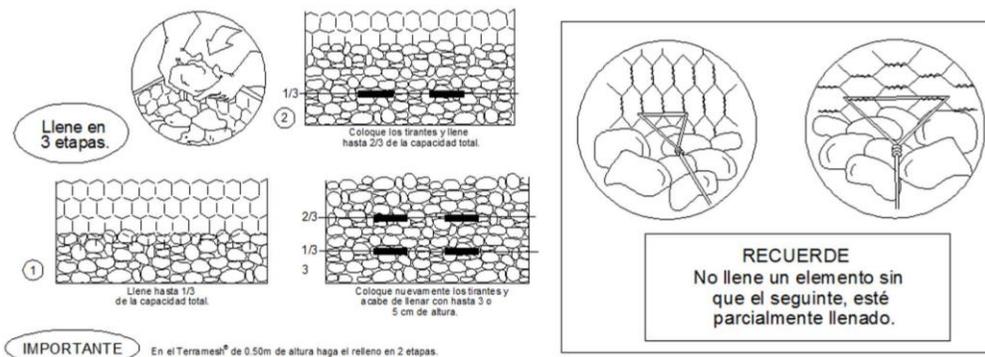


Figura 05.- Relleno con piedras del paramento frontal

Antes de comenzar el relleno se colocará el filtro geotextil, siguiendo las recomendaciones de la ítem 1.3.3

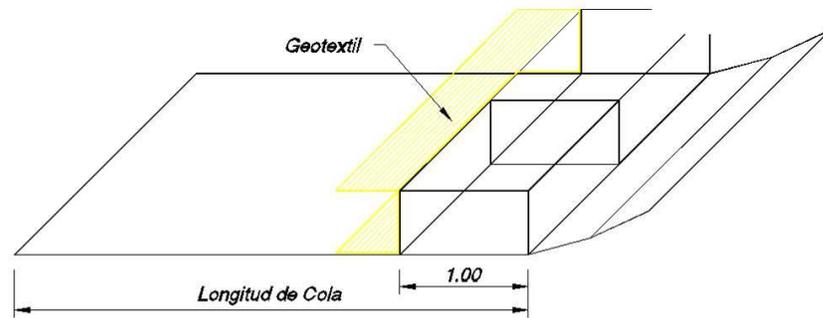


Figura 06.- Colocación del Geotextil

Una vez concluida la instalación del geotextil, se procederá a la ejecución del relleno compactado, completándose así un nivel de la estructura. El siguiente nivel se construirá colocando encima una hilera de elementos vacíos los cuales serán cosidos a los elementos inferiores.

El relleno deberá ser ejecutado en capas cuyo espesor no exceda los 0.30m. Es necesario asegurar que los equipos pesados de compactación no tengan contacto con los refuerzos y no queden a una distancia menor de 1.0m del paramento interior del Terramech.

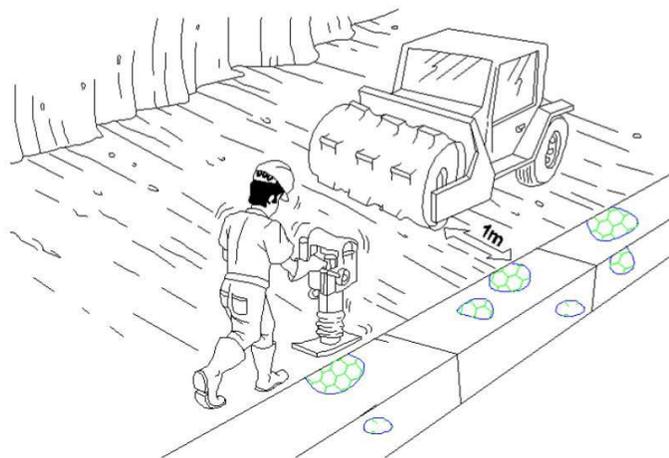


Figura 07.- Compactación del Relleno.

La compactación próxima al paramento frontal es obtenida usándose equipos manuales, placas o rollos vibradores.

Generalmente el grado de compactación debe estar dentro de las especificaciones y normas de construcción para este tipo de estructura, se sugiere una compactación que confiera al suelo un peso específico mínimo de 1.75 a 2.0 Ton/m³ con grado de compactación mínimo de 95% del Proctor Modificado.

1.3.3 Empleo del geotextil

Se recomienda la utilización de filtro geotextil no tejido, para evitar la migración de las partículas del suelo a través de las piedras y garantizar que el agua percole por los elementos estructurales eliminando el empuje hidrostático.

El geotextil se colocará de manera que quede sobre los paños de red de refuerzo (en una longitud de 0.50 m) y adyacente a la cara interna del paramento en contacto con el relleno, tal como se indica en los croquis respectivos. Para cubrir toda la longitud de los muros, será necesario unir los diversos paños de geotextil mediante traslapes de 30 cm, en la dirección transversal al eje de los muros.

El corte de los paños de geotextil se realizará empleando indistintamente tijeras o cuchillos. Las rasgaduras o agujeros que pudieran producirse por el manipuleo o la colocación serán recubiertas con un pedazo de geotextil con dimensiones de 50 cm mayores que el contorno de la rasgadura o agujero, el cual podrá ser pegado con cola o cosido manualmente con hilo de nylon.

Una vez concluida la instalación del geotextil, se procederá a la ejecución del relleno seleccionado.

1.4 MÉTODO DE MEDICION.

Las obras con Elementos Terramesh se medirán por unidad de Elemento Terramesh ejecutado, de acuerdo a las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

1.5 CERTIFICACIÓN DEL FABRICANTE

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos del fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los Elementos Terramesh a instalarse, posean la Certificación **ISO 9001:2000**

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

1.6 BASES DE PAGO.

El trabajo realizado de acuerdo a las especificaciones señaladas, medido según el acápite anterior, y debidamente aprobado por el Ingeniero Inspector, será pagado sobre la base del precio unitario del contrato por unidad. Dicho pago constituirá la completa compensación para la mano de obra, materiales, equipos, herramientas, implementos y todo concepto necesario para la correcta ejecución de la partida.

2.0 ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS REFERENCIALES.

Los análisis de costos unitarios contemplan lo siguiente:

La cantidad de piedra indicada en el metrado será igual al volumen del paramento frontal del terramesh más un 10% de desperdicio.

Los análisis de costos unitarios de cada uno de los terramesh a utilizar consideran el armado, llenado, instalación y colocación de los mismos.

a) Elemento Terramesh 0.5 x 1.0 x Var. m. malla 10x12,						
diám. 2.7 mm (Zn - 5Al - MM + PVC)						
Rendimiento =	20	und/día			Costo por : UND	
DESCRIPCION	Und.	Cuad.	Cant.	P.U.	Parcial	
MATERIALES						
Terramesh de 0.5 x 1.0 x Lm	und.		1.00	0.00	0.00	
Piedra 6" - 10"	m3		1.10	0.00	0.00	
					0.00	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.25	0.10	0.00	0.00	
Oficial	hh	3	1.20	0.00	0.00	
Peón	hh	9	3.60	0.00	0.00	
					0.00	
Equipo						
Desgaste de herramientas	%M.O.		3.00	0.00	0.00	
					0.00	
				US\$	0.00	

b) Elemento Terramesh 1.0 x 1.0 x Var. m. malla 10x12, diám. 2.7 mm (Zn - 5Al - MM + PVC)						
Rendimiento =	10	und/día			Costo por : UND	
DESCRIPCION	Und.	Cuad.	Cant.	P.U.	Parcial	
MATERIALES						
Terramesh de 1.0 x 1.0 x Lm	und.		1.00	0.00	0.00	
Piedra 6" - 10"	m3		2.20	0.00	0.00	
					0.00	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.25	0.20	0.00	0.00	
Oficial	hh	3	2.40	0.00	0.00	
Peón	hh	9	7.20	0.00	0.00	
					0.00	
Equipo						
Desgaste de herramientas	%M.O.		3.00	0.00	0.00	
					0.00	
				US\$	0.00	

c) Relleno compactado con material de préstamo						
Rendimiento =	120	m3/día			Costo por : m3	
DESCRIPCION	Und.	Cuad.	Cant.	P.U.	Parcial	
MATERIALES						
Material para el relleno	m3		1.10		0.00	
					0.00	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.1	0.01		0.00	
Peón	hh	3	0.20		0.00	
					0.00	
EQUIPO						
Camión cisterna 4x2 122 HP	hm	1	0.07		0.00	
Rodillo liso 101-135 HP 10-12 T	hm	1	0.07		0.00	
Cargador Frontal	hm	1	0.07		0.00	
Desgaste de herramientas	%M.O.		5.00		0.00	
					0.00	
				US\$	0.00	

d) Geotextil No Tejido MacTex MT N40.1						
Rendimiento =	400	m ² /día				Costo por : m ²
DESCRIPCION	Und.	Cuad.	Cant.	P.U.	Parcial	
MATERIALES						
Geotextil No Tejido MacTex MT N40.1	m ²		1.10	0.00	0.00	0.00
MANO DE OBRA						
Oficial	hh	1	0.02	0.00	0.00	
Peón	hh	1	0.02	0.00	0.00	0.00
EQUIPO						
Desgaste de herramientas	%M.O.		3.00	0.00	0.00	0.00
				US\$	0.00	

CAPITULO IV

Determinación de la susceptibilidad y potencial de licuación cíclica, mediante el empleo de métodos de campo y análisis de respuesta de sitio, para el sitio donde se construirá un módulo de bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón.

Fecha de realización: II Semestre 2017.

4.1 Introducción

4.1.1 Planteamiento del problema.

La Dirección General de Aviación Civil, proyecta la construcción de un módulo de bodegas, utilizadas para protección de aeronaves, en el Aeropuerto Internacional de Limón, en la provincia de Limón, Cantón Limón, Distrito Limón, aproximadamente a 5 km al sur del centro de la ciudad, carretera a Cahuita, sobre ruta Nacional N° 36.

Estudios anteriores en este sitio, han determinado la existencia tanto de la susceptibilidad, así como de potencial por licuación cíclica en los materiales arenosos existentes en el sitio.

La posibilidad de la ocurrencia del fenómeno por licuación radica no solamente en el tipo de suelo existente en el lugar (arenas sueltas uniformes con bajos valores de densidad relativa), sino también, en la presencia de niveles freáticos someros, por la cercanía de la propiedad a la costa.

La Figura 91 muestra como la ubicación de las instalaciones del Aeropuerto Internacional de Limón es prácticamente en las cercanías del Mar Caribe, y por lo tanto el nivel freático oscilaría constantemente con las mareas.

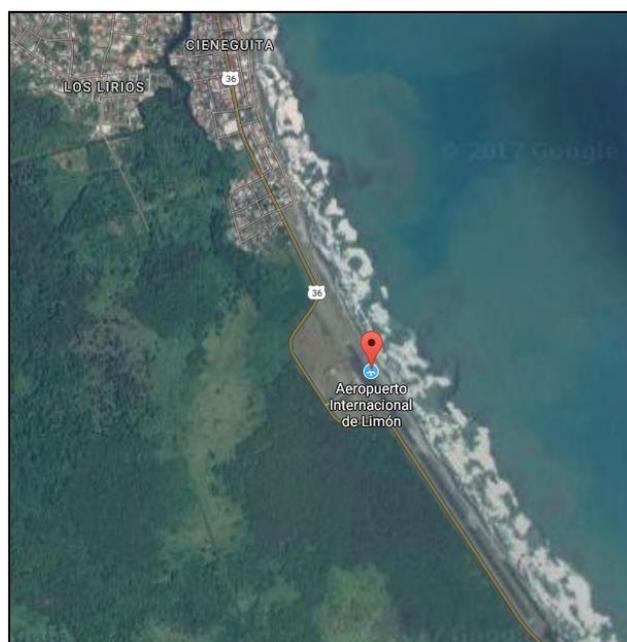


Figura 91. Ubicación del Aeropuerto Internacional de Limón.

Estudios previos, realizados para la construcción de otras obras similares, mostraron espesores de estratos licuables de hasta nueve metros, por lo tanto, es de primordial importancia, para estas nuevas obras realizar nuevos análisis para determinar el tipo de fundación requerida para este nuevo módulo de bodegas.

Es importante tomar en cuenta el hecho de que la Ciudad de Limón, históricamente ha sido afectada por el fenómeno de la licuación de suelos, debido a su origen geológico, presentándose el colapso de estructuras no solamente por la pérdida de capacidad soportante, sino también por asentamientos producto de este fenómeno.

Por esta razón, se iniciaría con la realización del estudio de suelos en el sitio, mediante el empleo de dos exploraciones tipo SPT, en un área aproximada de 207m², en el lugar donde se construiría el nuevo módulo de bodegas, con el fin de realizar una evaluación de los suelos existentes, para determinar el espesor de la capa afectada por licuefacción y de esta forma diseñar la cimentación profunda del proyecto.

Para la realización del análisis de potencial de licuación, se escogerá de entre seis métodos diferentes, el más adecuado, desde un punto de vista técnico, según la información disponible.

Estos métodos son los siguientes:

1. Método aproximado de Seed e Idriss (mediante el empleo del programa LiqSVs).
2. Método basado en el análisis de respuesta de sitio (mediante el empleo del programa Deepsoil).
3. Procedimiento del Código de Puentes y Autopistas de Japón.
4. Método de Tokimatsu y Yoshimi.
5. Modelos de generación de presión de poro.
6. Ensayo triaxial cíclico para suelos granulares.
7. Ensayo de columna resonante.

Una vez determinado el potencial de licuación, del suelo del sitio, se procederá a establecer la mejor alternativa de fundación, de entre tres posibilidades:

1. Cimentación con pilotes preexcavados.
2. Cimentación con losa flotante.
3. Mejoramiento del suelo del sitio, tales como:
 - a. Compactación dinámica.
 - b. Inyección.
 - c. Vibro-Flotación: Columnas de grava.

Según la Dirección General de Aviación Civil, el módulo de bodegas contaría con paredes de mampostería sobre un sistema de marcos estructurales, placas de cimentación.

4.1.2 Objetivos.

4.1.2.1. Objetivo General.

Evaluar la susceptibilidad y el potencial de licuación cíclica (sísmica), mediante el empleo de métodos de campo y de análisis de respuesta de sitio (ARS), para determinar el espesor de la capa licuable, con el fin de dimensionar el sistema de fundación más apropiado, para el suelo donde se ubicará un módulo de bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón.

4.1.2.2. Objetivos Específicos.

- Analizar los resultados del estudio de suelos, con el fin de establecer el modelo geotécnico del sitio (características geotécnicas y parámetros físico- mecánicos de los estratos arenosos del lugar).
- Realizar el análisis de la susceptibilidad a la licuación del suelo del lugar, mediante el empleo de diversos métodos (caracterización del depósito, densidad relativa, criterio de Andrews y Martin, geología del sitio y ubicación de nivel freático).
- Analizar cinco métodos diferentes para evaluar el potencial de licuación del suelo del sitio, con el fin de elegir el más apropiado, según la información disponible.

- Analizar tres alternativas para la cimentación de la estructura, con el fin de elegir la más apropiada según su viabilidad en nuestro país y costo económico.
- Elaboración de planos constructivos de la obra de cimentación propuesta.
- Elaboración de especificaciones técnicas para la obra de cimentación.
- Elaboración de lista de verificación para ingeniero inspector.^[1]

4.1.3 Importancia.

El desarrollo tanto económico como social de la Provincia de Limón, requiere de infraestructura de primer nivel. La construcción y mantenimiento de la obra pública debe efectuarse bajo los estándares más altos de calidad, para lo cual deberá cumplir con los diferentes códigos vigentes en materia de ingeniería, en nuestro país.

El Aeropuerto Internacional de Limón, es uno de los cuatro aeropuertos internacionales en Costa Rica. Fue reabierto el sábado 01 de julio de 2006 después de haber estado cerrado casi 20 años para vuelos de cabotaje.

Actualmente empresas como Natura Air, Sansa, Aerobell y Paradise Air, hacen uso de las instalaciones, con el fin de realizar vuelos en forma diaria, así como vuelos chárteres.

El Terremoto de Limón, del 22 de abril de 1991, alcanzó una magnitud de 7,5 y causó daños muy importantes tanto en Costa Rica como en Panamá. Cerca de 3000 km² fueron afectados por la licuación de suelos.

El desarrollo de cualquier obra de infraestructura requiere del establecimiento de todas aquellas variables que pudieran influir en su comportamiento, ante cargas tanto estáticas como dinámicas.

Las condiciones particulares del suelo de la zona establecen un punto de análisis importante, para asegurar un nivel de seguridad adecuado para la estructura a edificar, la cual vendría a formar parte de las obras desarrolladas por el gobierno en el Aeropuerto Internacional de Limón.

La construcción del módulo de bodegas permite la ampliación y mejoramiento del servicio prestado a las diferentes empresas apostadas en el aeropuerto, con lo cual se lograría desarrollar la Provincia de Limón en mayor medida.

El considerar el fenómeno de licuación dentro de la propuesta de la estructura de cimentación a utilizar, así como para establecer el nivel de desplante de esta, aseguraría su comportamiento eficiente y seguro ante eventos similares al acaecido en abril de 1991.

Por lo tanto, esta investigación tiene su importancia en el hecho de lograr establecer una metodología de cálculo adecuada para las condiciones geotécnicas del sitio, sino también a la información más comúnmente disponible. Por otro lado, se logrará establecer el sistema de cimentación idóneo para las estructuras a edificar en el sitio, con el fin de extender la solución a otros sistemas similares.

4.1.4 Alcance y Limitaciones.

4.1.4.1 Alcances

- Se presentarán los factores más importantes relacionados con el fenómeno de licuación de arenas, así como, se hará una descripción de los factores que influyen en este fenómeno.
- Se presentarán las metodologías para determinar la susceptibilidad a la licuación cíclica, para ser aplicadas al suelo del sitio.
- Se presentarán cinco métodos para analizar el potencial de licuación con el fin de elegir el más adecuado desde un punto de vista técnico.
- Se hará una descripción breve de los cinco métodos antes expuestos y luego mediante una matriz de decisión, se escogerá el método a ser utilizado.
- Se hará la estimación del espesor de capa licuable mediante el método seleccionado como el más adecuado desde un punto de vista técnico.
- Se analizarán tres propuestas diferentes para la cimentación de la estructura, de las cuales se hará una breve descripción, con el fin de escoger la más idónea, según su viabilidad técnica y económica en nuestro país.

- Finalmente, se elaborarán los planos constructivos de la obra de cimentación, así como el documento de especificaciones técnicas y la lista de verificación para el ingeniero inspector.

4.1.4.2 Limitaciones.

El análisis se basará en resultados obtenidos de ensayos de campos, específicamente, a través de dos ensayos de penetración mediante el sistema de penetración normal (SPT). No se contará con resultados de geofísica de la zona de estudio.

Se contará con solamente la información de estas dos exploraciones, las cuales brindarán información sobre el tipo y características del suelo del lugar.

Para el empleo de métodos que requieran parámetros dinámicos del suelo, los mismos deberán ser obtenidos a través de correlaciones empíricas, proporcionadas por la literatura.

Por otra parte, se contará solamente, con los resultados de ensayos de laboratorio para determinar propiedades específicas del suelo del lugar, tales como, contenido de finos, límites de consistencia y clasificación SUCS, es decir, no se cuentan con ensayos enfocados a determinar propiedades dinámicas del suelo del sitio.

4.1.5 Metodología.

La exploración geotécnica del sitio es la primera actividad a efectuar. Esta se realizará mediante la ejecución de dos perforaciones de 12 m de profundidad, en los sitios indicados en la Figura 92, de las cuales se obtendrán las propiedades geomecánicas del suelo del sitio y muestras para ensayos de laboratorio.

Con base en los resultados proporcionados por estas perforaciones, se construirá el perfil geotécnico, el cual permitirá hacer el análisis de susceptibilidad a la licuación del suelo del sitio. Una vez determinados los estratos susceptibles a la licuación cíclica, se procederá con el análisis de potencial de licuación.



Figura 92. Ubicación propuesta para ensayos SPT.

Para este análisis se utilizará el método seleccionado de entre cinco posibles, los cuales, serán sometidos a un proceso de decisión con el fin de seleccionar el más adecuado, según la información disponible y según la posibilidad de su empleo de acuerdo con los ensayos requeridos para generar la información necesaria.

Una vez determinado el método a emplear, se procederá con el análisis del potencial de licuación de los espesores de suelo susceptibles a este fenómeno, con el fin de determinar el nivel de desplante de la estructura.

Se estudiarán, posteriormente, tres posibles formas de cimentación de la estructura, con el fin de elegir la más viable desde un punto de vista técnico.

A la forma de cimentación seleccionada se la hará un análisis económico.

Finalmente, se elaborará los planos constructivos de la obra, el documento de especificaciones técnicas y el documento de lista de verificación para el ingeniero inspector.

4.2 Aspectos teóricos del análisis de susceptibilidad y potencial de licuación.

4.2.1 Concepto y generalidades.

La licuación de suelos es un fenómeno que se produce en medios granulares saturados, el cual consiste en la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante debido a un incremento en la presión de poro.

El incremento de la presión de poro del suelo es el resultado de la tendencia de las partículas a acomodarse debido a las cargas cíclicas.

El incremento de la presión de poro reduce el efecto intergranular o esfuerzo efectivo. Cuando la presión de poro alcanza un nivel crítico (el nivel de esfuerzo efectivo) se produce la licuación.

Por esta razón, la licuación se puede definir también como la transformación de un medio granular de un estado sólido a un estado líquido, como consecuencia del incremento de la presión de poro, la cual reduce los esfuerzos efectivos.

La Figura 93 ilustra la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante durante el fenómeno de licuación.

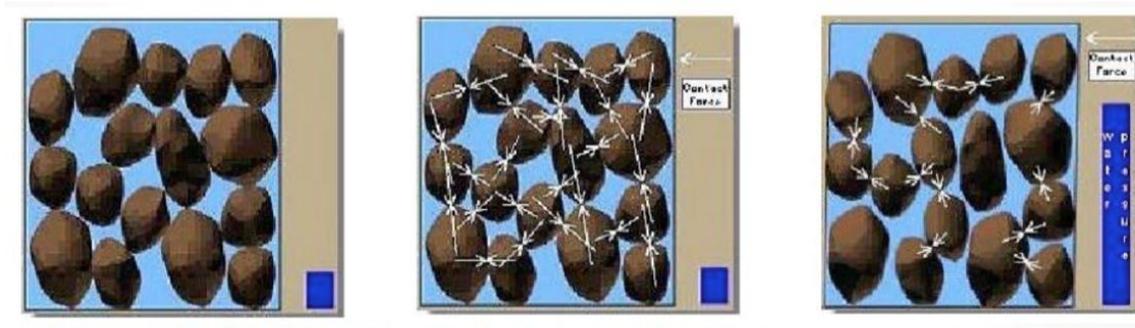


Figura 93. Proceso de pérdida de resistencia al esfuerzo cortante durante el fenómeno de licuación.

La Figura 93, muestra como un suelo granular desarrolla resistencia al esfuerzo cortante, mediante el contacto de los granos que lo componen. Durante el fenómeno de licuación, el incremento de presión de agua de poro origina la separación de los granos, lo cual reduce el número de granos en contacto entre sí y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante.

La licuación de suelos se puede clasificar en dos tipos:

- Licuación Cíclica o Sísmica: Se caracteriza por un el desarrollo de un esfuerzo efectivo cero, durante la carga cíclica.
- Licuación de Flujo o Estática: Se relaciona con ablandamiento inducido por deformación (esta no será tratada en este estudio).

4.2.2 Licuación Cíclica.

Durante la ocurrencia de este tipo de licuación, se alcanza un esfuerzo efectivo igual a cero, debido a una carga cíclica no drenada. Se desarrollan esfuerzos cortantes inversos, producto del incremento de la presión de agua de poro.

Este tipo de licuación se desarrolla principalmente en sitios con pendientes menores a cinco grados. Depende de la duración y tamaño de la carga cíclica. Es posible se desarrollen grandes deformaciones.

Podría definirse este tipo de licuación, de forma más precisa, como un proceso gradual con un incremento en la presión de poro y decremento del esfuerzo efectivo, con pérdida de rigidez del material, tal y como puede observarse en la Figura 94.

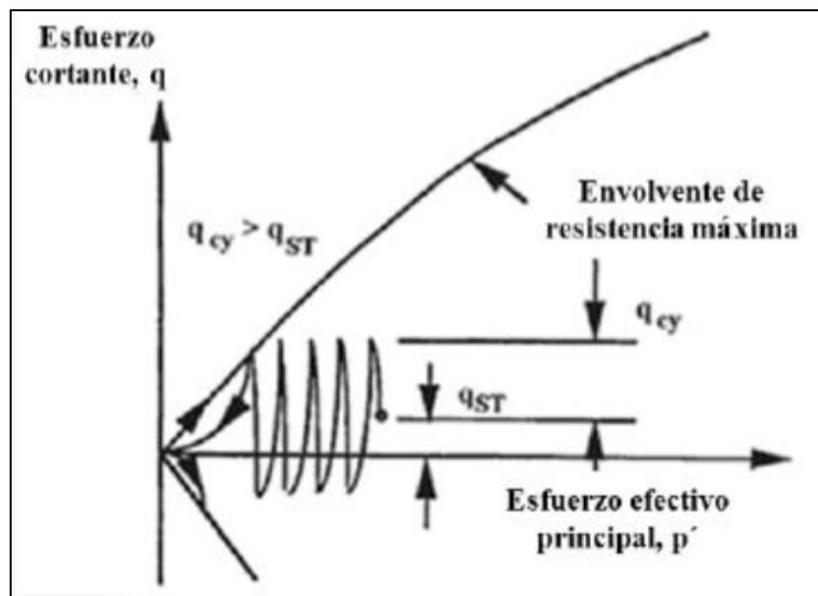


Figura 94. Trayectorias de esfuerzos desarrolladas durante el proceso de licuación.

La Figura 94 muestra como durante el proceso de licuación, el esfuerzo principal efectivo, oscila a partir de un valor inicial disponible antes de la ocurrencia del evento sísmico. En ese instante la envolvente de falla, la cual es función del esfuerzo normal efectivo se ubica por encima de ese valor. Al producirse la carga cíclica, el incremento de presión de poro indica una reducción del esfuerzo principal efectivo cuya trayectoria de esfuerzos genera la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (la envolvente de falla se ubica en forma más próxima al esfuerzo de trabajo).

Una vez que la trayectoria de esfuerzos alcanza la envolvente de falla, se produce el colapso del material y la caída de su resistencia al esfuerzo cortante a un valor de cero.

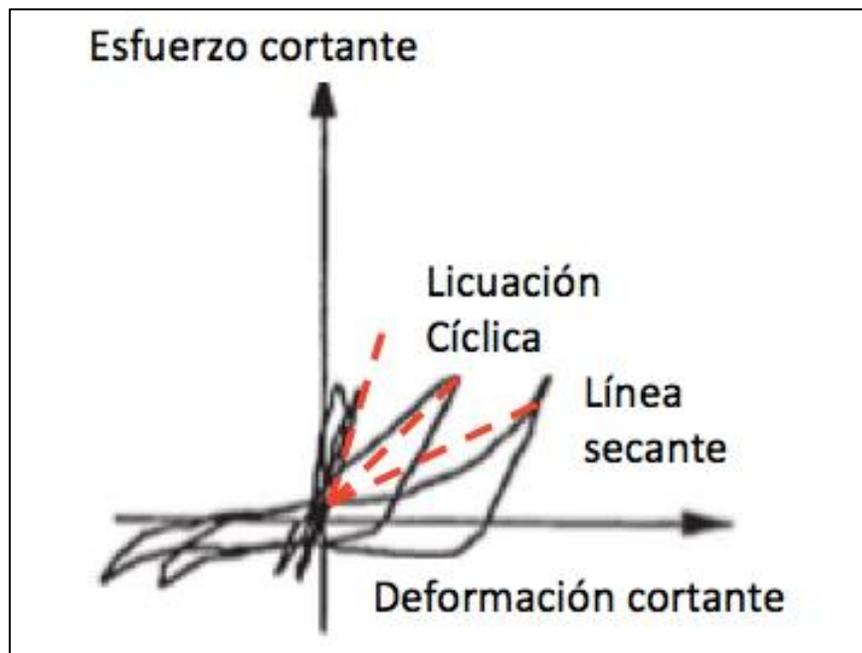


Figura 95. Reducción de la rigidez del suelo durante la aplicación de una carga cíclica.

La Figura 95 muestra como durante la aplicación de una carga cíclica, la rigidez (visualizada como la pendiente de una línea secante en el gráfico anterior) es cada vez menor, ya que parte de una condición de alta pendiente hacia una

condición de baja pendiente. Esta pérdida de rigidez se traduce en una mayor deformabilidad del material.

La Figura 96 muestra los efectos de una carga cíclica, en función del tiempo, en la magnitud de los esfuerzos efectivos. La línea de color negro representa el esfuerzo total, la línea de color rojo representa el esfuerzo efectivo y la línea azul la presión de agua de poro.

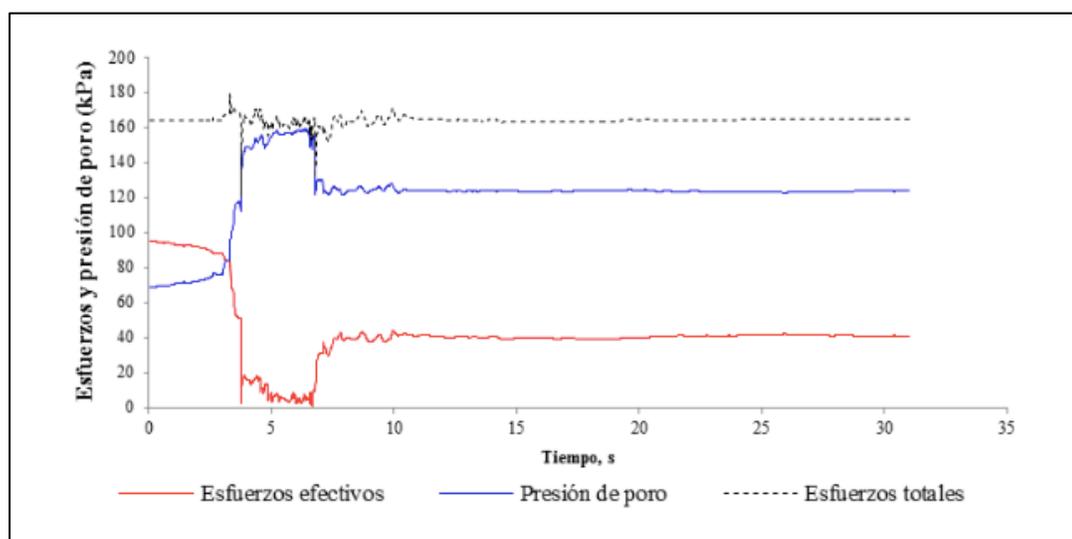


Figura 96. Variación del esfuerzo efectivo en función del tiempo durante la aplicación de una carga cíclica.

Como se puede observar, la condición inicial en tiempo 0, indica un valor de presión de agua de poro menor al esfuerzo total, lo cual origina un esfuerzo efectivo positivo, y por lo tanto una adecuada resistencia al esfuerzo cortante.

Al aplicar la carga cíclica, en un tiempo de aproximadamente 5 segundos, la presión de agua de poro iguala al esfuerzo total. En ese instante el esfuerzo efectivo se reduce a cero, originándose el fenómeno de licuación cíclica.

4.2.3 Factores que influyen en la licuación de arenas.

Existen diferentes factores que intervienen en la determinación del potencial de licuación de un suelo, como la historia sísmica, la geología y factores basados en observaciones experimentales de laboratorio (propiedades índices, condiciones

iniciales de esfuerzo-deformación y características de la sollicitación); estos últimos son difíciles de controlar de manera precisa en laboratorio.

Seguidamente se describen cada una de éstas, las cuales son necesarias en un estudio de licuación.

4.2.3.1 Condiciones del sitio.

Para un estudio de licuación primero debe de hacerse una investigación de las condiciones del sitio, en que se investigue información como: historia sísmica, la geología del lugar, nivel freático y topografía. Estos factores sirven para evaluar la susceptibilidad de licuación de manera cualitativa de un depósito.

4.2.3.2 Historia Sísmica.

Mucha de la información acerca del fenómeno de licuación ha sido gracias a las investigaciones realizadas después de un sismo. Youd en 1984 menciona que la licuación puede ocurrir en un mismo sitio, siempre y cuando las condiciones del suelo y el nivel de agua permanezcan sin cambios.

Ambraseys (1988) mediante una recopilación de datos, mostró que los efectos de licuación están confinados a una zona dentro de una distancia en particular de la fuente sísmica, aunque no necesariamente garantiza que pueda ocurrir la licuación.

4.2.3.3 Geología.

El ambiente hidrológico del depósito de suelo y la edad contribuyen a la susceptibilidad de licuación (Youd *et al.*, 1977).

Depósitos de suelo con una distribución granular uniforme y en estado suelto son propensos a una alta susceptibilidad de licuación, también depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados. El fenómeno de licuación también ha sido observado en abanicos aluviales, playas y estuarios. La susceptibilidad de depósitos viejos es generalmente baja respecto a depósitos nuevos. Depósitos granulares saturados de la era del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno.

Dependiendo de la intensidad del sismo, la licuación sólo ocurre en depósitos granulares saturados y ésta decrece con el incremento de la profundidad del nivel

freático. Los efectos de licuación son más comunes con niveles de aguas superficiales.

4.2.3.4 Otros factores

Otros factores importantes son la configuración del terreno, la inclinación del suelo y la profundidad del nivel freático, los cuales, según las definiciones mencionadas anteriormente, aumentan la probabilidad de licuación o están asociadas a una falla en particular o a un tipo de licuación.

4.2.4 Caracterización del depósito.

Para la evaluación del potencial de licuación es necesario determinar la susceptibilidad natural de los depósitos a dicha condición, por ello es importante conocer las propiedades del suelo, mediante ensayos de laboratorio o ensayos en campo.

Seguidamente se enumeran los ensayos de laboratorio para la caracterización de un suelo potencialmente licuable.

4.2.4.1 Granulometría

Se pueden establecer límites en las curvas granulométricas definiendo fronteras que separan los suelos licuables de los no licuables (ver *Figura 97*). La frontera inferior, condicionada por el tamaño de las partículas, muestra la influencia del contenido de finos en la disminución de la tendencia del suelo a densificar.

Los finos plásticos hacen más difícil la liberación de las partículas de arena para moverse unas con respecto a otras, buscando un arreglo más denso (National Research Council, 1985). Por lo tanto, el contenido de finos es un elemento importante en la ocurrencia o no del fenómeno de licuación y éste ha sido tomado en cuenta en los métodos de predicción "*In Situ*".

La frontera superior es significativa, porque está asociada a la permeabilidad de materiales más gruesos. De esa manera, incrementando la permeabilidad, se

incrementa la capacidad de drenaje, por ende, la velocidad con que se pueden disipar las presiones de poro.

Respecto a su granulometría, los suelos bien graduados son menos susceptibles de licuarse que los uniformemente graduados. Esto se debe al reacomodo de las partículas más pequeñas, la cuales llenan los espacios dejados por las partículas grandes bajo condiciones drenadas, produciendo un menor cambio de volumen y por ende un menor incremento en la presión de poro.

En la Figura 97, también se pueden observar las envolventes de las curvas granulométricas correspondientes a suelos que se han licuado en sismos previos (Henríquez, 2007).

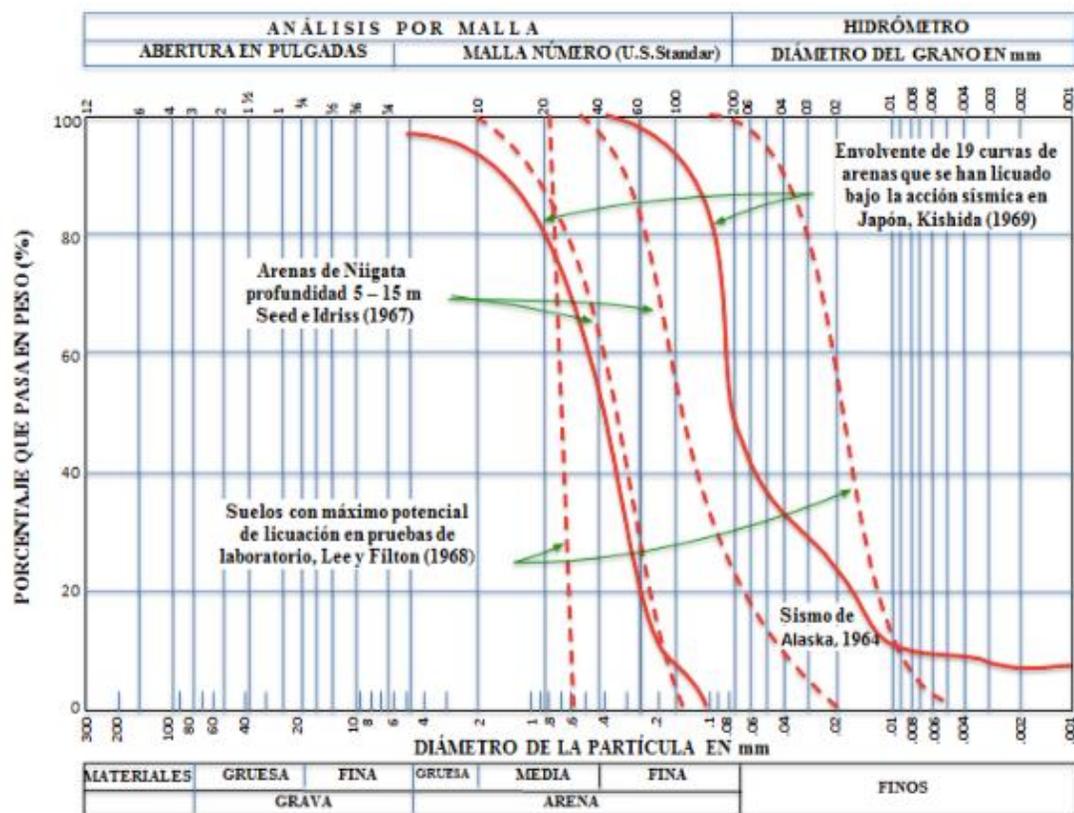


Figura 97. Granulometría de algunos suelos que han sufrido licuación (Henríquez, 2007).

4.2.4.2 Influencia del contenido de finos.

Según Ovando y Mesa (1991), al tener más materia fina como limos y arcillas, la resistencia a la licuación aumenta, pero diferentes ensayos muestran que la

inclusión de materia fina produce un efecto contrario (Ford, 1985; Ovando, 1986; Georgiou *et al.*, 1990).

Esto provoca que en los materiales finos en pequeñas cantidades (del 3 al 8%) disminuya el número de contactos intergranulares y la resistencia al esfuerzo cortante, y por tanto el depósito sea propenso a licuarse.

Cuanto más finos se agreguen en condiciones de carga no drenada, la capacidad para generar presiones de poro aumenta, al igual que su potencial de licuación.

Sin embargo, una cierta cantidad de finos dentro del suelo contribuyen a tomar los esfuerzos cortantes y a partir de este porcentaje límite, el comportamiento del material será semejante al de las partículas finas, disminuyendo su potencial de licuación

Uno de los criterios más amplios y utilizados en las últimas décadas para determinar la susceptibilidad de licuación es el “Criterio Chino Modificado” (Wang, 1979 y Seed e Idriss, 1982).

De acuerdo con este criterio, los suelos finos (cohesivos) graficados arriba de la línea A de la carta de plasticidad son considerados potencialmente licuables si cumplen con las siguientes características (ver Figura 98):

- Fracción más fina que 0.005 mm \leq 15 %
- Límite Líquido, (LL) \leq 35 %
- Contenido de agua \geq 0.9 LL

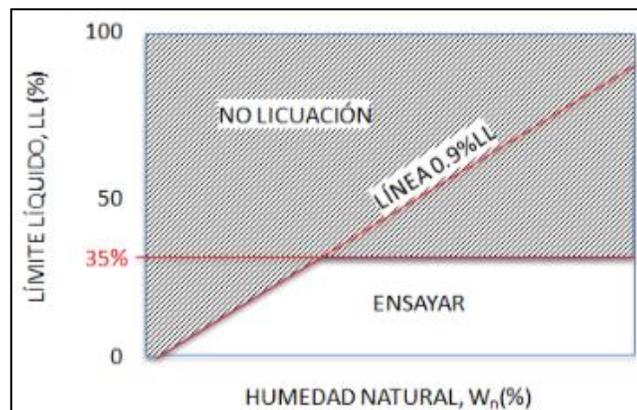


Figura 98. Criterio Chino Modificado.

En la tabla 1 se presentan las conclusiones del criterio de Andrews y Martin (2000).

Tabla 14. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martin, 2000)

	Límite líquido < 32	Límite líquido ≥ 32
Contenido de arcillas < 10%	Susceptible a licuarse	Se requieren estudios.
Contenido de arcillas ≥ 10%	Se requieren estudios (Tomando en cuenta las partículas de arcillas no plásticas)	No Susceptible a licuarse

Fuente: (Andrews y Martin, 2000)

NOTAS:

1. Límite líquido determinado con aparatos de percusión (Copa de Casagrande).
2. Tamaño de partícula de arcilla menor de 0.002 mm.

Otra consideración del criterio es que suelos de baja plasticidad (arenas y algunos suelos limosos) experimentan licuación a partir de un nivel de deformaciones tangenciales relativamente bajo (generalmente del orden de un 3% a un 6%) y pudiendo ser grande su pérdida de resistencia.

Por otro lado, suelos con alta plasticidad también puede exhibir una pérdida de resistencia al incrementarse la presión de poro, pero dicho incremento será mucho menor que el asociado en los suelos licuables de baja plasticidad y la pérdida de resistencia se producirá a grandes deformaciones.

Se recomienda que se deje de emplear el Criterio Chino Modificado, ya que una de sus limitaciones considera que el porcentaje de finos es de menor importancia que la contribución de estos a la plasticidad. Además de que existen casos de licuación de suelos en donde el porcentaje de finos ha sido entre 10 y 15 % (Seed *et al.*, 2003).

4.2.4.3 Forma de las partículas del suelo.

Suelos con partículas de formas redondeadas tienden a densificarse más fácil que los de forma angulosa. Las partículas de formas redondeadas frecuentemente son de origen fluvial o aluvial, en donde es común encontrar depósitos de suelos sueltos saturados, con alta susceptibilidad de licuación.

4.2.4.4 Relación de vacíos (e).

La relación de vacíos es un factor importante en la determinación de la relación de esfuerzo- deformación de un material granular. Sin embargo, no debe considerarse como el único parámetro que determina el comportamiento de los materiales. Además, influye en los cambios de volumen, el cual a su vez afecta la magnitud y el cambio de la presión de poro para un material sometido a carga no drenada. Autores como Casagrande (1936), Castro (1969), Poulos *et al.*, (1985) han publicado relaciones entre este factor y la resistencia de materiales granulares.

4.2.4.5 Densidad relativa (Dr).

Es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de una arena. Es decir, la resistencia al cortante, los asentamientos y el potencial de licuación dependen de este factor. Las arenas densas (material con relación de vacíos pequeña y una densidad relativa mayor al 65 %), son menos susceptibles a la licuación que las arenas sueltas (ver Figura 99).

Generalmente, se acepta que una arena es licuable si $Dr < 65\%$ (Ovando y Segovia, 1996). Sin embargo, se ha encontrado que algunas arenas son licuables aún para valores de Dr cercanos al 80 %, dependiendo de factores como la forma de las partículas, la cantidad y tipo de finos y el esfuerzo de confinamiento (Ovando y Romo, 2004).

Sin embargo, la densidad relativa por definición tiene las mismas desventajas que la relación de vacíos. Entre ellas está la determinación precisa de la máxima y

la mínima compacidad del material y la falta de procedimientos estándar universalmente aceptados para su valoración (Ovando, 1986).

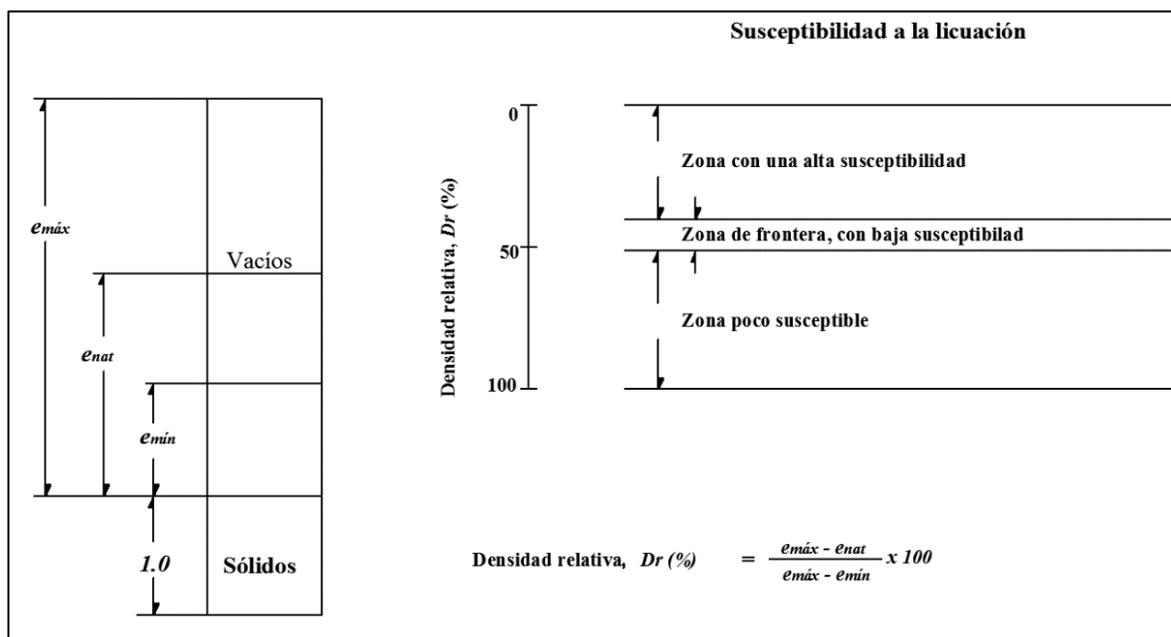


Figura 99. Concepto de densidad relativa.

4.2.5 Condiciones iniciales de esfuerzo y deformación.

Corresponden a las características de la historia previa de esfuerzos o deformaciones que ha soportado el suelo. Seguidamente se describen estos factores.

4.2.5.1 Esfuerzo confinante inicial.

Los ensayos de laboratorio han permitido comprobar que, para una misma relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento, debido a lo anterior, y a las evidencias de campo con que se cuenta, se puede decir que difícilmente se presenta el fenómeno de licuación a profundidades superiores a los 20 metros (Henríquez, 2007). Por lo que la susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

4.2.5.2 Historia previa de deformaciones.

Finn, Bransby y Pickering (1970) estudiaron por primera vez este factor, el cual es de importancia debido a que las características del fenómeno de licuación están influenciadas por la historia previa de deformaciones. Otras investigaciones permitieron demostrar que, para un número de ciclos dado, las muestras de arena sometidas a perturbaciones previas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel requieren una relación de esfuerzos cíclicos mayor para licuarse.

4.2.5.3 Historia previa de esfuerzos.

Finn, Bransby y Pickering (1970) presentaron los resultados de ensayos de laboratorio, en donde se presenta que una muestra previamente licuada es susceptible a licuarse nuevamente. El estudio mostraba una muestra de arena con $Dr = 50\%$ y un esfuerzo de confinamiento de 200 kN/m^2 sometida a carga cíclica, la cual presentó una deformación de flujo o movilidad cíclica en la parte de extensión en el ciclo N° 25. Después de 29 ciclos fue reconsolidada bajo un esfuerzo de 200 kN/m^2 y se dejó drenar, lo cual incrementó su Dr a 60% . Después de continuar con la aplicación de la carga cíclica, la muestra experimentó licuación en la parte de extensión y en el ciclo N° 1. (Finn *et al.*, 1970).

4.2.5.4 Depósitos de grava.

Materiales gruesos como las gravas; son potencialmente vulnerables a la generación de presión de poro cíclica. Existen casos documentados de licuación de partículas gruesas (Evans, 1987; Harder, 1988; Hynes, 1988; Abdrus, 1994). Sin embargo, estos suelos dependen del comportamiento del contenido de finos.

- Al ser más permeables, estos disipan rápidamente la presión de poro generada y
- Debido al tamaño de sus partículas, estos suelos raramente son depositados en estado suelto.

Con mayor frecuencia se encuentran mezclados con suelos finos arenosos, los cuales puede variar de un estado muy denso a muy suelto.

La aparente ventaja de permeabilidad de los depósitos de grava puede disminuir debido a que las partículas se encuentran encapsuladas por material fino menos permeable, si el drenaje es impedido por la presencia de suelos finos en los vacíos del suelo, o si la capa de suelo grueso tiene un espesor considerable, lo cual provoca que la distancia sobre la cual debe ocurrir el drenado sea grande durante un sismo. En estos casos, estos depósitos se deben considerar potencialmente licuables y deberán ser evaluados (Seed *et al.*, 2003).

4.2.6 Características de la magnitud del sismo.

Si la excitación es de intensidad suficiente, cualquier suelo granular con una relación de vacíos mayor que la mínima es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia. Los terremotos generan componentes de la aceleración y por ende esfuerzos en las tres direcciones principales. El esfuerzo más crítico, desde el punto de vista de la licuación, surge de la propagación vertical de las ondas tangenciales horizontales. La componente vertical no se considera de importancia porque son de naturaleza dilatante y serán completamente absorbidas por la presión intersticial.

Evidencias de campo (Seed e Idriss, 1970) demuestran que arenas sueltas han resistido sismos de poca intensidad ($a_{max} = 0.05$ g) pero que se han licuado ante la acción de sismos intensos ($a_{max} = 0.16$ g). De lo anterior se concluye que la resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado.

4.2.6.1 Número de ciclos de esfuerzo.

A través de estudios de laboratorio se ha podido observar que, en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o de deformación definido, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número de ciclos de esfuerzo adecuado a cada caso.

Esto tuvo su confirmación “*in-situ*”, durante el terremoto de Alaska de 1964, ya que allí los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de comenzado el sismo.

4.2.7 Análisis de licuación.

4.2.7.1 Determinación del potencial de licuación.

4.2.7.1.1 Método simplificado Seed e Idriss, 1971.

Para la determinación del potencial de licuación, generalmente se siguen los métodos empíricos recomendados por el Centro Nacional de Investigación de Ingeniería Sísmica (NCEER-1998) (Youd *et al.*, 2001), presentados por primera vez por Seed e Idriss (1971) y conocido como procedimiento simplificado. Este método ha llegado a ser un estándar en la práctica, el cual se evalúa por medio de un factor de seguridad contra licuación y se define como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma_v}\right)_{crit}}{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma_v}\right)}$$

(Ecuación 39)

Donde la relación de resistencia cíclica (*CRR*) representa la capacidad de resistencia del suelo y la relación de esfuerzo cíclico (*CSR*) representa la fuerza que actúa en el suelo.

Cuando el valor del factor de seguridad contra licuación es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada. Sin embargo, existe la incertidumbre acerca del valor de FS_{lic} que debe considerarse en la práctica, ya que existen casos en los que el suelo se ha licuado a pesar de tener un $FS_{lic} > 1$ (Youd *et al.*, 2001).

Según el Building Seismic Safety Council (BSSC,1997) cuando se usa el método de Seed e Idriss (1971) para estructuras típicas, se requiere como mínimo un valor de $FS_{lic} \geq 1.2$ y en el caso de estructuras críticas un $FS_{lic} \geq 1.5$.

El cálculo del *CSR* se basa en la aceleración horizontal máxima y se determina por medio de un análisis de respuesta de sitio o con el procedimiento

simplificado. Por otra parte, el *CRR* se estima comúnmente por métodos indirectos, tales como ensayos de campo.

4.2.7.1.1.1 Determinación del *CRR* por métodos de campo: Método basado en el número de golpes del *SPT*.

A partir del estudio del comportamiento de suelos granulares saturados, Seed *et al.* (1982) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes en el ensayo de penetración estándar (N_{SPT}).

Este criterio involucra la relación de esfuerzos cíclicos promedio (*CSR*) contra el número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa ($(N_1)_{60}$), los cuales fueron obtenidos a través de casos historia, en sitios donde se presentaron los efectos de licuación y en sitios en donde no se presentó este fenómeno.

Las curvas *CRR* fueron posicionadas de manera conservadora, para separar en dos regiones los datos de licuación y de no-licuación, esta gráfica fue desarrollada para suelos granulares con contenido de finos menor o igual a 5%, 15% y 35%, y es válida sólo para magnitudes de $M_w = 7.5$ (ver Figura 100).

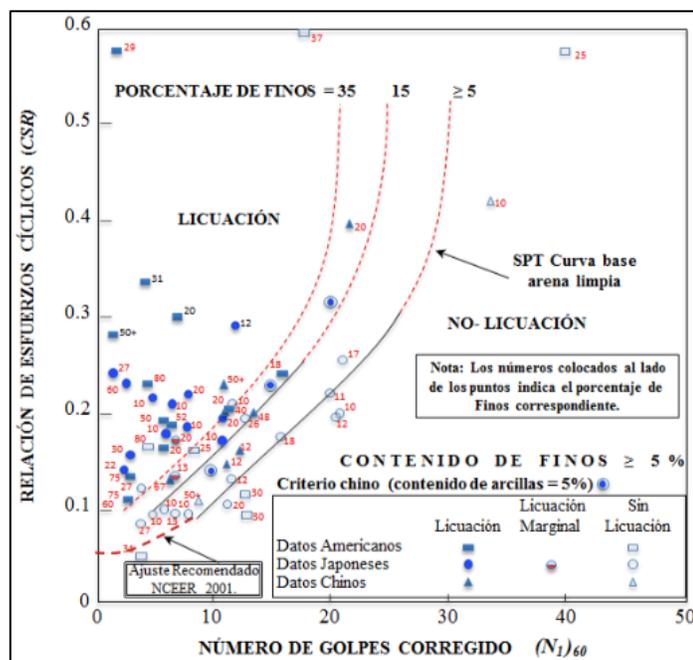


Figura 100. Curva base para SPT para magnitudes de $M_w = 7.5$.

En los trabajos publicados en el NCEER-1998 por Youd *et al.*, (2001) se presenta la modificación al método con *SPT* (ver Figura 100), en donde la trayectoria de la curva con un contenido de finos menor al 5% se extiende hasta interceptar en el valor de 0.05 del *CSR*.

El ajuste de la forma de la curva es congruente con los valores de *CRR* que se obtienen con el método de *CPT* y con la velocidad de onda cortante (*Vs*).

La curva que corresponde a un contenido de finos menor a un 5% se aproxima a la siguiente ecuación.

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

(Ecuación 40)

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ golpes, ya que para valores mayores de 30 golpes los suelos se clasifican como no licuables.

4.2.7.1.1.1.1 Influencia del contenido de finos.

Seed *et al.* (1985) notaron un aparente aumento en los valores de *CRR* con el incremento del contenido de finos, y basados en datos empíricos desarrollaron curvas *CRR* para diferentes contenidos de finos (ver Figura 100).

Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por Idriss con ayuda de H. B. Seed para la corrección del $(N_1)_{60}$ para valores equivalentes de arena limpia $(N_1)_{60cs}$.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

(Ecuación 41)

Donde α y β son coeficientes determinados de las siguientes relaciones:

$$\alpha = 0 \text{ para FC} \leq 5 \%$$

$$\alpha = e^{(1.76 (190 / CF^2))}$$

(Ecuación 42)

$$\begin{aligned} &\text{para } 5\% < CF < 35 \% \\ \alpha &= 5.0 \text{ para } CF \geq 35 \% \\ \beta &= 1.0 \text{ para } CF \leq 5 \% \\ \beta &= 0.99 (CF^{1.5} / 1000) \end{aligned}$$

(Ecuación 43)

$$\begin{aligned} &\text{para } 5\% < CF < 35 \% \\ \beta &= 1.2 \text{ para } CF \geq 35 \% \end{aligned}$$

4.2.7.1.1.1.2 Otras correcciones.

Varios factores adicionales al contenido de finos y características granulares resultan de la influencia del *SPT*, como se nota en la *Tabla 15*.

En la siguiente ecuación se incorporan estas correcciones.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$

(Ecuación 44)

Donde N_m , es la medida de resistencia de penetración estándar; C_N , factor de corrección por confinamiento; C_E , corrección de la relación de energía del martillo (*ER*); C_B , factor de corrección por diámetro de perforación; C_R , factor de corrección por longitud de barra perforadora y C_s , es el factor de corrección del muestreador.

El cálculo de C_N se determina con la ecuación sugerida por (Liao y Withman, 1986).

$$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0.5}$$

(Ecuación 45)

Donde C_N es normalizado a un esfuerzo vertical efectivo de sobrecarga de aproximadamente 100 kPa (1atm).

Este valor no debe exceder de 1.7 (un máximo valor de 2.0 fue publicado en el *NCEER* 1997 por Youd e Idriss (1997)), pero después fue reducido a 1.7 por sugerencias de la siguiente ecuación, la cual provee un mejor arreglo de la curva original de Seed e Idriss (1982):

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_v / P_a)$$

(Ecuación 46)

Cualquiera de las dos ecuaciones puede ser empleada.

El factor de corrección C_N fue derivado de ensayos de penetración estándar con grandes especímenes, sujetos a diferentes esfuerzos de confinamiento (Gibz y Holtz, 1957; Marcuson y Bieganousky, 1997).

Aunque el uso de la primera ecuación es apropiado para esfuerzos efectivos de confinamiento mayores de 200 kPa, los resultados son inciertos.

Por otro lado, la ecuación anterior provee mejores resultados para una presión de confinamiento mayor de 300 kPa, para las cuales la primera ecuación no debe ser aplicada.

Otro factor importante es la transferencia de energía de caída del martillo, para lo cual se considera una eficiencia de martillo (ER) de 60%.

El ER depende del tipo de martillo, mecanismo de elevación y el método de liberación del martillo.

Por otra parte, el factor de corrección aproximado de la relación de energía del martillo es $CE = ER/60$, esto para modificar los valores de SPT de diferentes tipos de martillo que se enlistan en la Tabla 15.

Por otra parte, Robertson y Wride (1998) actualizaron los factores de corrección por longitud de barra perforadora menores de 10 m sugeridos por Skempton (1986), además de los diámetros de perforaciones fuera de los valores recomendados de 65 a 125 mm y tubos muestreadores sin líneas. El rango para estos factores de corrección se enlista en la Tabla 15.

Tabla 15. Correcciones de SPT modificadas por Robertson y Wride (1998) de Skempton (1986).

Factor	Equipo	Término	Corrección
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$(Pa/\sigma'_{v0})^{0.5}$
Esfuerzo de confinamiento	---	C_N	$C_N \geq 1.7$
Relación de energía del martillo	Martillo Donut	C_E	0.5-1.0
Relación de energía del martillo	Martillo de seguridad	C_E	0.7-1.2
Relación de energía del martillo	Martillo automático	C_E	0.8-1.3
Diámetro de perforación	65-115 mm	C_B	1.0
Diámetro de perforación	150 mm	C_B	1.05
Diámetro de perforación	200 mm	C_B	1.15
Longitud de barras	<3 m	C_R	0.75
Longitud de barras	3- 4 m	C_R	0.8
Longitud de barras	4-6 m	C_R	0.85
Longitud de barras	6-10 m	C_R	0.95
Longitud de barras	10-30 m	C_R	1.0
Tipo de muestreo	Tubo estándar	C_S	1.0
Tipo de muestreo	Tubo con camisa	C_S	1.1-1.3

Fuente: *Skempton (1986)*.

4.2.7.1.1.2 Determinación del CSR por el método simplificado Seed e Idriss, 1971.

Para la evaluación del CSR, Seed e Idriss (1971) formularon la siguiente expresión:

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

(Ecuación 47)

Donde a_{max} , es la aceleración máxima medida en la superficie del terreno; g , es la aceleración de la gravedad; σ_v es el esfuerzo vertical total; σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo y r_d , es el factor de reducción que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo.

Para la aplicación de este método se requieren determinar la magnitud del sismo (M_w) y la máxima aceleración horizontal (a_{max}) del suelo. Estos factores caracterizan la duración e intensidad del sismo.

El programa LiqSVs requiere de valores de pseudoaceleraciones, para efectos de estimar el factor de seguridad. Estas pseudoaceleraciones serán obtenidas del cuadro 6.2. del Código de Cimentaciones de Costa Rica.

4.2.7.1.1.3 Programa LiqSVs.

LiqSVs es un software de análisis de licuefacción que acepta datos de campo SPT y Vs.

LiqSVs es un reemplazo de un software similar de evaluación de licuefacción LiqIT. Cuenta con la actualización de la interfaz de usuario para ser similar a la utilizada en CPeT-IT 2.0 y CLiq 2.0.

Cuenta con las metodologías de evaluación de licuefacción ofrecido en los dos métodos más utilizados en todo el mundo.

4.2.7.1.1.3.1 Características principales.

- Permite como datos de entrada de campo, los resultados obtenidos en el ensayo de penetración estándar (SPT).
- De igual forma permite como datos de entrada de campo los resultados obtenidos del ensayo de ondas de corte (Vs).
- Realiza análisis deterministas de licuefacción según NCEER y Boulanger & Idriss.
- Realiza análisis deterministas de licuefacción de acuerdo con NCEER y Kayen et al. 2013.
- Permite la estimación de asentamientos verticales inducidos por terremotos (licuefacción y compresión).
- Permite la estimación de los desplazamientos laterales debidos a la licuefacción del suelo (según Zhang et al., 2004).
- Estima el potencial de licuefacción general según Iwasaki.
- Permite exportar los resultados de cálculo al formato de archivo XLS o XLSX.

Este programa será utilizado para el análisis del potencial de licuación para el suelo explorado en el Aeropuerto Internacional de Limón, según los resultados obtenidos en los ensayos SPT.

4.2.7.1.2 Método basado en la determinación del CSR por análisis de respuesta de sitio (método lineal equivalente).

El análisis de respuesta de sitio permite predecir el movimiento del suelo y con ello determinar espectros de respuesta de sitio, esfuerzos y deformaciones dinámicas para la evaluación del riesgo de licuación, así como las fuerzas que induce el sismo y que pueden conducir a la inestabilidad del depósito de suelo o estructura geotécnica.

Comúnmente el análisis de respuesta de sitio se calcula a partir del método lineal equivalente, el cual tiene una amplia aceptación en la ingeniería geo-sísmica.

A partir de este método es posible determinar los esfuerzos cortantes dinámicos máximos ($\tau_{max})_d$ inducidos por una excitación y calcular el CSR para evaluar el potencial de licuación.

Para determinar el CSR se usa la siguiente expresión:

$$CSR = 0,65 \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma'_v}$$

(Ecuación 48)

Donde $(\tau_{max})_d$ es el esfuerzo cortante máximo dinámico que se obtiene del análisis de respuesta de sitio y σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo. Se observa que en la expresión anterior desaparecen los términos de r_d y a_{max}/g , ya que el movimiento de entrada en término de aceleraciones correspondiente a un sismo está implícito en la solución del análisis.

El método se basa en la propagación vertical de ondas de corte (V_s) de la capa subyacente a través de un sistema viscoelástico. Este procedimiento analítico incorpora la no-linealidad del comportamiento del suelo por medio de propiedades lineales equivalentes, tales como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante G/G_{max} , y la relación de amortiguamiento (ξ) que representa la pérdida de energía del suelo.

Seguidamente se presentan las etapas involucradas en el procedimiento:

1. Determinación de las características del movimiento sísmico (selección del acelerograma):
 - Aceleración máxima.
 - Periodo fundamental.
 - Duración efectiva del sismo.
2. Determinación de las propiedades dinámicas de los depósitos del suelo:
 - Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte del suelo (G).
 - Curvas de relación de amortiguamiento (ξ) en función de la deformación al esfuerzo cortante.
3. Cálculo de la respuesta dinámica del depósito de suelo al movimiento de la base (Método de análisis unidimensional).

De manera general, la teoría de propagación de onda cortante a través del medio causa desplazamientos horizontales, los cuales deben satisfacer la ecuación de onda para un movimiento armónico de frecuencia ω con el propósito de encontrar las aceleraciones máximas, los esfuerzos y deformaciones cortantes en un plano horizontal (Kanai, 1951).

4.2.7.1.2.1 Programa Deepsoil 6.1.

Deepsoil es un programa de análisis de respuesta de sitio unidimensional que puede realizar tanto:

- a) análisis 1-D no lineales y
- b) análisis 1-D linealmente equivalentes y cuenta con una interfaz gráfica de usuario intuitiva.

Fue desarrollado bajo la dirección del profesor Youssef M.A. Hashash, en colaboración con varios estudiantes de postgrado y doctorado, entre ellos Duhee Park, Chi-Chin Tsai, Camilo Phillips, David Groholski y Daniel Turner en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

El desarrollo de Deepsoil fue apoyado en parte a través del Programa de Centros de Investigación de Ingeniería de Terremotos de la Fundación Nacional de Ciencias bajo el número EEC-9701785, del Centro de Terremotos de Centroamérica.

Se recibió apoyo adicional de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

Deepsoil fue desarrollando en 1998. La motivación motriz del desarrollo de Deepsoil fue que el análisis de la respuesta del sitio sea fácilmente accesible para los estudiantes e ingenieros y para apoyar las actividades de investigación en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

En Deepsoil se mantiene que siempre es necesario realizar análisis de respuesta de campo lineal y no lineal equivalente. Por lo tanto, Deepsoil desde su creación ha incorporado ambas capacidades de análisis.

Como con cualquier desarrollo, Deepsoil se ha beneficiado de muchos desarrollos previos de otros investigadores, así como de estudiantes actuales y antiguos de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign.

La versión ejecutable de Deepsoil fue originalmente (alrededor de 1998-1999) desarrollada como un programa MATLAB.

Una interfaz de usuario visual se añadió poco después. Desde entonces, se han añadido numerosos desarrollos. Seguidamente se enumeran algunos hitos importantes:

Deepsoil v1.0: Primera versión de Deepsoil con una capacidad de análisis lineal equivalente y un nuevo modelo hiperbólico dependiente de la presión en el análisis no lineal:

- La capacidad lineal equivalente se basó en el trabajo pionero de Idriss y Seed (1968) y Seed e Idriss (1970) empleados en el programa ampliamente utilizado SHAKE (Schnabel, et al., 1972) y su versión más actual SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992).
- El nuevo modelo hiperbólico dependiente de la presión introducido por Park y Hashash (2001) se emplea en el análisis no lineal. Este modelo amplió el

modelo hiperbólico introducido por Matasovic (1992) y empleado en el código de respuesta del sitio no lineal D-MOD, que a su vez fue una modificación del modelo hiperbólico de Konder y Zelasko (1963). El modelo hiperbólico había sido empleado con los criterios de Masing anteriormente en el programa DESRA por Lee y Finn (1975, 1978). El modelo hiperbólico fue propuesto originalmente por Duncan y Chang (1970), con numerosas modificaciones en otros trabajos como Hardin y Drnevich (1972) y Finn et al. (1977).

Deepsoil v2.0-2.6:

- El amortiguamiento de Rayleigh completo y extendido se introduce en DEEPSOIL (Hashash y Park, 2002, Park y Hashash, 2004) con una interfaz de usuario. Esto se basó en parte en Clough y Penzein (1993) y los hallazgos de Hudson et al. (1994) como se implementó en el programa QUAD4-M.
- Los desarrollos y modificaciones adicionales que se realizan en DEEPSOIL se beneficiaron en gran medida del proyecto de línea de vida "Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures (PEER2G02)". <http://cee.ea.ucla.edu/faculty/jstewart/groundmotions/PEER2G02/index.htm>.

Deepsoil v3.0-3.7: También se realizan mejoras adicionales en la interfaz de usuario:

- Se agrega capacidad de generación de presión de agua de poro a Deepsoil incluyendo disipación.
- Los modelos actuales de presión de agua de poro empleados incluyen el mismo modelo introducido por Matasovic (1992), Matasovic y Vucetic [1993, 1995] y empleados en el programa D_MOD. El modelo actual de disipación utilizado en DEEPSOIL se deriva de consideraciones FDM.

Deepsoil v3.5: Se introduce un nuevo modelo constitutivo del suelo para permitir un ajuste significativamente mejorado tanto de la reducción del módulo objetivo como de las curvas de amortiguamiento (Phillips y Hashash, 2008).

Se implementa una nueva funcionalidad en la interfaz de usuario que permite al usuario generar automáticamente parámetros de modelo hiperbólico usando una variedad de métodos (Phillips y Hashash, 2008).

Deepsoil v6.1: Se agrega un nuevo modelo de generación de presión de agua de poro para las arenas, el Modelo GMP (Green et al., 2000), además de varias mejoras en la interfaz de usuario, así como la capacidad de exportar datos de salida a un archivo de Microsoft Excel.

4.2.7.1.3 Procedimiento del Código de Puentes y Autopistas de Japón.

El factor de seguridad contra la licuación (FL) se calcula, según las especificaciones de la Asociación de Carreteras de Japón, por medio de la siguiente ecuación:

$$F = \frac{R}{L}$$

(Ecuación 49)

En donde L es la carga cíclica aplicada por el sismo y R es la resistencia del suelo a la licuación, calculada como la suma de tres factores:

- Esfuerzo efectivo
- Tamaño del grano
- Contenido de finos

Entonces:

$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

(Ecuación 50)

donde,

R_1 = Contribución combinada de la densidad relativa (o la relación de vacíos) y el esfuerzo efectivo.

$$R_1 = \sqrt{\frac{N_{SPT(60CS)}}{\sigma_o' + 0,7}}$$

(Ecuación 51)

donde,

$N_{SPT(60CS)}$: Número golpes del ensayo SPT corregido, libre de finos.

σ_o' : esfuerzo vertical efectivo en kN/m².

R_2 = Contribución de la granulometría (D_{50}) e identifica el intervalo de valores D_{50} que es más crítico ($R_2 < 0$).

$$R_2 = \begin{cases} = 0,19 & \text{si } (0,02 \leq D_{50} < 0,05 \text{ mm}) \\ = 0,225 \log\left(\frac{0,35}{D_{50}}\right) & \text{si } (0,05 \leq D_{50} < 0,6 \text{ mm}) \\ = -0,05 & \text{si } (0,6 \leq D_{50} < 2 \text{ mm}) \end{cases}$$

(Ecuación 52)

R_3 = Contribución de contenidos de finos.

$$R_3 = \begin{cases} = 0,0 & \text{si } (0 \leq FC < 40\%) \\ = 0,04 FC - 0,16 & \text{si } (40\% \leq FC < 100\%) \end{cases}$$

(Ecuación 53)

En las ecuaciones anteriores D_{50} es el tamaño promedio de partículas por peso, en mm, y FC es el contenido de finos, en porcentaje. Las ecuaciones son aplicables a arenas sueltas y medias con densidades relativas menores al 60%.

La carga dinámica inducida por el sismo, L, así como $N_{SPT(60CS)}$ se calcula de manera similar al procedimiento de Seed e Idriss, con base en la (Ecuación 47).

4.2.7.1.4 Método de Tokimatsu y Yoshimi.

Este método cuantifica el esfuerzo cíclico inducido por el sismo (CSR) a través de la expresión:

$$CSR = 0,1 (M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d$$

(Ecuación 54)

donde,

CSR = esfuerzo cíclico inducido.

M = Magnitud del sismo.

a_{max} = aceleración máxima en la superficie.

g = aceleración de la gravedad.

σ_o = esfuerzo total vertical.

σ'_o = esfuerzo efectivo vertical.

r_d = factor de reducción = $1 - 0,015 z$, z en metros.

4.2.7.1.5 Modelos de generación de presión de poro.

Para el análisis del potencial de licuación se recurre al método simplificado de Seed e Idriss (1971), modificado por Youd *et al.*, 2001, el cual evalúa la potencial licuación con base en el enfoque de esfuerzos cíclicos, comparando la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) contra la relación de resistencia cíclica (CRR).

El deslizamiento por flujo es calculado a partir de un análisis de equilibrio límite, usando la resistencia post-licuación en zonas donde se predijo ésta, mientras que los desplazamientos generalmente son evaluados a partir de métodos empíricos basados en parámetros de ensayos de campo que toman en cuenta la geometría y condiciones del terreno (e.g. Youd *et al.*, 2001, Shamoto *et al.*, 1998 y Hamada *et al.* 1986 y Zhang *et al.* 2002). Sin embargo, estos análisis tienen la desventaja de ser tratados secuencialmente, cuando en realidad estos interactúan localmente en varias zonas, afectando el comportamiento general de la masa de suelo. Por otro lado, los análisis para la predicción de desplazamientos laterales moderados (~0.1 – 2.5 m) presentan inconsistencias con relación a los observados en sitio.

Por lo tanto, debido a las desventajas que presentan dichos análisis, se desarrollaron métodos numéricos, los cuales incluyen el incremento de la presión de poro durante el evento dinámico. Como resultado de varias investigaciones se desarrollaron formulaciones en términos de esfuerzos efectivos, las cuales consideran la generación de exceso de presión de poro a partir de la deformación volumétrica inducida por la excitación dinámica por ejemplo el de Finn et al., 1975, y Byrne, 1991.

Los valores de velocidad de onda de corte (V_s) y módulo de rigidez al corte a bajas deformaciones ($G_{m\acute{a}x}$) se deben estimar por medio de correlaciones empíricas basadas en mediciones directas de ensayos in situ en función de la resistencia por punta del cono (q_c), ya sea a partir de G_{max} o V_s , las cuales se relacionan por la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = V_s^2 \rho_{tot}$$

(Ecuación 55)

donde, ρ_{tot} es la densidad del material.

Se debe desarrollar un modelo numérico bidimensional integrado a partir de los parámetros de cada sondeo, para el cual se debe tomar en cuenta las condiciones topográficas del terreno y el comportamiento de los materiales licuables.

Además, se requieren modelos representados por capas horizontales correspondientes a cada sondeo, con el fin de comparar los resultados de éstos y el modelo integrado. Para la simulación del evento dinámico se puede emplear el programa de diferencias finitas FLAC 2D, con el cual se puede llevar a cabo un análisis acoplado en esfuerzos efectivos empleando los modelos de generación de presión de poro de Finn et al., (1975) y Byrne (1991) El programa incorpora dichos modelos para simular el proceso de licuación, calculando el incremento de presión

de poro ante cargas cíclicas, aunque de manera indirecta, ya que emplea un análisis dinámico y de flujo de agua acoplado para su modelación.

Los modelos de Finn et al., (1975) y Byrne (1991) consisten en un modelo constitutivo elástico/plástico Mohr Coulomb, acoplado a un esquema empírico de generación de presión de poro.

Una vez determinado el análisis de respuesta de sitio con el programa SHAKE 91, por ejemplo, se debe realizar modelos bidimensionales en FLAC que representaran las columnas de suelo analizadas con SHAKE 91, asignándole a los elementos las propiedades dinámicas equivalentes correspondientes al nivel de deformación inducido en cada estrato.

En resultado obtenido se puede presentar en forma de una gráfica de esfuerzos efectivos y presión de poro contra el tiempo dinámico en la zona, en la cual se podría observar que la licuación ha comienza a partir de cierta cantidad de segundos de iniciado el sismo, en donde se aprecia el incremento de presión de poro, ligado al decremento de los esfuerzos efectivos y la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante.

4.2.7.1.6 Ensayo triaxial cíclico para suelos granulares.

En este método, el potencial de licuación se evalúa por comparación de la resistencia a la licuación de un suelo (τ_r) con el esfuerzo cortante cíclico (τ_e) generado durante un sismo, a partir del procedimiento propuesto por Seed et al. (1971).

El esfuerzo cortante inducido por el sismo se representa por un valor promedio que equivale al 65% del esfuerzo cortante máximo en cada estrato.

La evaluación del potencial de licuación a partir de ensayos triaxiales cíclicos consiste básicamente en lo siguiente:

- a. Cálculo de la relación del esfuerzo cíclico inducido por el sismo dentro de cada capa de suelo a partir de un análisis de respuesta sísmica (CSR).

- b. Realizar ensayos triaxiales cíclicos de licuación en muestras representativas y determinar la resistencia a la licuación, es decir la curva de resistencia cíclica (CRR).
- c. Corregir la resistencia a la licuación y los esfuerzos de corte obtenidos de a y b, para convertirlos en equivalentes in situ dentro en cada estrato durante el sismo.
- d. Realizar la evaluación por comparación entre la resistencia a la licuación cíclica (CRR) y los esfuerzos cortantes in situ (CSR)

Las siguientes son las correcciones que se aplican a la resistencia cíclica del suelo:

- Correcciones por condición de esfuerzos in situ. El ensayo triaxial cíclico es realizado en condiciones de esfuerzos isotrópicos. Sin embargo, el suelo está consolidado en la condición de K_0 . Cuando se multiplicado por $(1 + 2 K_0)/3$ al valor de CRR, la resistencia a la licuación corresponde a las condiciones de esfuerzo in situ en el perfil de suelo.
- Correcciones por movimiento del sismo multidireccional. El ensayo triaxial es aplicado en una sola dirección; sin embargo, el movimiento del sismo cambia constantemente la dirección del corte, por lo que la resistencia es reducida por cortante multidireccional. El factor de reducción es aproximadamente de 0.90, según los estudios de laboratorio.
- Correcciones por irregularidades en la forma de la onda. En el análisis dinámico de los esfuerzos de corte generados en el suelo, se observa la forma irregular del movimiento sísmico. Aplicar un esfuerzo cortante similar al que induce un sismo en cada estrato de suelo es difícil y complicado en la actualidad en los ensayos cíclicos.

Los resultados de ensayos de corte por torsión por Ishihara indican que la forma de la onda no tiene mucha influencia sobre la presión de poros de generada si el esfuerzo de corte dinámico es el mismo. Para uso práctico la forma de la onda del esfuerzo cortante puede ser clasificada, para la evaluación del potencial de licuación, como del tipo de impacto o vibración.

Entonces el factor de corrección C_k , depende del tipo de onda como se ha mencionado. $C_k=0.55$ para un movimiento tipo impacto y $C_k=0.70$ para un movimiento tipo vibración.

El ensayo triaxial fue desarrollado por Seed y Lee (1966) para estudiar los factores que controlan la licuación de arenas saturadas. Debido a su relativa simplicidad y a la gran disponibilidad del equipamiento necesario, es todavía el procedimiento de ensayo en laboratorio más comúnmente usado.

En este ensayo una muestra cilíndrica y saturada de suelo es consolidada bajo un cierto esfuerzo efectivo. Se previene todo drenaje y luego la muestra es sometida a ciclos de cambio de esfuerzo axial.

Mediante la aplicación de un esfuerzo desviador cíclico para representar el comportamiento de campo de depósitos de suelos, se pueden realizar los siguientes ensayos en el equipo triaxial cíclico:

- Ensayo de licuación de arenas, para evaluar la resistencia a la carga cíclica de especímenes de arenas saturadas.
- Ensayo de deformación dinámica para evaluar el módulo de Young y factor de amortiguamiento de los suelos.
- Ensayo para la determinación del módulo resiliente de suelos con fines de diseño de pavimentos.

El equipo triaxial cíclico, permite preparar especímenes, confinarlos, saturarlos, consolidarlos y aplicarles una carga cíclica que induce esfuerzos de corte cíclicos en planos de compresión triaxial. La respuesta cíclica del suelo es determinada de modo de evaluar las propiedades dinámicas requeridas.

Todo el sistema de carga es neumático, es decir, accionado por aire presurizado, accionado por un motor eléctrico. Este aire presurizado es a su vez controlado por válvulas reguladoras.

El sistema de medición y adquisición de datos es electrónico, siendo posible monitorear el desarrollo del ensayo tanto en forma analógica como digital, ya sea en forma de gráficos continuos o en la computadora. El equipo se complementa con

una microcomputadora en la cual se dispone de todo el software para el procesamiento de la información obtenida en el ensayo.

Eventualmente el equipo puede ser usado para llevar a cabo ensayos triaxiales convencionales. Además, se pueden realizar ensayos con consolidación anisotrópica, debido a la independencia entre el sistema de aplicación de la presión de confinamiento horizontal y vertical.

El procedimiento para la preparación del espécimen, aplicación de la presión de confinamiento, saturación y consolidación, es similar al ensayo triaxial convencional. Para especímenes de arcilla y suelos con cohesión aparente, la preparación consiste en el tallado de la muestra. Para suelos arenosos el espécimen es remoldeado a un peso específico dado o a una cierta densidad relativa.

Para la aplicación de la carga cíclica se elige un determinado esfuerzo desviador cíclico, dependiendo del tipo de ensayo que se va a realizar, debido a que el ensayo es a carga controlada. Durante la aplicación de dicho esfuerzo desviador cíclico las válvulas pueden permanecer ya sea abierta o cerradas, lo cual dependerá de las condiciones establecidas para la ejecución del ensayo, es decir, drenadas o no drenadas. Los siguientes transductores permiten medir el desarrollo del ensayo. (Parra, 2011)

- Fuerza axial externa
- Fuerza axial interna
- Presión de poros
- Deformación axial

4.2.7.1.7 Ensayo de columna resonante

Uno de los ensayos de laboratorio más conocidos en la actualidad encargado de evaluar las propiedades dinámicas de los suelos es el ensayo de columna resonante; la determinación del módulo de Young, del módulo de corte y sus respectivas relaciones de amortiguamiento pueden ser determinadas según el

esquema de aplicación de cargas que haya sido establecido, ya sea aplicación de fuerza axial o torque.

El ensayo consiste en el sometimiento de una probeta de suelo a una excitación torsional de tipo sinusoidal a frecuencia de resonancia. (Camacho - Tauta, 2008). Este método está normalizado bajo la designación D4015-92 (2000) Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant.

El ensayo de columna resonante como herramienta base de estudio y posterior análisis de las propiedades dinámicas del suelo requiere para su implementación y ejecución de una serie de factores característicos.

La selección de información relevante y su posterior interpretación en cuanto a programas de diseño que relacionan la interfaz humana con el sistema de operación, contribuyen al desarrollo de cualquier proyecto, un ejemplo claro es el programa LabView, con el cual se elabora el programa que calcula e indica los resultados para su continuo análisis.

Para el desarrollo del análisis de potencial de licuación, específicamente el registro de mediciones, se debe hacer uso de software para diseño de sistemas, el cual podría ser el denominado LabVIEW, tal y como se indicó anteriormente. Mediante esta herramienta de trabajo se crean dos programas: uno enfocado hacia la parte dinámica y otro dirigido hacia la parte estática.

Cada uno de los programas está compuesto por dos paneles, uno frontal y un segundo conocido como diagrama de bloques. Column Method de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM por sus iniciales en inglés). Con el equipo de columna resonante es posible desarrollar diferentes métodos de ensayo una vez se haya modificado y establecido las nuevas características de excitación a las cuales será sometida la muestra de suelo, esto con el fin de analizar las propiedades dinámicas a diferentes frecuencias de resonancia. (Camacho-Tauta, 2011).

4.2.7.1.7.1 Equipo de columna resonante

Como se ha mencionado anteriormente, el equipo de columna resonante trabaja bajo dos condiciones especiales, aplicación de fuerza axial o inducción de torque, esto, según el tipo de propiedades dinámicas de interés a analizar. La Figura 101 presenta un esquema gráfico del sistema que conforma el equipo mencionado.

Para determinar el módulo de Young y su relación de amortiguamiento asociada es necesario que el sistema actúe bajo carga axial, de otro modo, el módulo de cortante y su respectiva relación de amortiguamiento se obtienen cuando el sistema le genera torque al espécimen de estudio.

En 1937 (Woods, 1978) atribuye la primera aplicación del método a los ingenieros japoneses Ishimoto e Ida. (Camacho-Tauta, 2011). Veinte años después resurge la técnica en manos de (Shannon, 1959); año desde el cual se ha venido generando grandes mejoras a los procesos desarrollados desde tiempos atrás y que actualmente continúan haciéndolo.

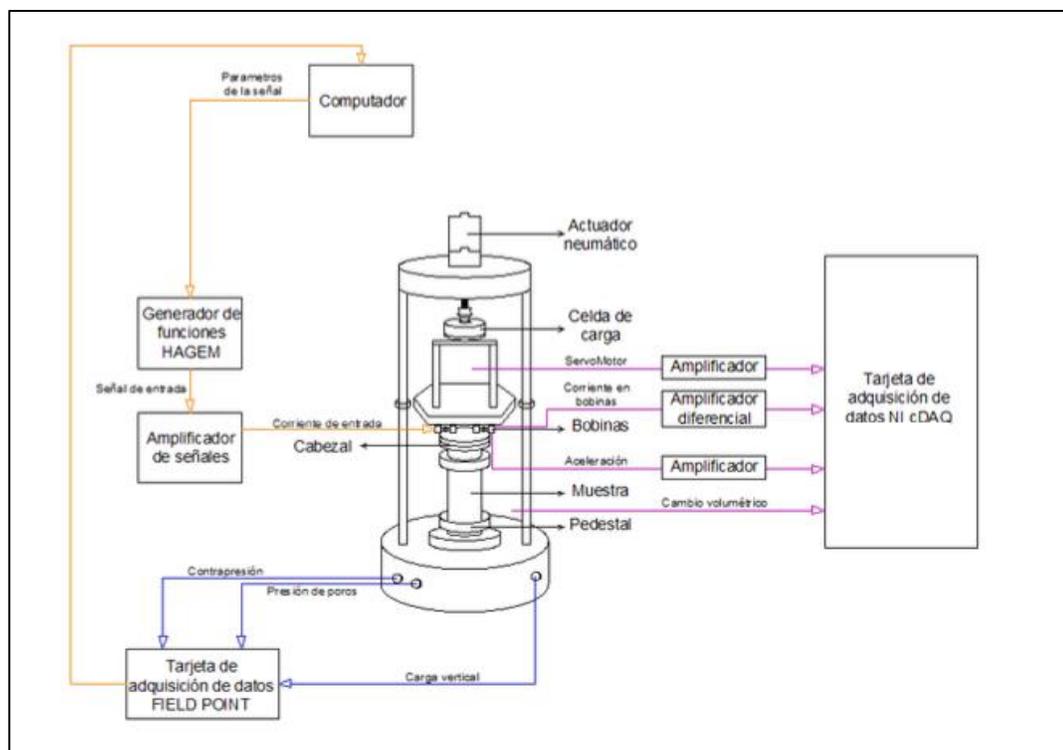


Figura 101. Equipo para ensayo de columna resonante.

4.2.7.2 Correcciones del factor de seguridad.

Los factores de corrección que intervienen en la ecuación del factor de seguridad son: el factor de escala de la magnitud del sismo (MSF), factor por esfuerzos de confinamiento y esfuerzos cortantes estáticos ($K\sigma$), factor por pendiente del terreno ($K\alpha$) y por edad geológica del depósito.

Considerando los factores de corrección anteriores, la ecuación del FS_{lic} se expresa de la siguiente forma:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7,5})}{(CSR)} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$

(Ecuación 56)

4.2.7.2.1 Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF).

Debido a que las curvas de relación de resistencia cíclica CRR fueron realizadas para magnitudes de $M_w = 7.5$, es necesario ajustarlas para diferentes valores.

Varios autores han propuesto diferentes factores de escala; sin embargo, en este trabajo se presentan las expresiones sugeridas por Seed e Idriss (1982) y Andrus y Stokoe (1997) para el cálculo del MSF .

Seed e Idriss (1982):

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}}$$

(Ecuación 57)

Andrus y Stokoe (1997):

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7,5}\right)^{-2,56}$$

(Ecuación 58)

4.2.7.2.2 Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento y esfuerzos cortantes estáticos (K_σ)

El K_σ fue incluido a partir de datos de ensayos de cargas cíclicas en el laboratorio que indicaban que la resistencia a la licuación aumenta con el incremento del esfuerzo de confinamiento, este rango de incremento es no lineal.

Para precisar la no linealidad entre el CRR y el esfuerzo efectivo de confinamiento, Seed (1983) introdujo el parámetro K_σ para extrapolar el procedimiento simplificado a capas de suelo con esfuerzos mayores de 100 kPa. Hynes y Olsen (1999) determinaron la siguiente ecuación para el cálculo de este factor.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{(f-1)}$$

(Ecuación 59)

Donde σ'_v , es el esfuerzo vertical efectivo; P_a , es la presión atmosférica y f , es un exponente que está en función de las condiciones del sitio, el cual considera la densidad relativa, la historia de esfuerzos del suelo y la edad geológica.

4.2.7.2.3 Factor de corrección por pendiente del terreno (K_α)

La resistencia a la licuación de suelos dilatantes (materiales granulares moderadamente densos a densos sometido a un esfuerzo de confinamiento bajo) se incrementa con el aumento de los esfuerzos cortantes estáticos.

Por el contrario, la resistencia a la licuación de suelos contractivos (suelos sueltos y suelos moderadamente densos bajo esfuerzos de confinamiento altos) decrece con el incremento de los esfuerzos cortantes estáticos.

Para obtener los valores de este factor de corrección (K_α), Seed (1983) normalizó el esfuerzo cortante estático (τ_{est}) con respecto al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y lo expresó como un parámetro de fluencia (α).

$$\alpha = \frac{\tau_{est}}{\sigma'_v}$$

(Ecuación 60)

4.2.8 Alternativas de cimentación en suelos potencialmente licuables.

Tal y como se expuso anteriormente, la licuefacción es más probable que ocurra en suelos fino-granulares con alto grado de saturación y a su vez una baja permeabilidad, estos suelos en general se encuentran en los lechos de ríos, playas, dunas y suelos transportados.

Existen dos tipos de cimentaciones que se pueden ubicar sobre un sustrato licuable bajo ciertos correctivos geotécnicos, el primero corresponde a pilotes que pueden ser indispensables en estructuras esbeltas de gran altura, pero de un área baja de implantación, estos pilotes sobre suelos licuables pueden mantener la operatividad después de un terremoto.

La otra opción aplica para estructuras de baja altura, pero de gran área, en este caso sirven la losa de cimentación o zapatas en dos direcciones con vigas de amarre muy resistente.

Para ambos casos de cimentación se recomienda mejoras geotécnicas tales como: Construcción de drenes para disipación de presión de agua, rigidización del suelo con suelo cemento y un adecuado proceso de densificación y compactación del sustrato sobre el que se va a apoyar la cimentación.

4.2.8.1 Cimentación profunda con pilotes preexcavados.

Una cimentación profunda es un elemento que transmite la carga de la superestructura hacia estratos profundos. Esta transferencia de carga puede realizarse por fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea, en cuyo caso se cataloga al pilote como de fricción o flotante, o la carga puede transmitirse directamente a la punta, en cuyo caso se habla de un pilote de punta.

Normalmente la carga es transferida por medio de una combinación de los efectos de fricción y de punta, aunque la mayoría de las veces trabaja básicamente la fricción. Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones, cuando son profundas.

Su uso a menudo es necesario para garantizar la seguridad estructural. Existen varias condiciones que requieren cimentaciones con pilotes.

- Cuando los estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.
- Cuando están sometidos a fuerzas horizontales.
- Las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando existe la presencia de suelos expansivos.
- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos bajo el nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento.
- Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre pilotes para evitar la pérdida de capacidad de carga por erosión (socavación).

4.2.8.1.1 Capacidad de carga axial última de los pilotes.

La capacidad de carga axial última de los pilotes es el valor menor de la capacidad estructural del pilote o la capacidad soportante del suelo. En la gran mayoría de los casos, la capacidad soportante del suelo controlará el diseño.

La capacidad de carga última de un pilote (Q_{ULT}), es la suma de la fricción generada entre el fuste y el suelo que le rodea ($Q_{FRICCION}$) y la carga resistida en la base o punta (Q_{PUNTA}), lo cual se puede resumir como:

$$Q_{ULT} = Q_{FRICCION} + Q_{PUNTA}$$

(Ecuación 61)

La capacidad de carga admisible sería igual a la carga de trabajo. La misma se obtiene al dividir la capacidad de carga última por un factor de seguridad:

$$Q_{ADM} = Q_{ULT}/FS$$

(Ecuación 62)

El componente por fricción puede ser expresado bajo la forma de:

$$Q_{fricción} = \sum f_s * P * \Delta l_i = \sum_{i=0}^{LL} k * \sigma_{0i} * \tan \delta * P * \Delta l_i$$

(Ecuación 63)

donde,

k = coeficiente de empuje lateral que actúa sobre el fuste.

σ_{0i} = esfuerzo efectivo promedio en el tramo Δl_i (kPa).

δ = ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo (grados) (ver tabla 3).

P = perímetro (m).

Δl_i = longitud del tramo analizado (m).

f_s = fricción entre el suelo y el pilote (kPa).

donde,

$$k = 1 - \text{sen } \phi'$$

(Ecuación 64)

Tabla 16. Valores de ángulo de fricción entre el material del pilote y el suelo según CCCR.

Material	δ
Madera.	0,8 ϕ a 0,9 ϕ
Concreto rugoso, colado en sitio.	1,8 ϕ
Concreto liso, prefabricado.	0,8 ϕ a 1,0 ϕ
Acero liso.	0,5 ϕ a 0,7 ϕ
Acero corrugado.	0,7 ϕ a 0,9 ϕ

Fuente: CCCR.

El componente de la resistencia en la base se puede expresar como:

$$Q_{punta} = q_b A_b = (\sigma' N_q^*) A_b \leq q_{lim} A_b$$

(Ecuación 65)

donde,

σ' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la base del pilote (kPa).

N_q^* = factor de capacidad de carga para una cimentación profunda (Figura 5.1. CCCR).

A_b = Area seccional del pilote en la base (m²).

q_b = Capacidad de soporte del suelo a nivel de la punta (kPa).

$q_{lim} = 50N_q^* \tan\phi$ (kPa)

Para el uso de los factores de la figura anterior se debe garantizar que el pilote queda empotrado dentro de la capa de apoyo una distancia D definida por:

$$D = 4 B \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

(Ecuación 66)

Donde

B = ancho o diámetro del pilote (m).

ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo (°).

4.2.8.2 Cimentación con losa flotante.

Las losas flotantes son aquellas cimentaciones superficiales que se disponen en plataforma, la cual tiene por objeto transmitir las cargas del edificio al terreno distribuyendo los esfuerzos uniformemente.

Cuando es necesario construir estructuras muy sensibles a asentamientos en terrenos pobres puede recurrirse a fundaciones de losa flotante. La fundación debe hacerse de dimensiones tales que el peso del volumen de tierra removida sea similar a la carga producto del peso de la estructura. En esta forma las condiciones de carga en la superficie del terreno de fundación no han sido teóricamente modificadas por la construcción, de modo que será razonable suponer que los asentamientos serán bajos o nulos.

Además, las losas flotantes se pueden utilizar para diferentes aplicaciones, pero uno de sus usos más importantes son los cimientos de terrenos sensibles, ya

que se recurre a la losa flotante debido a su sistema de estructuración que se caracteriza por ser altamente resistente, duraderos y sobretodo apto para distintos soportes.

La losa flotante no se recomienda en suelos con niveles freáticos someros, debido a que puede causar problemas a las construcciones vecinas en vista de que durante la excavación se debe mantener un constante bombeo del agua que emerge en el cual pueden suceder serios problemas de asentamientos, luego tanto el suelo como las paredes de la excavación deben ser impermeabilizados. Es por ello que el uso de losas flotantes solo se recomienda en suelos secos o con un nivel freático bastante profundo.

Estas cimentaciones se construyen en concreto armado preparado para reducir los posibles asentamientos. Esta estructura responde en forma óptima en suelos con estratos sensiblemente homogéneos y cuando el edificio reparte los esfuerzos sobre la losa con una retícula que guarda simetría geométrica. También se opta por ella cuando se quiere construir un sótano en seco en una obra asentada sobre una capa freática.

Esta alternativa se da a través de la disposición en plataforma o tablero de cimentación que transmite las cargas del edificio al terreno mediante una superficie igual o superior a la de la obra.

El cálculo de una losa flotante se basa en una propiedad llamada flotación en la cual se toma en cuenta el volumen de excavación en la cual se construirá, por lo cual el peso de la losa flotante con el peso de la superestructura no debe exceder el peso del volumen de tierra que se retiró.

En el cálculo de una losa flotante la cantidad de acero dependen del diseño y la exigencia del propósito para el cual será construida, cabe destacar que es recomendable que la resistencia de este sea de $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Es importante considerar que, con el empleo de las losas flotantes, se puede lograr que se reduzcan los tiempos de obra, una gran rapidez en la colocación de los complementos y sobretodo un ahorro en cuanto a gastos en mano de obra.

4.2.9 Métodos para mejoramiento del suelo del sitio.

Se conoce como mejoramiento de suelos a todo proceso en donde se logra un rompimiento y cambio de la estructura del suelo y el acomodo de las partículas de modo que se mejoren sus propiedades físicas o ingenieriles hasta obtener un suelo firme, estable y capaz de soportar cargas y condiciones de uso.

4.2.9.1 Compactación dinámica.

Consiste básicamente en dejar caer una masa repetidamente desde una altura previamente determinada. Sus parámetros esenciales son: número de impactos, tiempo entre ellos y energía. Estos son determinados según el espesor del suelo que se necesita compactar, su naturaleza y permeabilidad.

El sistema, tiene como fin, mejorar la densidad del suelo y así lograr un incremento de la resistencia al corte del material granular, de la capacidad portante y del drenaje.

La compactación dinámica de suelos densifica los suelos granulares, con un notorio incremento de su peso volumétrico. El impacto produce acercamiento de los granos de suelos, mejores acomodados y aumento de los esfuerzos horizontales. Para realizar este método de compactación, se debe efectuar un proyecto detallado donde se clarifiquen los siguientes puntos:

- 1) Evaluación preliminar.
- 2) Selección de la altura de caída y peso de la masa que proporcione la profundidad de mejoramiento requerida.
- 3) Determinación la energía a aplicar.
- 4) Preparación del área de trabajo.
- 5) Cálculo del espacio de las cuadrículas.
- 6) Establecimiento del número de fases.
- 7) Estabilización de la capa superficial al final del tratamiento.

La masa que es dejada caer durante la ejecución de la compactación dinámica puede causar daños en estructuras colindantes.

Pueden ocurrir algunos desplazamientos laterales en el suelo por el impacto de la masa; desafortunadamente no se han establecido o desarrollado procedimientos para predecir su magnitud.

Cuando hay nivel freático a menos de 2 metros de profundidad, los cráteres originados por los impactos (0,6 a 1,2 m), pueden provocar acumulación de agua superficial y generar problemas en la ejecución del método, debido a que el nivel freático asciende. Para esto, se debe abatir el nivel freático utilizando drenes o zanjas o algún otro método adecuado.

El calcular un posible asentamiento generado por la compactación dinámica ayuda a justificar la ejecución del método. Es por ello que, durante el desarrollo de la mejora, se realiza una predicción del asentamiento y se compara con el tolerable.

A través de ensayos se generó una Tabla 17 que muestra el máximo mejoramiento del suelo. La Tabla 17 está en términos de SPT, CPT y PMT.

La profundidad de mejoramiento depende de la energía aplicada y con ello de las masas a utilizar junto con la altura de caída. Utilizar masas de 18 a 23 T de peso y lanzamientos entre 23 a 30 m, lograrán una profundidad de mejora máxima de 9 a 12 m.

Para calcular la profundidad de mejora, se utiliza la siguiente expresión dada por Menard, que relaciona los dos parámetros que se buscan:

$$D = n \sqrt{h M}$$

(Ecuación 67)

Donde,

h : Altura caída (m).

M : Masa de impacto (t).

D : Espesor a compactar (m).

n : Factor de modificación.

Tabla 17. Máximo límite de valores SPT, CPT, PMT luego de Compactación Dinámica.

Valor máximo en el ensayo			
Tipo de suelo	Resistencia a la penetración estándar (golpes/300mm)	Resistencia de punta en cono estático (MPa)	Límite de presión en el presiómetro
Suelo permeable de grano:			
Arenas y gravas	40-50	19-29	1,9-2,4
Suelos semipermeables			
Limos arenosos, limos	34-45	13-17	1,4-1,9
Y limos arcillosos	25-35	10-13	1,0-1,4
Depósitos saturados impermeables			
Relleno de arcilla	30-40	N/A	1,4-1,9
Desperdicios de minas	20-40	N/A	0,5-1,0

Fuente: El autor.

Durante la etapa de diseño, se desconoce el valor de la constante n . La variabilidad de este coeficiente es atribuido a factores como (según Lukas, 1995):

- Eficiencia del mecanismo de caída proporcionado por la grúa.
- Cantidad total de energía aplicada.
- Tipo de suelo al cual se está mejorando su compacidad.
- Presencia de capas que absorben energía.
- Presencia de una capa densa por sobre o bajo el depósito que se está densificando.
- Presión de contacto de la masa.

A través de ensayos, se ha generado una agrupación de datos, donde se puede obtener un valor de n que fluctúa generalmente entre 0,35 – 0,6. La Tabla 18 entrega el detalle de los valores de n , para distintos tipos de suelos y grado de saturación.

Tabla 18. Valores de n recomendados para distintos tipos de suelos.

Tipo de suelo	Grado de saturación	Valor de n recomendado
Depósitos de suelos permeables – suelos granulares	Alto	0,5
	Bajo	0,5 – 0,6
Depósitos de suelos semipermeables principalmente limos con índice plástico < 8	Alto	0,35 – 0,4
	Bajo	0,4 – 0,5
Depósitos impermeables	Alto	No recomendable
Mayoritariamente arcillas con índice de plasticidad >8	Bajo	0,35 – 0,4 Los suelos deben tener un contenido menor al límite plástico.

Fuente: El autor.

Para la realización del método, la elección de la maquinaria constituye un punto importante ya que depende de esta el éxito en cuanto a resultados del proyecto.

El equipo se selecciona dependiendo de la estratigrafía y propiedades del subsuelo, profundidad requerida de mejoramiento y las especificaciones. Por ejemplo, una masa pequeña que requiera de una baja altura requerirá una grúa de menor tamaño; para masas de mayor envergadura se requerirá de grúas con mayor altura y capacidad de carga.

Es necesario realizar ensayos como SPT, CPM o PMT para verificar el mejoramiento de la calidad del suelo. La figura 12 muestra como el impacto de la masa incide sobre el subsuelo. Si este no fuese el previsto, el método se debe repetir hasta conseguir la compactación esperada. También se puede compactar la zona de los cráteres con maquinaria o equipos de menor tamaño.

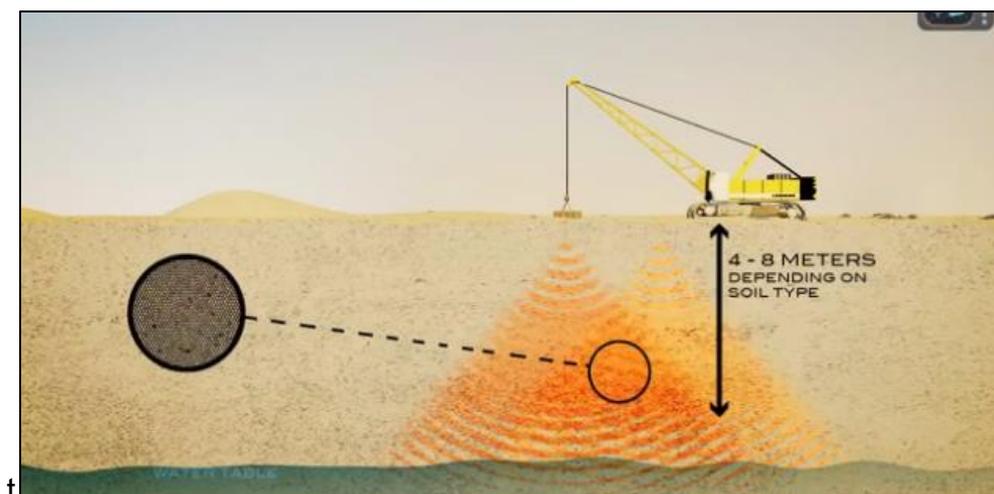


Figura 102. Densificación durante el proceso de impactos.

Unas de las ventajas del sistema, es que la mejora de la calidad del suelo es significativa incluso a profundidades altas, a una gran velocidad de ejecución (>10.000 m² al mes), y genera una buena adaptación a grandes superficies de tratamiento, lo que significa una solución económica cuando se compara con otras soluciones alternativas como la excavación y sustitución del suelo, la precarga, las inyecciones y otras técnicas de mejora de suelos.

En cuanto a la aplicación del método, este aporta un incremento progresivo de la resistencia al corte del terreno y un incremento de la capacidad portante, utilizándose principalmente en suelos granulares, saturados o no, pero también este sistema ofrece buenos resultados en rellenos artificiales heterogéneos, que difícilmente se pueden mejorar con otros procedimientos ya que para poder cimentar sin problemas posteriores en dicho terreno, lo más conveniente es extraer y eliminar los rellenos, cuando ello no es factible es preferente efectuar compactación dinámica, ya que gracias a la alta energía de impacto alcanzada se logra la estabilidad y capacidad portante adecuada para efectos de la estructura.

Además, cabe mencionar que la velocidad de disipación de la presión intersticial cuando es sometida a un impacto es mucho más rápida que cuando el suelo se somete a cargas de tipo estáticas

La principal desventaja del método de compactación dinámica es que presenta inconvenientes en cuanto al espesor de terreno a tratar, especialmente en presencia de niveles freáticos elevados, ya que es más eficiente en suelos permeables, con nivel freático a profundidades mayores de 2 metros con respecto a la superficie del terreno, sin capas duras o blandas que puedan afectar la profundidad de mejoramiento establecido.

A la vez este tratamiento tiene limitantes cuando los sitios a mejorar se encuentran en zonas urbanas, debido a las vibraciones que se producen, al ruido y a la posible voladura de materiales que pueden dañar construcciones o servicios cercanos. El tamaño de las grúas puede ocasionar problemas al momento de dejar caer el peso de la masa, debido al efecto de latigazo que se produce en la pluma. Otra desventaja del sistema es que solo en algunos proyectos se justifica el uso de grúas de grandes dimensiones, por lo que la profundidad del tratamiento es una limitación para el equipo requerido.

Este tipo de tratamiento es altamente dependiente de las características del suelo y de la energía empleada, propiedades que son variadas en cada tipo de terreno, es por ello por lo que no se puede establecer indicaciones aplicables a todo el mundo.

Además, por tratarse de un método esencialmente empírico, es difícil de asegurar a priori el tiempo de tratamiento, ya que se debe hacer un exhaustivo estudio del subsuelo para definir si es preciso utilizar el método y así luego proceder con aproximaciones sucesivas hasta la consecución del objetivo geotécnico marcado. Incluso es recomendable realizar canchas de ensayos previas a la utilización masiva del método básicamente para la calibración de los parámetros relevantes y la instrumentación que se desee implementar.

Al realizarse este método en suelos impermeables saturados existe la probabilidad de llegar a la falla llegando al mínimo punto de resistencia, asociado al proceso de licuefacción bajo cargas repetitivas ya que el suelo está completamente desarticulado.

El agua absorbida (agua sólida) la cual rigidiza la estructura granular, es transformada parcialmente en agua libre (agua líquida), debilitando dicha estructura.

4.2.9.2 Inyección.

Técnica de mejoramiento de suelos que consiste en la inyección de un material fluido al suelo a presión, generando un cambio en la estructura del suelo.

En función de la respuesta del suelo al aplicarle la inyección, se encuentran los siguientes tipos:

- Inyecciones de impregnación o difusión
- Inyecciones de compactación
- Inyecciones de fracturación

Las inyecciones de impregnación consisten en instalar una tubería en el terreno para luego inyectar la mezcla cementante a través del tubo al suelo por medio de un bombeo exterior, sin generar rotura del terreno.

La mezcla no genera incrementos en el volumen del suelo existente, sino que ocupa los huecos. La técnica es aplicable a suelos con porcentaje de finos menor a 25.

Las inyecciones de compactación consisten en la introducción de la mezcla bajo presión, desplazando el suelo producto de la sobrepresión, sin penetrar los

huecos y generando una densificación del terreno. La técnica es aplicable a todo tipo de terreno.

Las inyecciones de fracturación consisten en aprovechar el efecto de la fracturación hidráulica, generada por la inyección a alta presión que rompe el terreno para rellenar con mezcla las fisuras y huecos del suelo, para lograr un terreno armado, impermeabilizado y consolidado producto de los desplazamientos del suelo. La técnica es aplicable a suelos finos y rocas muy blandas.

4.2.9.2.1 Ventajas.

- Mejora resistencia del suelo
- Disminuye permeabilidad del suelo.
- Relleno de huecos.

4.2.9.3 Vibro-Flotación: Columnas de grava.

Técnica de mejoramiento de suelos que consiste en incorporar material granular grueso al terreno por medio de vibración, desplazando el material existente para sustituirlo por grava compactada.

En función del proceso constructivo existen dos tipos: vía húmeda o vibrosustentación (con chorro de agua a presión) o vía seca o vibrodesplazamiento (con aire a presión).

La técnica es aplicable a suelos cohesivos (arcillas y limos), granulares (con contenido de finos superior a 10%) o mixtos.

4.2.9.3.1 Ventajas

- Aumenta capacidad de soporte del suelo.
- Reduce asentamientos, ya que acelera proceso de consolidación y además aumenta rigidez del suelo.
- Profundidad de mejoramiento es independiente de calidad del terreno existente.
- Homogeniza propiedades geotécnicas del suelo de fundación.
- Control de riesgo licuación sísmica en arenas saturadas.

La Figura 103 muestra el proceso constructivo de las columnas de grava.

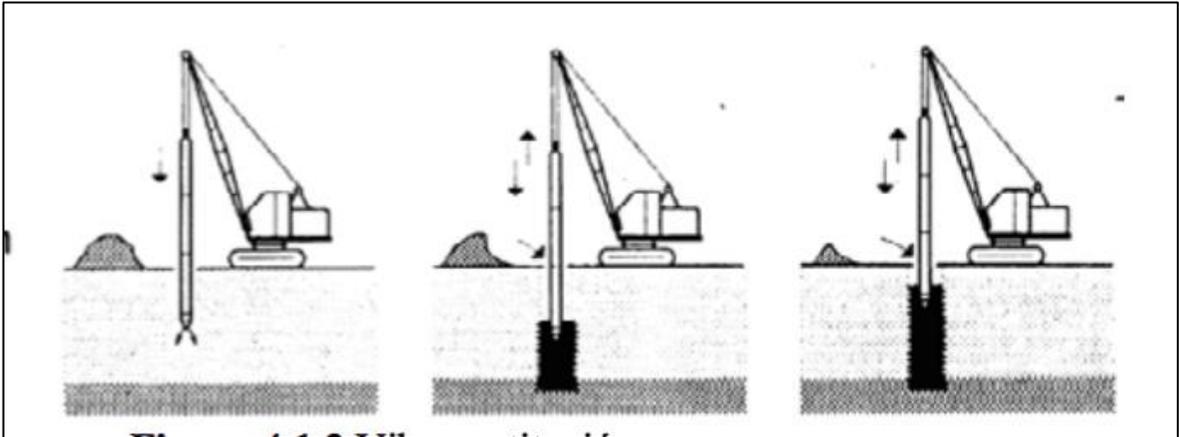


Figura 103. Proceso constructivo de las columnas de grava.

Después de penetrar y llegar a la profundidad requerida se retira el vibroflotador y se rellena el pozo con material granular grueso a medida que se compacta capa por capa formando así una columna de piedra y a la vez empujando lateralmente la piedra dentro del suelo colindante.

La columna de piedra y el suelo in-situ forman un sistema integrado de baja compresibilidad y alta resistencia al corte.

El exceso de presión de poros se disipa fácilmente por las columnas de piedra que actúan al mismo tiempo como drenes verticales.

Los puntos de perforación son arreglados para acomodar distintas combinaciones de carga y fundaciones. En general la separación está entre 1,5 y 3,0 m.

La carga de diseño para cada columna depende de su diámetro y el soporte lateral del suelo in-situ.

En la práctica, comúnmente, se le asigna una carga útil de 10 a 30 Ton por cada columna y en general se puede utilizar una carga portante para el diseño de 2,0 a 3,0 Kg/cm².

4.3 Características del proyecto.

4.3.1 Caracterización del proyecto.

El análisis de licuación para el sitio donde se construirá el módulo de bodegas se dividiría en dos etapas. La primera contempla el estudio de la susceptibilidad del suelo del sitio ante el fenómeno de licuación y posteriormente el análisis del potencial de licuación mediante un método determinístico.

Para la caracterización del suelo del sitio, se realizaron dos ensayos de penetración normal (SPT), el cual brindó la información necesaria para el establecimiento del modelo geotécnico del lugar.

La Figura 104 muestra la ubicación de los ensayos efectuados.



Figura 104. Ubicación de ensayos SPT.

El objetivo primordial del análisis de potencial de licuación será el establecer, con base en las propiedades del suelo obtenidas en los ensayos de exploración establecer un factor de seguridad contra la licuación. Este valor de factor de seguridad se considerará como mínimo aceptable 1,2.

Con base en el cálculo de este factor de seguridad por cada capa de suelo analizada, se puede establecer la profundidad total del estrato licuable, para de esta forma establecer el nivel de cimentación de la estructura.

El estudio de suelos mediante el sistema SPT permitirá establecer las especificaciones técnicas para la construcción de un módulo Bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón, con un área aproximada de 207 m², con paredes de mampostería sobre un sistema de marcos estructurales, placas de cimentación y una evaluación de los suelos existentes a efecto de minimizar los riesgos a licuefacción del área de cimentación del proyecto.

Las perforaciones tipo SPT permiten analizar la profundidad requerida a efecto que se obtengan todos los parámetros para cumplir con los requerimientos solicitados para la obra a ejecutar (12 m de profundidad).

4.3.2 Resultados del estudio geotécnico.

El estudio geotécnico consistió en dos sondeos exploratorios, mediante el sistema de penetración normal (SPT). Estos sondeos se ubicaron tal y como se observa en la Figura 104.

La Figura 105 muestra las perforaciones efectuadas en el sitio objeto de estudio.

Por otra parte, la figura 16 muestra una vista parcial de las muestras de suelo obtenidas en varios de los muestreos efectuados.

Se puede observar la presencia de un material uniforme en la profundidad explorada, compuesto por material arenoso con muy bajo contenido de finos, color gris oscuros.

La misma figura muestra materiales de ambos sondeos a diferentes profundidades, lo cual viene a confirmar la homogeneidad del material el sitio.



Perforación No 2

Perforación No 1

Figura 105. Vista parcial de los ensayos SPT.

Las muestras obtenidas en los ensayos fueron sometidas a ensayos de clasificación mediante el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Para estos se procedió a mezclar la totalidad de las muestras obtenidas y con base en el material obtenido se construyó una curva granulométrica típica para cada perforación.



Muestra a 3 m en ensayo 1

Muestra a 3,5 m en ensayo 2

Figura 106. Vista parcial de las muestras obtenidas en los ensayos SPT.

La Figura 107 muestra la variación del parámetro N_{SPT} en ambos sondeos, así como el valor típico del ángulo de fricción de acuerdo con el número de golpes.

Para la obtención de este ángulo de fricción se utilizó la correlación establecida por Hatanaka y Uchida (1996), la cual establece lo siguiente:

$$\phi' = \sqrt{20N} + 20$$

(Ecuación 68)

	PROFUNDIDAD		Nspt	CONSISTENCIA	ϕ'	ϕ' promedio
					Grados	Grados
PERFORACION 1	0,0	0,5	2	BLANDA	26	28
	0,5	1,0	2		26	
	1,0	1,5	3		28	
	1,5	2,0	4		29	
	2,0	2,5	4		29	
	2,5	3,0	4		29	
	3,0	3,5	4		29	
	3,5	4,0	4		29	
	4,0	4,5	5	MEDIA	30	32
	4,5	5,0	5		30	
	5,0	5,5	7		32	
	5,5	6,0	7		32	
	6,0	6,5	7		32	
	6,5	7,0	7		32	
	7,0	7,5	8		33	
	7,5	8,0	8		33	
	8,0	8,5	8		33	
	8,5	9,0	8		33	
	9,0	9,5	8	33	38	
	9,5	10,0	9	FIRME		33
10,0	10,5	14	37			
10,5	11,0	25	MUY FIRME	42		
Fin de perforación						
PERFORACION 2	0,0	0,5	1	MUY BLANDA	24	26
	0,5	1,0	1		24	
	1,0	1,5	2		26	
	1,5	2,0	2		26	
	2,0	2,5	4		29	
	2,5	3,0	5	MEDIA	30	31
	3,0	3,5	6		31	
	3,5	4,0	6		31	
	4,0	4,5	8	FIRME	33	35
	4,5	5,0	8		33	
	5,0	5,5	9		33	
	5,5	6,0	9		33	
	6,0	6,5	12		35	
	6,5	7,0	13		36	
	7,0	7,5	13		36	
	7,5	8,0	15		37	
	8,0	8,5	15		37	
	8,5	9,0	15		37	
	9,0	9,5	20	MUY FIRME	40	42
	9,5	10,0	22		41	
10,0	10,5	25	42			
10,5	11,0	28	44			
Fin de perforación						

Figura 107. Resultados de los ensayos SPT.

La figura siguiente muestra la curva granulométrica típica para los materiales obtenidos en cada sondeo. Se construyó una curva por sondeo.

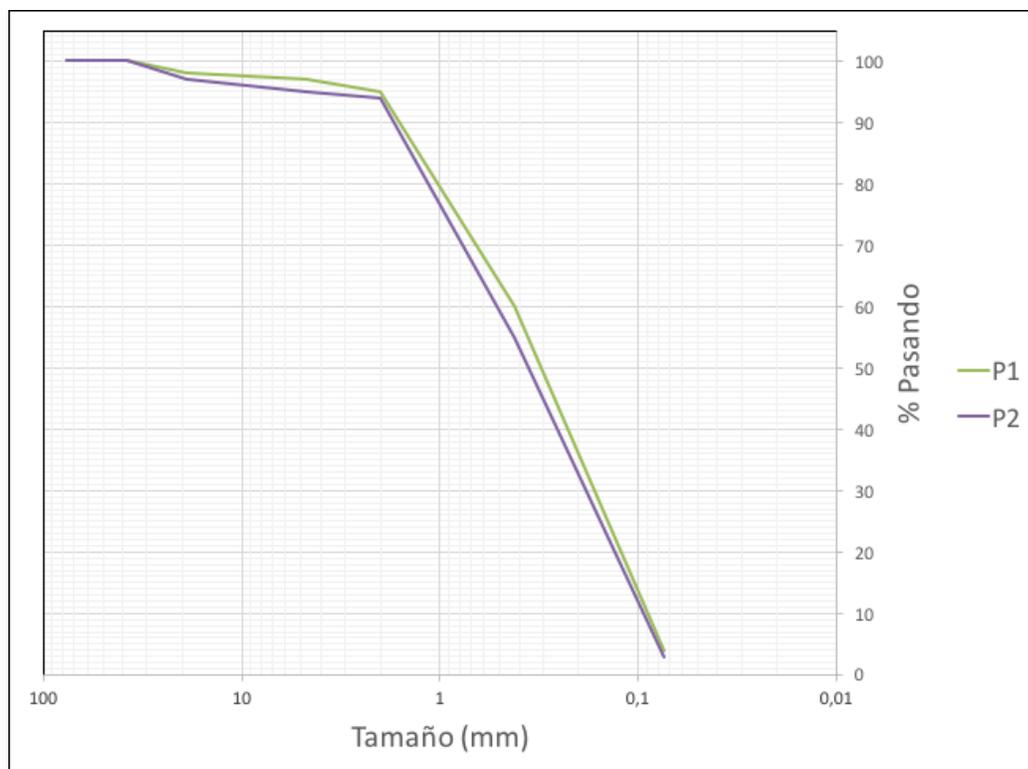


Figura 108. Curvas granulométricas por cada sondeo exploratorio.

Como se puede observar en la figura anterior, ambas muestras presentan una distribución granulométrica muy similar, la cual a partir del tamiz No 10 presentan una distribución de granos uniforme.

De la figura anterior, se puede concluir de igual manera, al observar el porcentaje pasando la malla 200, un contenido de finos para la muestra de la perforación 1 del orden del 4%, así como para la muestra de la perforación 2 del orden de 3%. Este contenido de finos reducido, indica un suelo susceptible a licuación.

La Figura 108 muestra un porcentaje más fino que la malla 200 mayor al 50%, por lo tanto, según el SUCS, el suelo se considera de grano grueso, además más del 50% del material es más fino que la malla 4, por tal razón el suelo es de tipo

arenoso. Por otra parte, el porcentaje pasando la malla 200 es menor al 5%, lo cual permite catalogar a suelo del sitio como SP o SW.

De la Figura 108 se puede obtener la siguiente información, para las muestras de ambas perforaciones: $D_{60} = 0,4$ mm; $D_{30} = 0,18$ mm; $D_{10} = 0,09$ mm. Según estos datos el coeficiente de uniformidad es de 4,44 y el coeficiente de curvatura es de 0,9. Según el SUCS no se cumplen en forma simultánea los requisitos para SW y por lo tanto el suelo se clasifica como SP, el cual es un tipo de suelo susceptible al fenómeno de licuación.

Con base en la información suministrada por la Figura 107, se podría construir la siguiente estratigrafía:

Capa 1 (De 0 a 2,0 m): Arena uniforme de consistencia muy blanda color gris. Clasificación SUCS: SP.

Capa 2: (De 2,5 a 3,5 m): Arena uniforme de consistencia media color gris. Clasificación SUCS: SP.

Capa 3: (De 3,5 a 8,5 m): Arena uniforme de consistencia firme color gris. Clasificación SUCS: SP.

Capa 4: (De 8,5 a 10,5 m): Arena uniforme de consistencia muy firme color gris. Clasificación SUCS: SP.

La descripción anterior se realizó con base en los resultados proporcionados por la perforación número 2, la cual se consideró como la más crítica.

4.3.3 Descripción geológica-geotécnica del sitio.

El cantón de Limón se localiza dentro de una región sísmica caracterizada por la presencia de importantes fallas, las cuáles en diversas ocasiones, tal como el 7 de enero de 1953, han generado eventos sísmicos de importancia llegando a causar daños de consideración en el cantón.

El último evento de importancia ocurrió el 22 de abril de 1991 (Terremoto de Limón), su epicentro se localizó al sur del cantón con una magnitud de 7.5 grados.

Este evento causó daños importantes tanto a viviendas como a líneas de comunicación y servicios básicos importantes para la región (carreteras, puentes, líneas de ferrocarril, tendido eléctrico, acueductos, etc.).

Los efectos geológicos más importantes fueron: levantamiento de la costa, que llegó en algunos lugares a ser de hasta 1.5 m, licuefacción (comportamiento del suelo como un líquido), se presentó en muchos lugares cercanos a la costa, deslizamientos se presentaron sobre todo en las partes altas de las principales cuencas, surgimientos de lodo y arena.

Las características topográficas, geológicas y del uso del suelo del cantón de Limón, se conjugaron para que el efecto de este evento sobre las estructuras alcanzara dimensiones importantes.

Los posibles efectos geológicos más importantes de un sismo cerca del cantón de Limón son:

- Amplificaciones de la onda sísmica en aquellos lugares donde el tipo de suelo favorece este proceso (terrenos conformados por arenas, aluviones, etc.). Los poblados más vulnerables son: Nueve Millas, Moín, Limón, Búfalo, Río Blanco, Liverpool, Sandoval, Limoncito, Asunción, María Luisa, Bomba, Wesfalia, Bananito Norte y Sur, El Hueco, San Andrés, Miramar, Vesta, Cuen, Fortuna, Pandora, Penschurt, Boca Estrella, Tuba Creek.
- Licuefacción del suelo (comportamiento del suelo como un líquido debido a las vibraciones del terreno), sobre todo en aquellas áreas cercanas a la costa donde los terrenos están conformados por acumulación de arenas. Los poblados más vulnerables son: Tuba Creek, Boca Estrella, Río Seco, San Clemente, Miramar, San Andrés, El Hueco, Wesfalia, Cieneguita, Limoncito, Piuta, Portete, Moín, Nueve Millas.
- Deslizamientos de diversa magnitud sobre todo en las partes medias y altas de los principales ríos del cantón, cerca de los siguientes poblados: Río Blanco, Bomba, Quitarí, Cuen, Bocuares, Armenia, Pleyadas, Bonifacio, Penschurt.

- Tsunamis o maremotos, que afectarían aquellos poblados localizados a lo largo de la costa Caribe, tales como: Boca Estrella, El Hueco, Westfalia, Cieneguita, Limón, Portete, Moín, Nueve Millas.
- Asentamientos de terrenos, en aquellos sectores donde se han practicado rellenos mal compactos o existen suelos que por su origen son poco compactos (aluviones, arenas, etc.).
- Fracturas en el terreno, con daños diversos a la infraestructura.

4.3.4 Propiedades de los materiales.

La Tabla 19 resumen las características de los materiales descritos en las perforaciones efectuadas.

El ángulo de fricción indicado se obtuvo como promedio del estimado por cada 50 cm en cada capa, mediante el empleo de la correlación de Hatanaka y Uchida (1996).

Tabla 19. Propiedades de los materiales.

Estratos	Peso volumétrico suelto (kN/m ³)	Cohesión, C (kPa)	Ángulo de fricción, Ø (°)
	Laboratorio		
Capa 1	17,0	0	26
Capa 2		0	31
Capa 3		0	35
Capa 4		0	42

Fuente: El autor.

En la Tabla 19, el peso volumétrico se obtuvo a través de correlaciones con el número de golpes obtenido en cada perforación.

Los valores de la tabla 6, se utilizarán para el análisis de potencial de licuación, mediante el empleo del programa LiqSVs y Deepsoil.

Según la Tabla 19, el modelo geotécnico del sitio podría establecerse tal y como se muestra en la Figura 109.

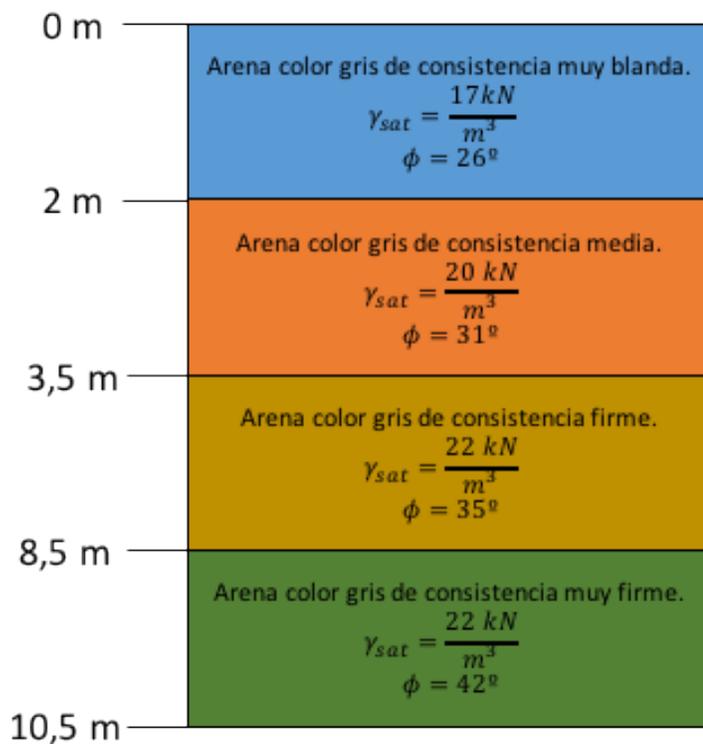


Figura 109. Modelo geotécnico para análisis de licuación.

Para la obtención del ángulo de fricción se utilizó la correlación establecida por Hatanaka y Uchida (1996), mostrada en la (Ecuación 68).

4.4 Análisis de susceptibilidad a la licuación del material de sitio.

Tal y como se discutió anteriormente, para la evaluación del potencial de licuación es necesario determinar, en primera instancia, la susceptibilidad natural de los depósitos a dicha condición, por ello es importante conocer las propiedades del suelo, mediante ensayos de laboratorio o ensayos en campo.

Por esta razón, en este apartado, se analizarán las diferentes propiedades de los materiales obtenidos en cada sondeo, con el fin de establecer su susceptibilidad a la licuación.

4.4.1 Granulometría

La *Figura 110*, muestra las curvas granulométricas del material obtenido en cada sondeo, con respecto a curvas mostradas en la *Figura 97*, en la cual se pueden observar las envolventes de las curvas granulométricas correspondientes a suelos que se han licuado en sismos previos (Henríquez, 2007) en diferentes sitios, fuera de nuestras fronteras.

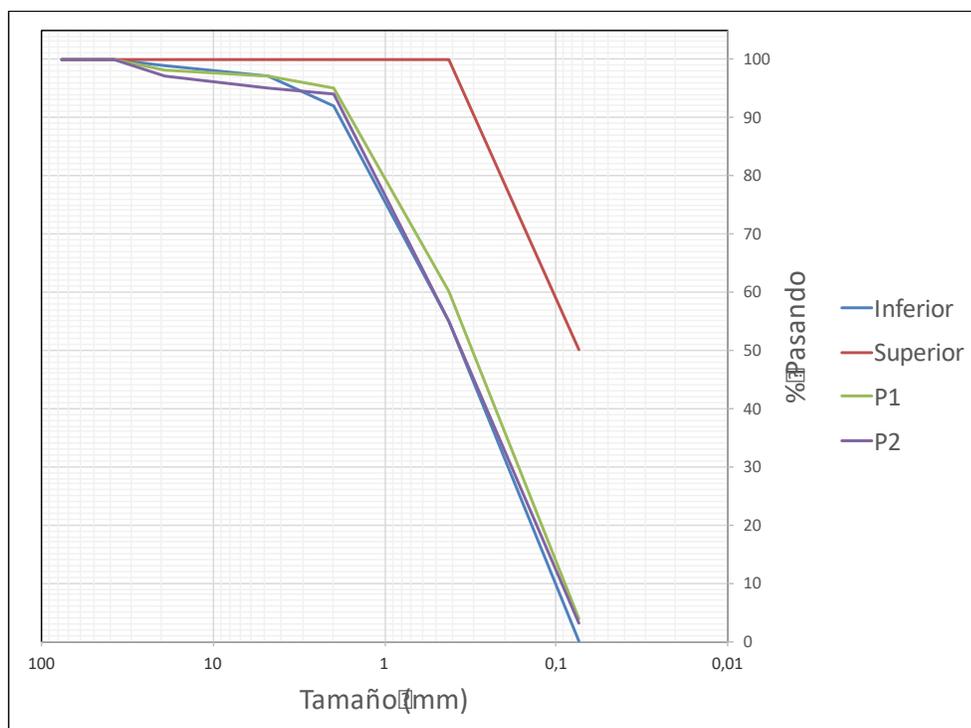


Figura 110. Granulometría del material de sitio.

Como se puede observar en la figura anterior, el material obtenido en cada sondeo muestra una curva granulométrica típica de un material bien graduado, el cual es susceptible al fenómeno de licuación. Por otra parte, las curvas de los materiales se aproximan hacia la granulometría de aquellos materiales más gruesos que típicamente han presentado el fenómeno.

De acuerdo con el CCCR en la localidad de Limón, la licuación de suelos causó daños graves a la infraestructura de la provincia, particularmente a los terraplenes y puentes de las rutas nacionales 32 y 36, así como a los aeropuertos de Limón y Pandora y a los puertos de Limón y Moín.

4.4.2 Influencia del contenido de finos.

Según Ovando y Mesa (1991), al tener más materia fina como limos y arcillas, la resistencia a la licuación aumenta. La tabla 1, del capítulo 2, muestra la susceptibilidad a la licuación de arenas limosas y arcillosas.

Según esta tabla, suelos como los encontrados en los sondeos, cuyo contenido de finos es menor a un 5% y límites de consistencia que podría catalogarse como no plásticos, presentan susceptibilidad a la licuación.

4.4.3 Densidad relativa (D_R).

La densidad relativa, es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de una arena. Es decir, la resistencia al cortante, los asentamientos y el potencial de licuación dependen de este factor. Generalmente, se acepta que una arena es licuable si $D_r < 65$ %.

La Tabla 20 muestra la correlación entre el número de golpes registrados en campo con el ensayo SPT y la densidad relativa.

Tabla 20. Correlación NSPT y DR según Hunt (1984)

Compacidad	Densidad Relativa	N_{SPT}
Muy suelto	< 0,15	< 4
Suelto	0,15 – 0,35	4 - 10
Medianamente duro	0,35 – 0,65	10 – 30
Denso (Compacto)	0,65 – 0,85	30 - 50
Muy denso	0,85 – 1,00	> 50

Fuente: Hunt (1984)

La Figura 111, muestra el análisis de susceptibilidad a la licuación, del material de cada sondeo, según los datos de la Tabla 20.

	PROFUNDIDAD		Nspt	DR	CONSISTENCIA	CONDICION
PERFORACION 1	0,0	0,5	2	0,15	MUY SUELTO	LICUABLE
	0,5	1,0	2			
	1,0	1,5	3			
	1,5	2,0	4			
	2,0	2,5	4			
	2,5	3,0	4			
	3,0	3,5	4			
	3,5	4,0	4	0,35	SUELTO	
	4,0	4,5	5			
	4,5	5,0	5			
	5,0	5,5	7			
	5,5	6,0	7			
	6,0	6,5	7			
	6,5	7,0	7			
	7,0	7,5	8	0,65	MEDIANAMENTE DURO	
	7,5	8,0	8			
	8,0	8,5	8			
	8,5	9,0	8			
9,0	9,5	8				
9,5	10,0	9				
10,0	10,5	14				
10,5	11,0	25	Fin de perforación			
PERFORACION 2	0,0	0,5	1	0,15	MUY SUELTO	LICUABLE
	0,5	1,0	1			
	1,0	1,5	2			
	1,5	2,0	2			
	2,0	2,5	4			
	2,5	3,0	5	0,35	SUELTO	
	3,0	3,5	6			
	3,5	4,0	6			
	4,0	4,5	8			
	4,5	5,0	8			
	5,0	5,5	9			
	5,5	6,0	9			
	6,0	6,5	12	0,65	MEDIANAMENTE DURO	
	6,5	7,0	13			
	7,0	7,5	13			
	7,5	8,0	15			
	8,0	8,5	15			
	8,5	9,0	15			
9,0	9,5	20				
9,5	10,0	22				
10,0	10,5	25	0,65	MEDIANAMENTE DURO		
10,5	11,0	28			Fin de perforación	

Figura 111. Susceptibilidad a la licuación del material de cada ensayo.

Como se puede notar de la Figura 111, en la perforación 1, el material susceptible a la licuación alcanzaría una profundidad de 9,5 m.

Por otro lado, en cuanto a la perforación número 2, el material susceptible a licuación alcanzaría una profundidad de 5,5 m.

4.4.4 Análisis de susceptibilidad a la licuación del material de sitio.

Los tres métodos anteriormente expuestos, muestran como el material existente en el sitio de emplazamiento de la obra: Aeropuerto Internacional de Limón, presenta susceptibilidad a licuarse.

Tanto la granulometría, así como el contenido de finos y densidad relativa, demuestran la necesidad de evaluar el potencial de licuación del material del sitio, con el fin de establecer el espesor de la capa licuable y así definir el nivel y tipo de fundación para la estructura a edificar.

4.5 Análisis del potencial de licuación del suelo de sitio.

4.5.1 Análisis Comparativo de métodos para el cálculo del potencial de licuación.

Los métodos descritos anteriormente serán sometidos a una matriz de decisión con el fin de elegir el más adecuado según la información suministrada por los ensayos de campo, así como según las herramientas disponibles para la aplicación del método.

En la Figura 112, se puede observar la matriz de decisión. Se logra observar dos métodos que logran la mejor ponderación: el método aproximado de Seed e Idriss y el método del Código Japonés de Puentes.

Estos métodos de mejor ponderación brindan un nivel adecuado de certidumbre en sus resultados, y además aprovechan en un ciento por ciento la información generada en campo, sin necesidad de tener que incurrir en costos adicionales.

Por otro lado, se cuenta con la herramienta informática para el empleo de del método aproximado de Seed e Idriss: el programa LiqSVs.

En segundo lugar, según la ponderación utilizada, se ubica el método de análisis de respuesta de sitio. Este método genera solamente el valor de la demanda sísmica del sitio durante la ocurrencia de un evento de esta índole.

Por las razones antes expuestas se empleará el método aproximado de Seed e Idriss para cuantificar tanto la demanda sísmica como la resistencia del suelo, por otro lado, se calculará de igual forma, la resistencia del suelo por el método del Código Japonés de Puentes y finalmente se estimará la demanda sísmica, por medio de un análisis de respuesta de sitio, con el fin de calcular diversos valores del factor de seguridad contra la licuación.

Es importante mencionar la posibilidad del empleo del programa Deepsoil para la estimación del parámetro de demanda sísmica a través del método de análisis de respuesta de sitio. La información necesaria para el empleo de este software se obtuvo de la página web del laboratorio de ingeniería sísmica (www.lis.ucr.ac.cr), tal y como se observará en la *Figura 123*.

Criterio a ponderar	Utiliza información de campo generada para el proyecto	Requiere ensayos de laboratorio complejos	Requiere software para su uso	Requiere información adicional a los ensayos de campo	Permite con cierto nivel de complejidad la estimación de la zona licuable	Método desarrollado exclusivamente para análisis de licuación	En el cálculo del potencial de licuación utiliza simplificaciones matemáticas.	Nivel de confianza del resultado obtenido.	Ponderación total
Niveles de ponderación	0: No utiliza.	0: Si requiere y no están disponibles.	0: Si requiere y no se dispone del mismo.	0: Requiere información no disponible en bases de datos.	0: Interpretación alta complejidad.	0: Fue desarrollado con otros objetivos pero puede utilizarse parte de la información generada.	0: Si utiliza y no posee base experimental que lo respalde.	0: Bajo nivel de confianza, método es muy aproximado en sus resultados.	Ponderación total
	1: Utiliza con correlación.	1: Si requiere y si están disponibles.	1: No requiere.	1: Requiere información disponible en bases de datos.	1: Interpretación media complejidad.	1: Fue desarrollado con otros objetivos pero puede utilizarse la totalidad de la información generada.	1: Si utiliza y poseen una base experimental que las respalda.	1: Buen nivel de confianza, método con resultados conservadores.	
	2: Utiliza sin correlación.	2: No requiere.	2: Si requiere y si se dispone del mismo.	2: No requiere información adicional.	2: Interpretación baja complejidad.	2: Fue desarrollado exclusivamente para licuación	2: No utiliza.	2: Excelente nivel de confianza, resultados basados en teorías comprobadas.	
MÉTODOS									
Método aproximado de Seed e Idriss.	2	2	2	2	2	2	1	1	14
Análisis de respuesta de sitio.	1	2	2	1	2	1	2	2	13
Código Japonés de puentes	2	2	1	2	2	2	2	1	14
Método Tokimatsu y Yoshimi	2	2	1	2	2	2	2	1	14
Métodos de generación de presión de poro.	0	2	0	1	0	1	2	2	8
Ensayo Triaxial Cíclico para suelos granulares.	0	1	0	1	1	1	2	2	8
Ensayo de columna resonante.	0	0	0	2	0	1	2	2	7

Figura 112. Matriz de decisión para elección de método para estimar el potencial de licuación.

La matriz de decisión mostrada en la Figura 112, tiene como objetivo ser un instrumento capaz de permitir la elección del o de los métodos indicados, de acuerdo con la información disponible, para la estimación del factor de seguridad contra la licuación.

Este factor de seguridad, tal y como se ha descrito en párrafos anteriores, consiste en la razón del factor CRR y el factor CSR.

Para la selección del o de los métodos para estimar ambos factores, se toman en cuenta diferentes aspectos en la Figura 112.

La matriz se construye considerando tres niveles de decisión por cada factor analizado. En total se consideraron ocho factores, los cuales vienen a considerar la información disponible y la posibilidad de aplicación de cada método.

El primer nivel de decisión, al cual se le asigna un valor de ponderación de 0, considera la imposibilidad de que cada método tome en cuenta el respectivo factor analizado en cada una de las columnas. El segundo nivel de decisión, al cual se le asigna un valor de ponderación de 1, toma en consideración la posibilidad de tomar en cuenta el factor analizado, por cada método de análisis, bajo la premisa de que existiría una mejor posibilidad para la realización del análisis de los factores que intervienen en el cálculo del factor de seguridad contra licuación.

Finalmente, el tercer nivel de decisión, al cual se le asigna un valor de ponderación de 2, consiste en la mejor calificación otorgada por cada aspecto a cada método, y permite de esta manera la elección de la metodología de análisis idónea.

Una metodología que cumpla en forma excelente con cada uno de los factores analizados tendría una nota máxima de 16, al realizar la suma algebraica de cada nivel de decisión asignado.

La nota mínima posible sería 0, lo cual implicaría un método que no se ajusta de ninguna manera a cada factor analizado, y por lo tanto, con la información disponible no sería posible de aplicarse total o parcialmente con un nivel de certeza adecuado.

Cada método se ordenaría en forma ascendente, y se selecciona el o los métodos con mayor nivel de ponderación.

Seguidamente se describe la información analizada en cada columna de la matriz de decisión.

- Columna *utiliza información de campo generada para el proyecto*: Se consulta acerca del empleo de la información obtenida directamente de los ensayos efectuados en sitio.
- Columna *requiere ensayos de laboratorio complejos*: Se consulta acerca de la necesidad de ensayos diferentes a los realizados normalmente para clasificación de suelos: límites de consistencia, granulometrías, humedades, pesos específicos.
- Columna *requiere software para su uso*: Se consulta acerca de la necesidad de un programa de cómputo para la aplicación del método, con el fin de mejorar la rapidez en su empleo.
- Columna *requiere información adicional a los ensayos de campo*: Se consulta acerca de la necesidad de información bibliográfica o de otra índole diferente a la obtenida en los ensayos de campo, tal como registros de acelerogramas para el caso del método de análisis de respuesta de sitio.
- Columna *permite con cierto nivel de complejidad la estimación de la zona licuable*: Se consulta acerca de la posibilidad de estimar en forma sencilla el espesor de la capa licuable sin necesidad de requerir más análisis para su estimación.
- Columna *método desarrollado exclusivamente para análisis de licuación*: Se consulta acerca de la implementación de método en forma exclusiva para el análisis de licuación, con el fin de considerar las posibles aproximaciones en los resultados obtenidos.
- Columna *en el cálculo del potencial de licuación utiliza simplificaciones matemáticas*: Se consulta acerca del empleo en el método de simplificaciones a

nivel matemático en la elaboración de las ecuaciones necesarias para la aplicación del método.

- Columna *nivel de confianza del resultado obtenido*: Se consulta acerca de la certidumbre de los resultados obtenidos, según se ha aplicado el método en diferentes proyectos y luego se ha efectuado la comparación con los efectos de campo.

4.5.2 Estimación del factor de resistencia cíclica (CRR) según el método del Código Japonés de Puentes.

La Tabla 21 muestra la estimación del CRR para cada perforación efectuada en sitio.

Tabla 21. Estimación de CRR por el método del Código Japonés de Puentes.

	PROFUNDIDAD (m)	Nspt	Nspt(60)cs	PESO UNITARIO (kN/m ³)	FC (%)	D50 (mm)	ESFUERZO TOTAL (kN/m ²)	PRESION DE PORO (kN/m ²)	ESFUERZO EFECTIVO (kN/m ²)	R1	R2	R3	CRR
PERFORACION 1	0,5	2	3	16	4	0,30	8,0	4,9	3,1	0,89	0,015	0	0,90
	1,0	3	4	19	4	0,30	19,0	9,8	9,2	0,64	0,015	0	0,65
	1,5	4	5	19	4	0,30	28,5	14,7	13,8	0,59	0,015	0	0,60
	2,0	4	5	19	4	0,30	38,0	19,6	18,4	0,51	0,015	0	0,53
	2,5	4	5	19	4	0,30	47,5	24,5	23,0	0,46	0,015	0	0,47
	3,0	4	5	19	4	0,30	57,0	29,4	27,6	0,42	0,015	0	0,44
	3,5	4	5	19	4	0,30	66,5	34,3	32,2	0,39	0,015	0	0,40
	4,0	5	6	20	4	0,30	80,0	39,2	40,8	0,38	0,015	0	0,40
	4,5	5	6	20	4	0,30	90,0	44,1	45,9	0,36	0,015	0	0,37
	5,0	7	9	20	4	0,30	100,0	49,0	51,0	0,42	0,015	0	0,43
	5,5	7	9	20	4	0,30	110,0	53,9	56,1	0,40	0,015	0	0,41
	6,0	7	9	20	4	0,30	120,0	58,8	61,2	0,38	0,015	0	0,40
	6,5	7	9	20	4	0,30	130,0	63,7	66,3	0,37	0,015	0	0,38
	7,0	8	10	20	4	0,30	140,0	68,6	71,4	0,37	0,015	0	0,39
	7,5	8	10	20	4	0,30	150,0	73,5	76,5	0,36	0,015	0	0,37
	8,0	8	10	20	4	0,30	160,0	78,4	81,6	0,35	0,015	0	0,36
8,5	8	10	20	4	0,30	170,0	83,3	86,7	0,34	0,015	0	0,35	
9,0	8	9	20	4	0,30	180,0	88,2	91,8	0,31	0,015	0	0,33	
9,5	9	11	22	4	0,30	209,0	93,1	115,9	0,31	0,015	0	0,32	
10,0	14	13	22	4	0,30	220,0	98,0	122,0	0,33	0,015	0	0,34	
10,5	25	30	22	4	0,30	231,0	102,9	128,1	0,48	0,015	0	0,50	
Fin de perforación													
PERFORACION 2	0,5	1	1	16	3	0,33	8,0	4,9	3,1	0,51	0,006	0	0,52
	1,0	2	3	16	3	0,33	16,0	9,8	6,2	0,66	0,006	0	0,67
	1,5	2	2	16	3	0,33	24,0	14,7	9,3	0,45	0,006	0	0,45
	2,0	4	5	19	3	0,33	38,0	19,6	18,4	0,51	0,006	0	0,52
	2,5	5	6	20	3	0,33	50,0	24,5	25,5	0,48	0,006	0	0,48
	3,0	6	7	20	3	0,33	60,0	29,4	30,6	0,47	0,006	0	0,48
	3,5	6	8	20	3	0,33	70,0	34,3	35,7	0,47	0,006	0	0,47
	4,0	8	10	20	3	0,33	80,0	39,2	40,8	0,49	0,006	0	0,50
	4,5	8	10	20	3	0,33	90,0	44,1	45,9	0,46	0,006	0	0,47
	5,0	9	11	22	3	0,33	110,0	49,0	61,0	0,42	0,006	0	0,43
	5,5	9	12	22	3	0,33	121,0	53,9	67,1	0,42	0,006	0	0,43
	6,0	12	16	22	3	0,33	132,0	58,8	73,2	0,47	0,006	0	0,47
	6,5	13	17	22	3	0,33	143,0	63,7	79,3	0,46	0,006	0	0,47
	7,0	13	16	22	3	0,33	154,0	68,6	85,4	0,43	0,006	0	0,44
	7,5	15	19	22	3	0,33	165,0	73,5	91,5	0,45	0,006	0	0,46
	8,0	15	18	22	3	0,33	176,0	78,4	97,6	0,43	0,006	0	0,43
8,5	15	18	22	3	0,33	187,0	83,3	103,7	0,42	0,006	0	0,42	
9,0	20	24	22	3	0,33	198,0	88,2	109,8	0,47	0,006	0	0,47	
9,5	22	27	22	3	0,33	209,0	93,1	115,9	0,48	0,006	0	0,49	
10,0	25	30	22	3	0,33	220,0	98,0	122,0	0,49	0,006	0	0,50	
10,5	28	33	22	3	0,33	231,0	102,9	128,1	0,51	0,006	0	0,51	
Fin de perforación													

En la tabla anterior, el factor $N_{SPT(60CS)}$ se obtuvo a través del programa LiqSVs. Los datos reportados se obtienen mediante el empleo de una hoja de cálculo realizada con base en las (Ecuación 50, (Ecuación 51, (Ecuación 52 y (Ecuación 53.

4.5.3 Estimación del factor de resistencia cíclica (CRR), factor de demanda cíclica (CSR) y factor de seguridad contra licuación según el método de Seed e Idriss.

Las figuras siguientes muestran la estimación de los factores CRR, CSR y el factor de seguridad contra licuación para cada perforación efectuada en sitio, mediante el programa LiqSVs.

Para efectos de los resultados obtenidos en el programa LiqSVs se utilizó un valor de pseudoaceleración de 0,2 g, según el cuadro 6.2. del CCCR, para un suelo tipo S3, zona III, según describe la sección 2.2. y la figura 2.1. del CSCR.

En cada una de las figuras siguientes, se muestran cuatro columnas, en la primera columna se grafica la variación del número de golpes obtenido en cada perforación contra la profundidad, mediante el empleo de una barra horizontal proporcional al número de golpes.

En la columna número dos, se grafica los factores CSR y CRR contra la profundidad. Donde estos factores sean iguales el factor de seguridad será igual a 1.

En la tercera columna, se muestra la variación del factor de seguridad contra licuación contra la profundidad.

Las zonas de colores intensos (rojo, naranja y amarillo), muestran las profundidades donde el factor de seguridad es menor a la unidad.

Finalmente, la cuarta columna, grafica el potencial de licuación contra la profundidad.

El análisis se realiza para sismos de magnitud 6,5 (*Figura 113y Figura 114*), para sismos de magnitud 7 (*Figura 115 y Figura 116*) y magnitud 8,5 (*Figura 117 y Figura 118*).

Según el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), los sismos de magnitud entre 6,0 a 6,9 son de magnitud fuerte y pueden ser destructivos, los sismos de magnitud entre 7,0-7,9 son de magnitud mayor y pueden ser destructivos en zonas extensas.

Por otro lado, los sismos de magnitud entre 8,0 y 9,9 son de gran magnitud y son sismos catastróficos, provocando destrucción total en zonas cercanas al epicentro.

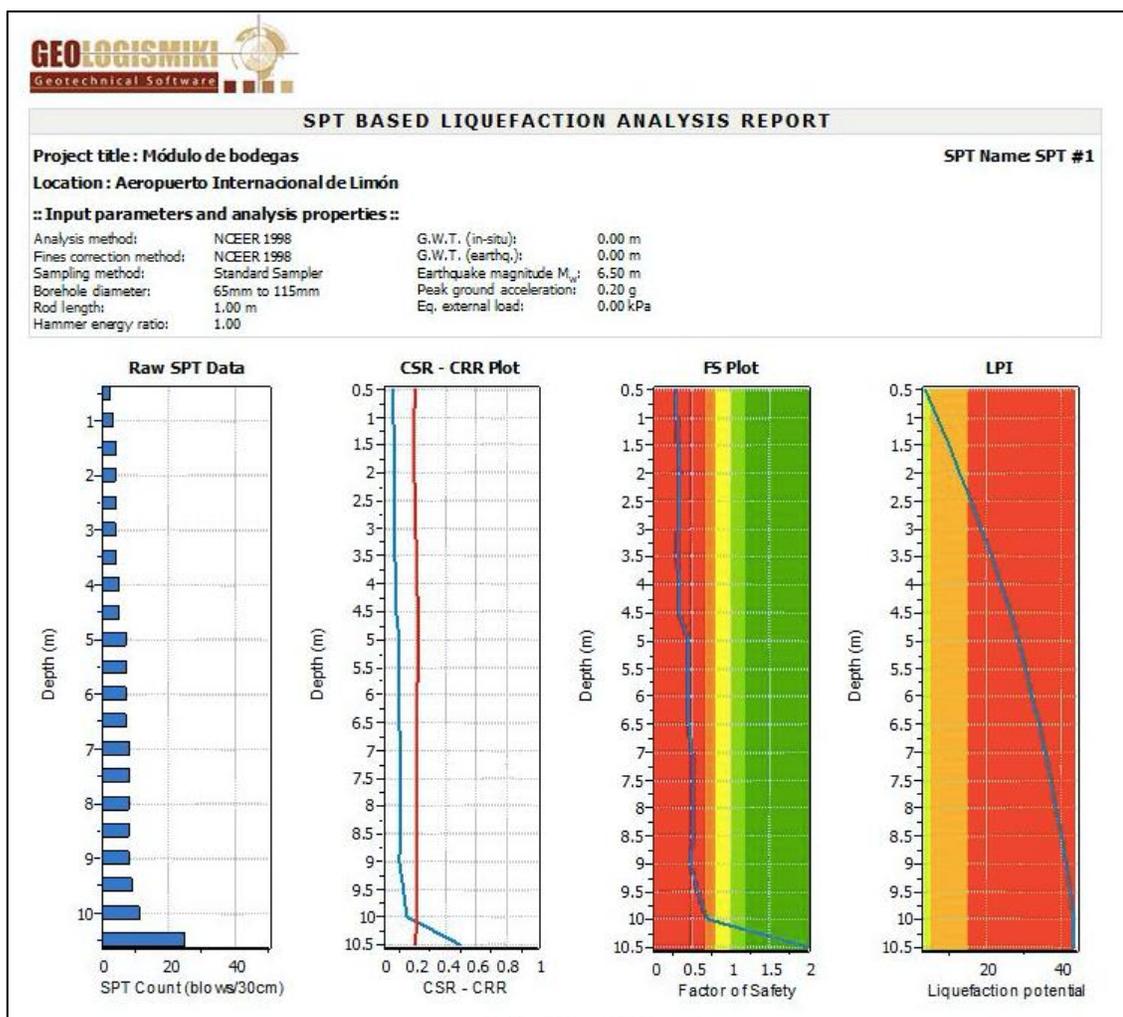


Figura 113. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 6,5.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 10 m.

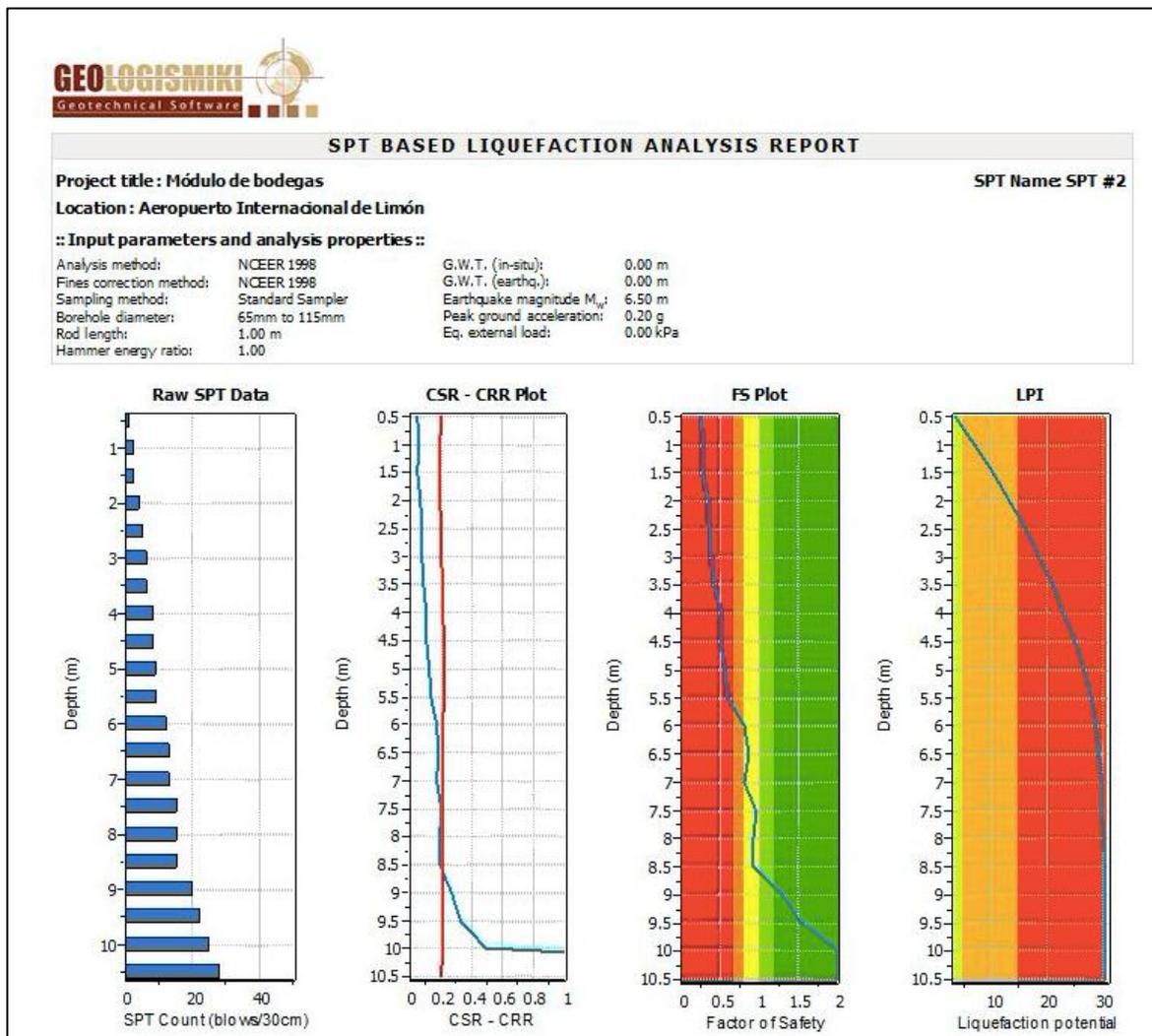


Figura 114. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 6,5.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 8,75 m.

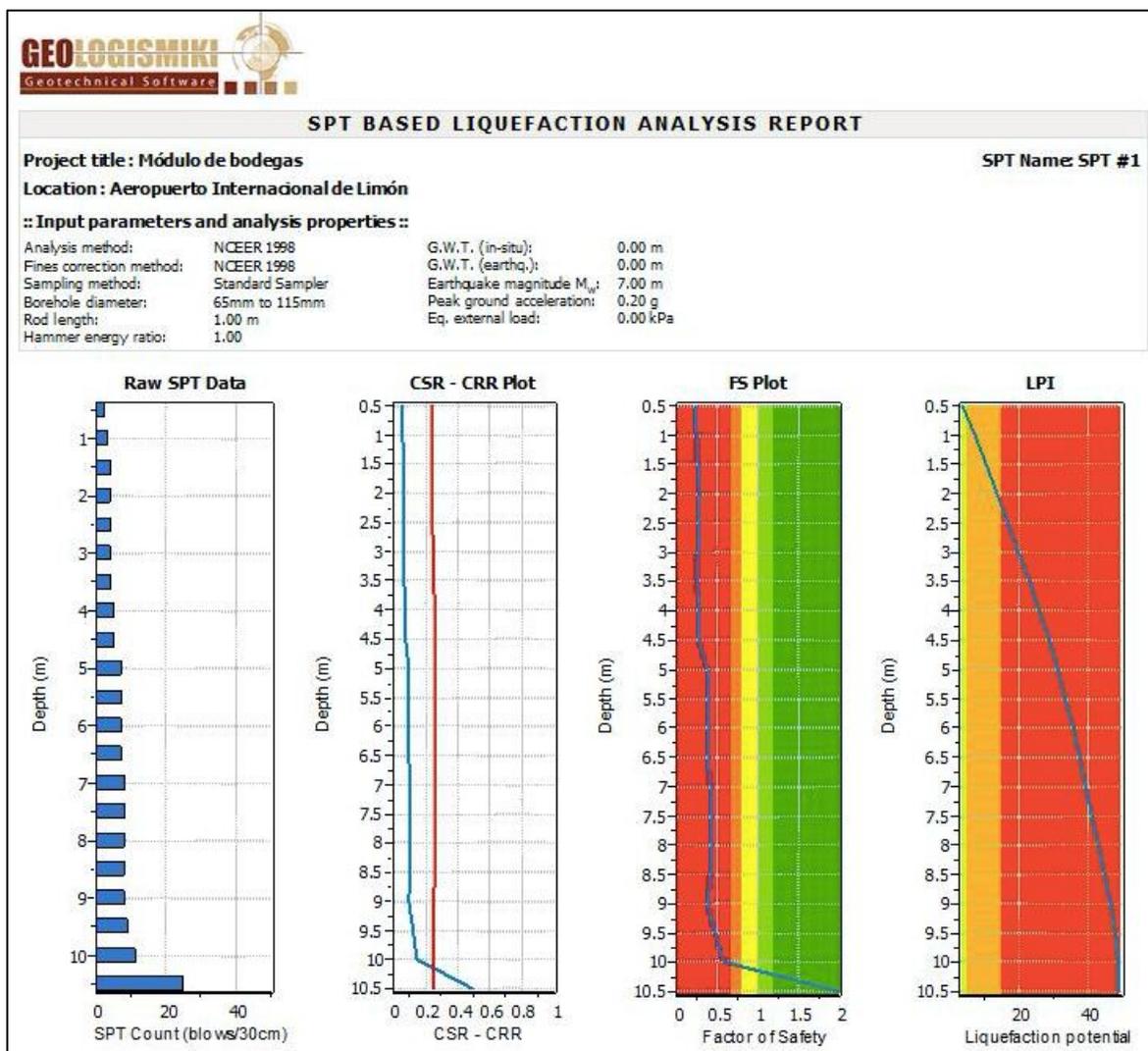


Figura 115. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 7.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 10,12 m.

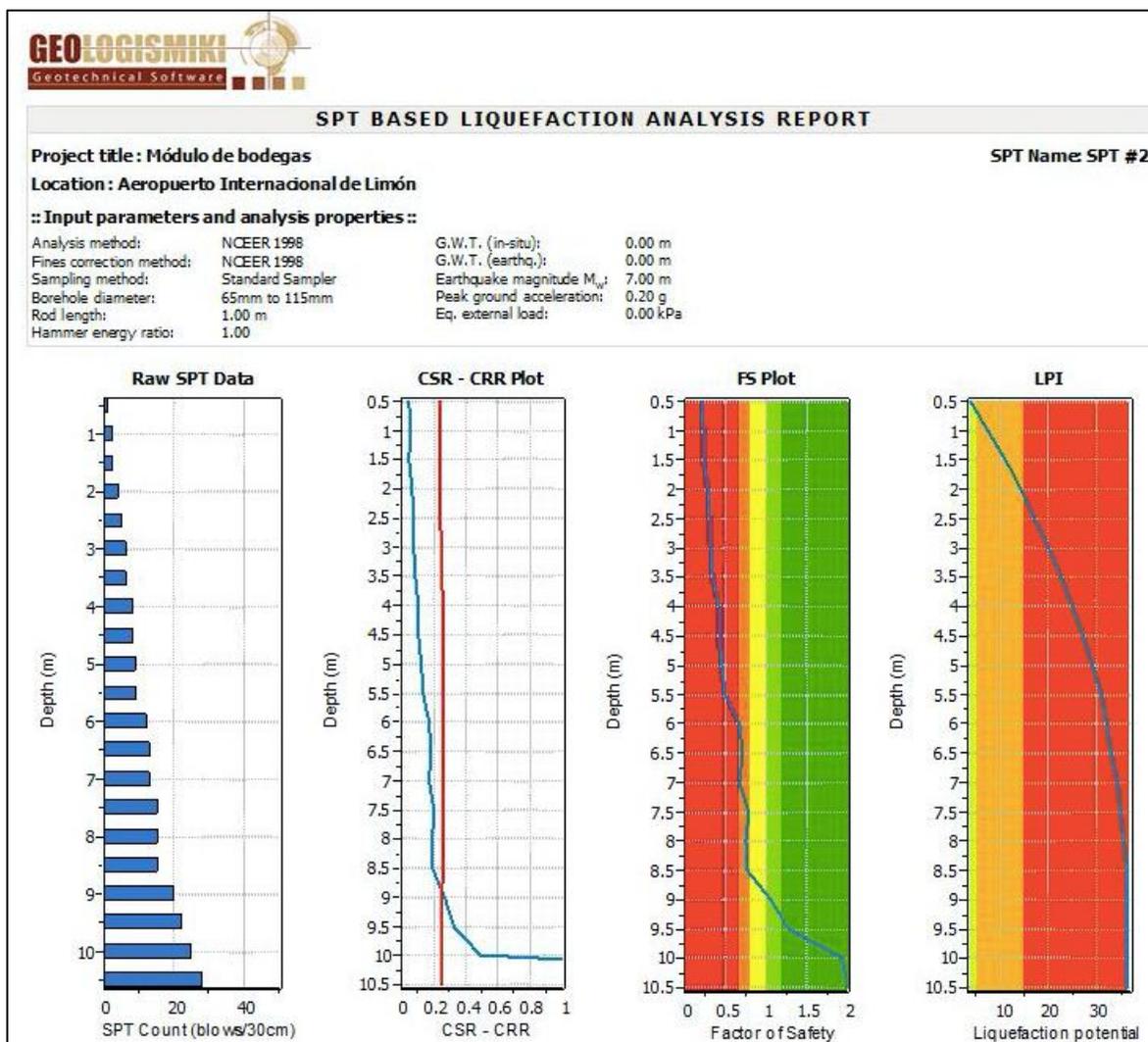


Figura 116. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 7.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 9 m.

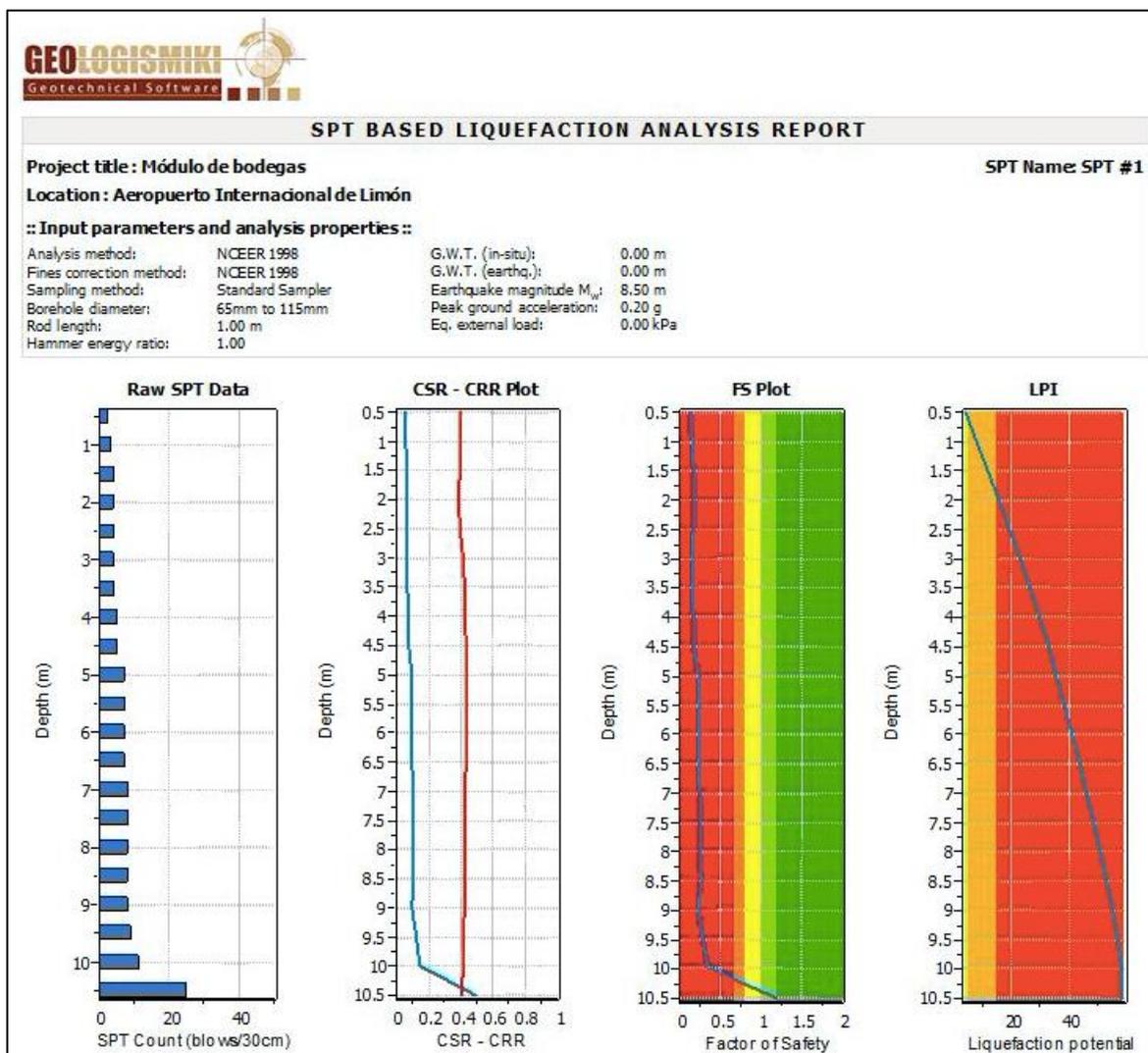


Figura 117. Potencial de licuación para SPT 1 para sismo de magnitud 8,5.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 10,25 m.

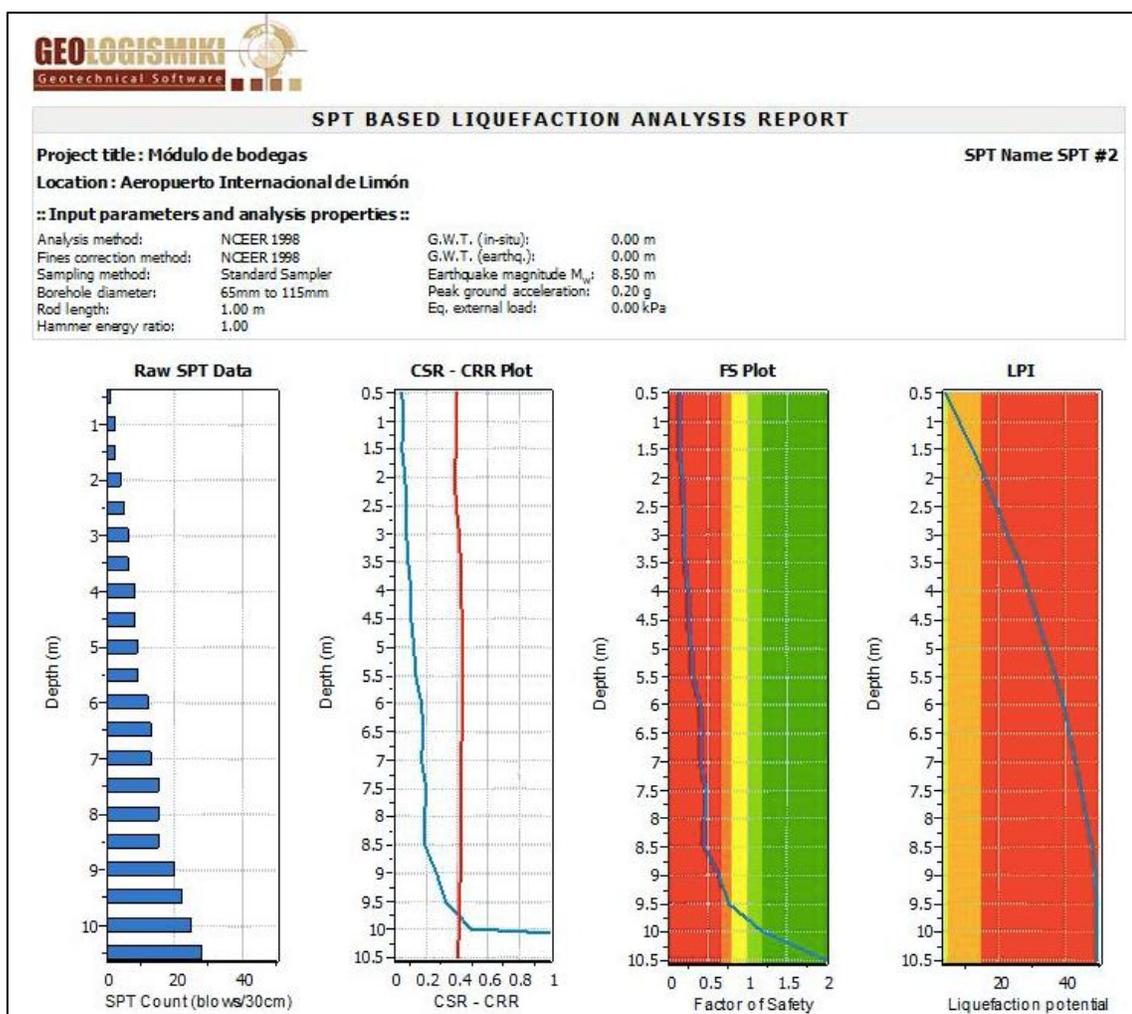


Figura 118. Potencial de licuación para SPT 2 para sismo de magnitud 8,5.

La figura anterior muestra el espesor de la capa licuable en 9,75 m.

La *Tabla 22* resume los resultados proporcionados por el programa LiqSVs.

Tabla 22. Resumen de resultados obtenidos por el programa LiqSVs

Ensayo	SPT1	SPT2
Magnitud	PROFUNDIDAD LICUABLE (m)	
6,5	10,00	8,75
7,0	10,12	9,00
8,5	10,25	9,75

Con respecto al método del Código Japonés de Puentes, la *Tabla 23* y la *Figura 119* y *Figura 120* muestran como el método de Seed e Idriss calcula un valor menor y de reducida variación en sus resultados.

Es decir, el método de Seed e Idriss brinda valores menores del factor de resistencia cíclica (CRR) con muy poca variación a lo largo del estrato de suelo.

Tabla 23. Comparación de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, por cada perforación.

PROFUNDIDAD (M)	CODIGO JAPONES DE PUENTES		SEED E IDRIS	
	SPT1	SPT2	SPT1	SPT2
0,5	0,90	0,52	0,06	0,05
1,0	0,65	0,67	0,06	0,06
1,5	0,60	0,45	0,07	0,05
2,0	0,53	0,52	0,07	0,07
2,5	0,47	0,48	0,07	0,07
3,0	0,44	0,48	0,07	0,08
3,5	0,40	0,47	0,07	0,09
4,0	0,40	0,50	0,07	0,11
4,5	0,37	0,47	0,07	0,11
5,0	0,43	0,43	0,10	0,12
5,5	0,41	0,43	0,10	0,13
6,0	0,40	0,47	0,10	0,17
6,5	0,38	0,47	0,10	0,18
7,0	0,39	0,44	0,11	0,17
7,5	0,37	0,46	0,11	0,21
8,0	0,36	0,43	0,11	0,20
8,5	0,35	0,42	0,11	0,20
9,0	0,33	0,47	0,10	0,27
9,5	0,32	0,49	0,12	0,32
10,0	0,34	0,50	0,14	0,34
10,5	0,50	0,51	0,18	0,35

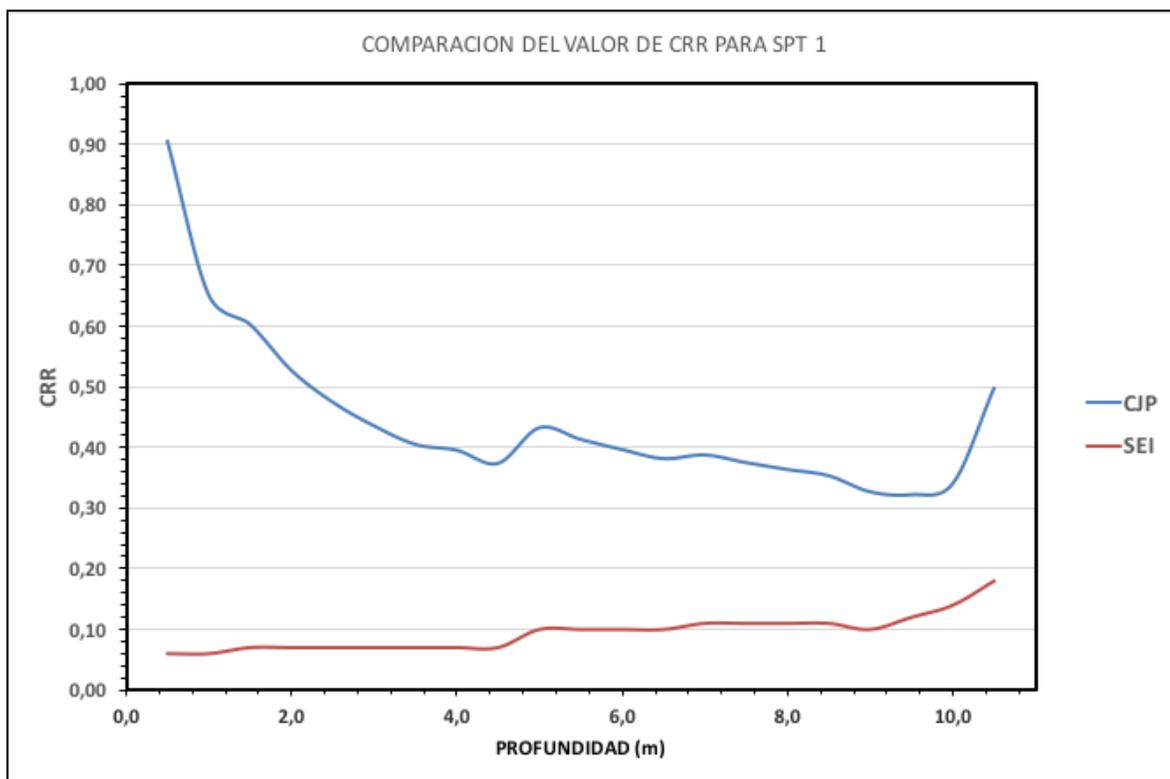


Figura 119. Gráfica comparativa de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, para la perforación 1.

La gráfica anterior muestra como el método del Código Japonés de Puentes (CJP), produce valores muy variables del factor CRR, mientras que el método de Seed e Idriss (SEI) produce no solamente valores menores, sino también menos variación en sus resultados.

De lo anterior puede concluirse la existencia de una mayor uniformidad en los resultados del método de Seed e Idriss y por lo tanto de mayor nivel de certeza, sino también que su empleo llevaría el análisis del lado conservador.

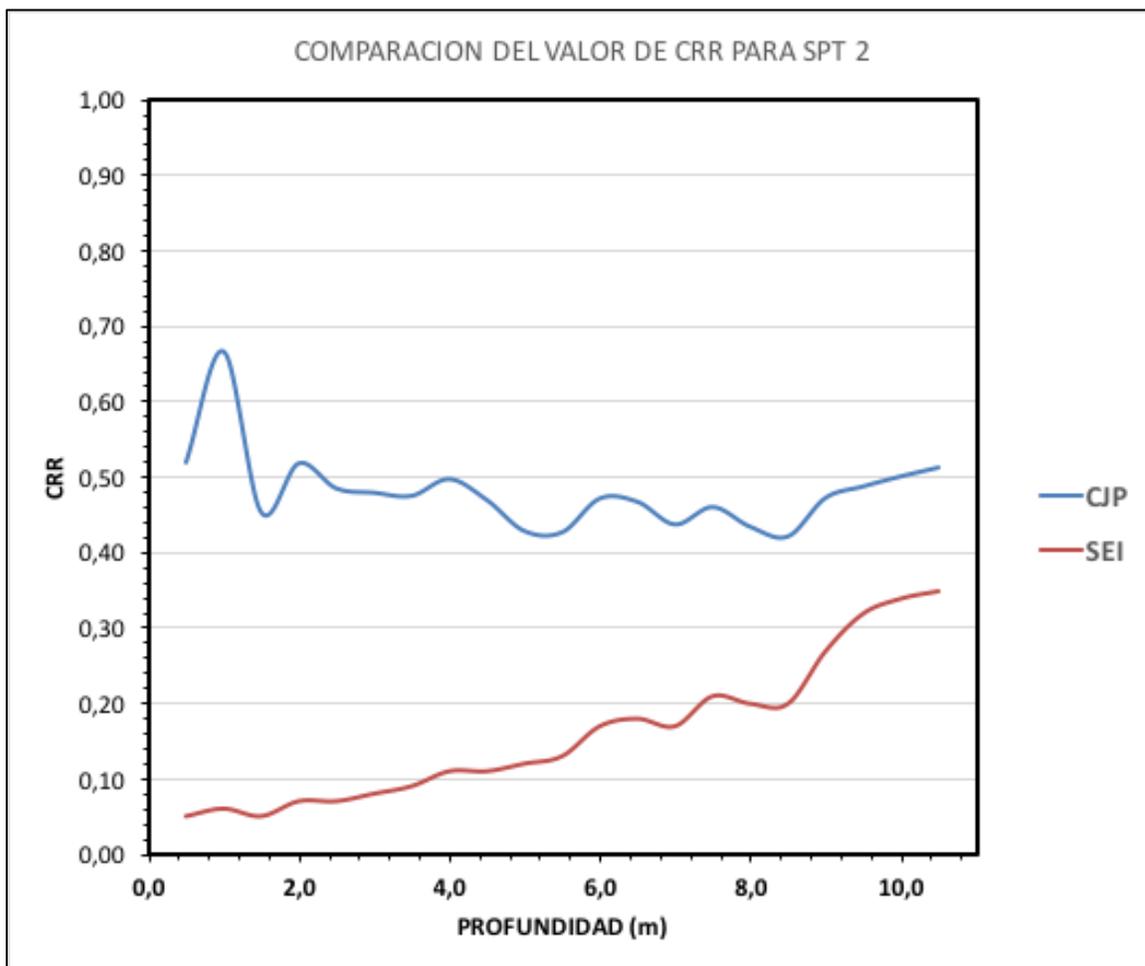


Figura 120. Gráfica comparativa de resultados de CRR obtenidos a través del método del Código Japonés de Puentes y del método de Seed e Idriss, para la perforación 2.

De igual forma, esta gráfica confirma, para la perforación 2, un valor menor de CRR y de menor variación, según el método de Seed e Idriss con respecto al método del Código Japonés de Puentes.

Con respecto al factor CSR, el programa LiqSVs arroja los resultados mostrados en la tabla 11, para un sismo de magnitud 8,5.

Estos valores serán utilizados para realizar un análisis comparativo con los datos del mismo factor, arrojados por el análisis de respuesta de sitio, mediante el empleo del programa Deepsoil.

Tabla 24. Factor CSR según el programa LiqSVs.

PROFUNDIDAD (M)	FACTOR CSR	
	SPT1	SPT2
0,5	0,06	0,39
1,0	0,06	0,39
1,5	0,07	0,39
2,0	0,07	0,39
2,5	0,07	0,4
3,0	0,07	0,41
3,5	0,07	0,42
4,0	0,07	0,43
4,5	0,07	0,43
5,0	0,1	0,43
5,5	0,1	0,43
6,0	0,1	0,43
6,5	0,1	0,43
7,0	0,11	0,43
7,5	0,11	0,43
8,0	0,11	0,42
8,5	0,11	0,42
9,0	0,1	0,42
9,5	0,12	0,41
10,0	0,14	0,41
10,5	0,49	0,41

4.5.4 Estimación del factor de demanda cíclica (CSR) según el método de Análisis de Respuesta de Sitio (ARS).

La información correspondiente al acelerograma a utilizar en el programa Deepsoil para la estimación del factor CSR, se obtuvo de la página web del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, tal y como se muestra en la *Figura 121*.

En dicha página, se proporciona, el registro del sismo ocurrido el 22 de abril de 1991, cuyo epicentro fue en el Valle de la Estrecha y alcanzó la magnitud de 7,7. Este evento sísmico provocó el fenómeno de licuación en la Ciudad de Limón, y se consideró por lo tanto el más representativo para la obtención del factor CSR.

Este registro, se muestra para varias estaciones, las cuales existían en aquel momento. Se considera conveniente utilizar el registro de la estación más cercana al epicentro, debido a la condición de menor atenuación de las ondas sísmicas.

La *Figura 121* muestra la ubicación de las estaciones para las cuales la página web del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica proporciona información.

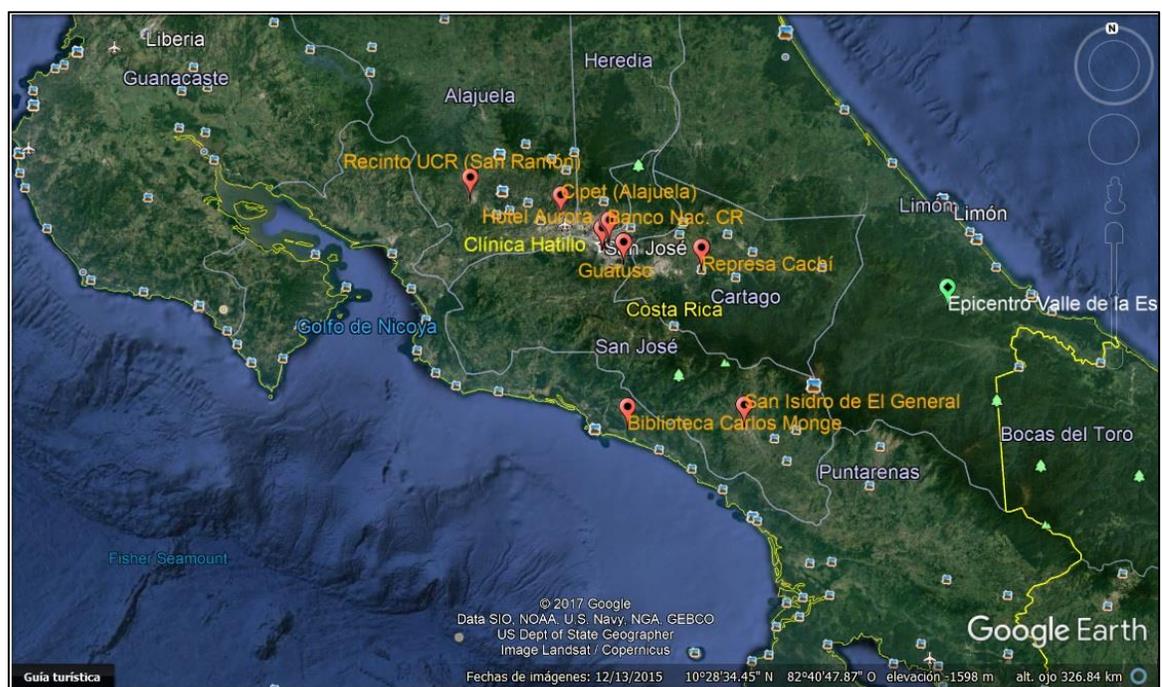


Figura 121. Ubicación de las estaciones con registro del sismo del 22 de abril de 1991.

Como se puede observar, la estación más cercana al epicentro es la ubicada en San Isidro de El General.

La *Figura 122*, muestra el registro del acelerograma, según la información suministrada por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, en su página web, para la estación antes indicada.

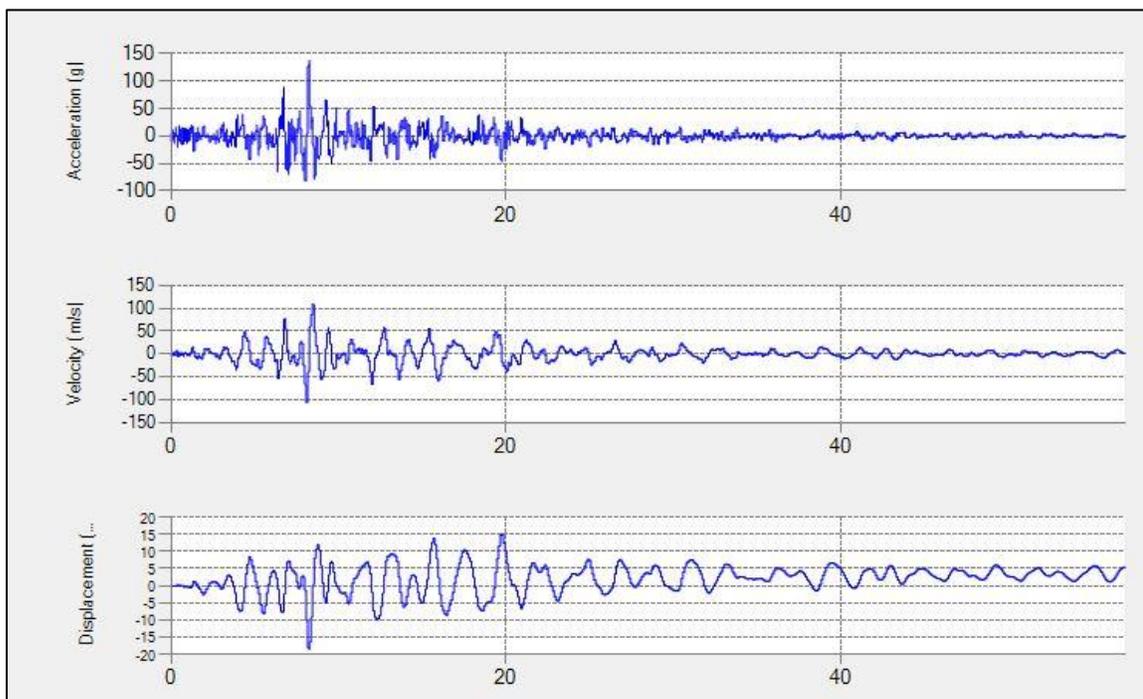


Figura 122. Registro del sismo del 22 de abril de 1991.

Para efectos de la caracterización de las propiedades del suelo del sitio, el programa Deepsoil requiere del ingreso de estas mediante el empleo de valores de onda de corte (V_s).

Con el fin de obtener la misma para cada perforación, se utilizó la correlación en arenas (Seed et al., 1983):

$$V_s = \alpha N^\beta$$

(Ecuación 69)

donde,

$\alpha = 61$ (valor sugerido por Seed et al para arenas sueltas).

$\beta = 0,5$ (valor sugerido por Seed et al para arenas sueltas).

V_s = velocidad de onda cortante en m/s.

N = número de golpes del ensayo de penetración estándar corregido.

La *Tabla 25* muestra los valores obtenidos para V_s según las perforaciones efectuadas en el sitio. Se incluye una columna adicional, en la cual se ha aplicado el método de regresión lineal con el fin de estimar la profundidad de roca basal, a través de la interpolación de una velocidad de 620 m/s, la cual es típica en rocas basales (Muñoz 2010).

Tabla 25. Valor de V_s para las perforaciones efectuadas en sitio.

	PROFUNDIDAD (M)	Nspt	Nspt(60)cs	PESO UNITARIO (KN/M3)	V_s (m/s)	V_s de regresion (m/s)
PERFORACION 1	0,5	2	3	16	105,66	108,10
	1,0	3	4	19	122,00	114,68
	1,5	4	5	19	136,40	121,26
	2,0	4	5	19	136,40	127,84
	2,5	4	5	19	136,40	134,41
	3,0	4	5	19	136,40	140,99
	3,5	4	5	19	136,40	147,57
	4,0	5	6	20	149,42	154,15
	4,5	5	6	20	149,42	160,72
	5,0	7	9	20	183,00	167,30
	5,5	7	9	20	183,00	173,88
	6,0	7	9	20	183,00	180,46
	6,5	7	9	20	183,00	187,03
	7,0	8	10	20	192,90	193,61
	7,5	8	10	20	192,90	200,19
	8,0	8	10	20	192,90	206,77
	8,5	8	10	20	192,90	213,34
9,0	8	9	20	183,00	219,92	
9,5	9	11	22	202,31	226,50	
10,0	14	13	22	219,94	233,08	
10,5	25	30	22	334,11	239,65	
Fin de perforación						
PERFORACION 2	0,5	1	1	16	61,00	87,29
	1,0	2	3	16	105,66	99,97
	1,5	2	2	16	86,27	112,65
	2,0	4	5	19	136,40	125,32
	2,5	5	6	20	149,42	138,00
	3,0	6	7	20	161,39	150,68
	3,5	6	8	20	172,53	163,36
	4,0	8	10	20	192,90	176,03
	4,5	8	10	20	192,90	188,71
	5,0	9	11	22	202,31	201,39
	5,5	9	12	22	211,31	214,07
	6,0	12	16	22	244,00	226,75
	6,5	13	17	22	251,51	239,42
	7,0	13	16	22	244,00	252,10
	7,5	15	19	22	265,89	264,78
	8,0	15	18	22	258,80	277,46
	8,5	15	18	22	258,80	290,13
9,0	20	24	22	298,84	302,81	
9,5	22	27	22	316,97	315,49	
10,0	25	30	22	334,11	328,17	
10,5	28	33	22	350,42	340,85	
Fin de perforación						

Según la *Figura 123*, para la perforación 1, la profundidad de roca basal, se ubica en 39,41 m según la tendencia de la curva de mejor ajuste.

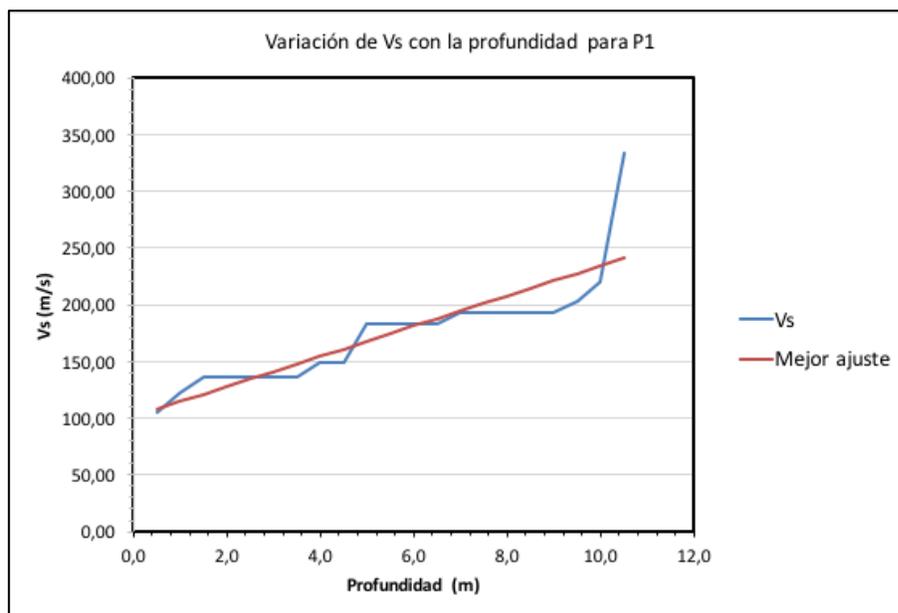


Figura 123. Curva de mejor ajuste para Vs según el ensayo SPT 1.

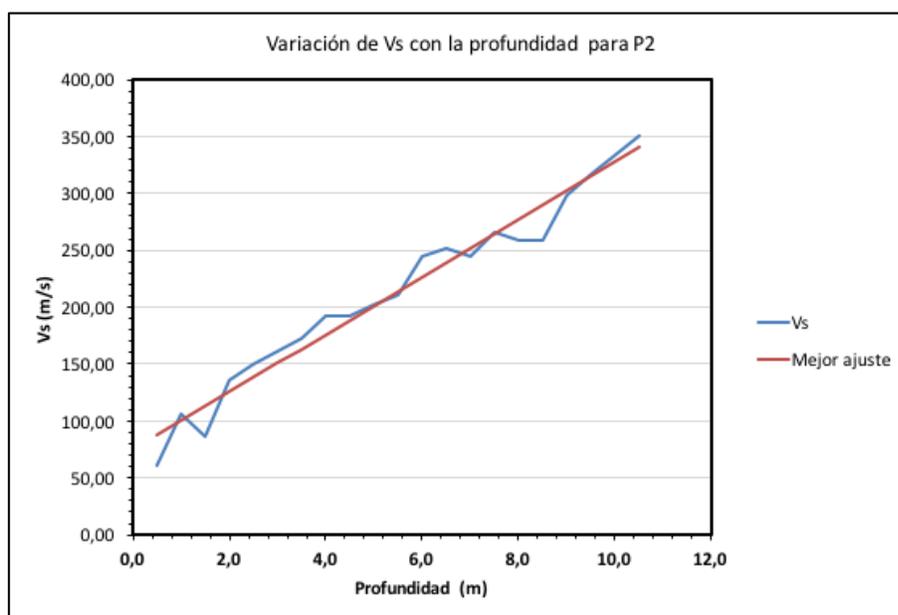


Figura 124. Curva de mejor ajuste para Vs según el ensayo SPT 2.

Según la Figura 124, para la perforación 2, la profundidad de roca basal, se ubica en 21,5 m según la tendencia de la curva de mejor ajuste.

Estos datos serán utilizados para efectos de caracterización del material en el programa Deepsoil.

Las figuras 35 y 36 muestran los perfiles utilizados para la estimación del factor CSR según las perforaciones SPT1 y SPT 2, respectivamente. En las mismas en el eje vertical se observan la profundidad de cada capa de suelo caracterizada para el análisis de respuesta de sitio. En la columna de la izquierda, en diferentes colores se nota la totalidad de las capas a utilizadas para lograr un resultado adecuado del programa Deepsoil. En la columna de la derecha se observa la variación del valor de la velocidad de onda de corte en m/s (eje horizontal) con la profundidad (eje vertical). Este valor de velocidad de onda de corte, es el parámetro utilizado por el programa para evaluar su comportamiento ante una excitación sísmica.

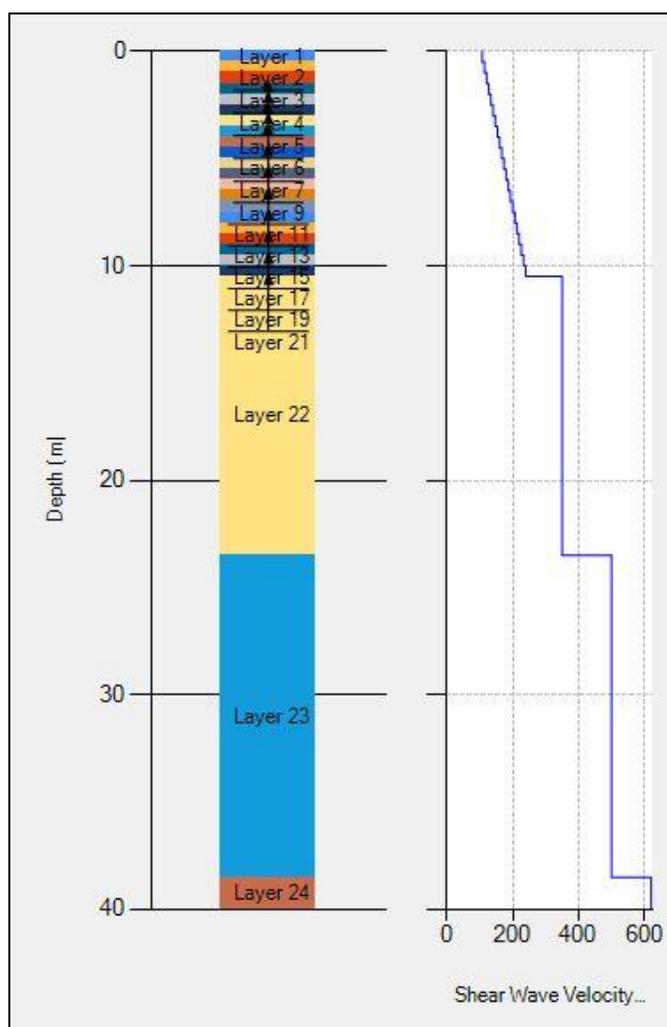


Figura 125. Perfil para análisis según el ensayo SPT1.

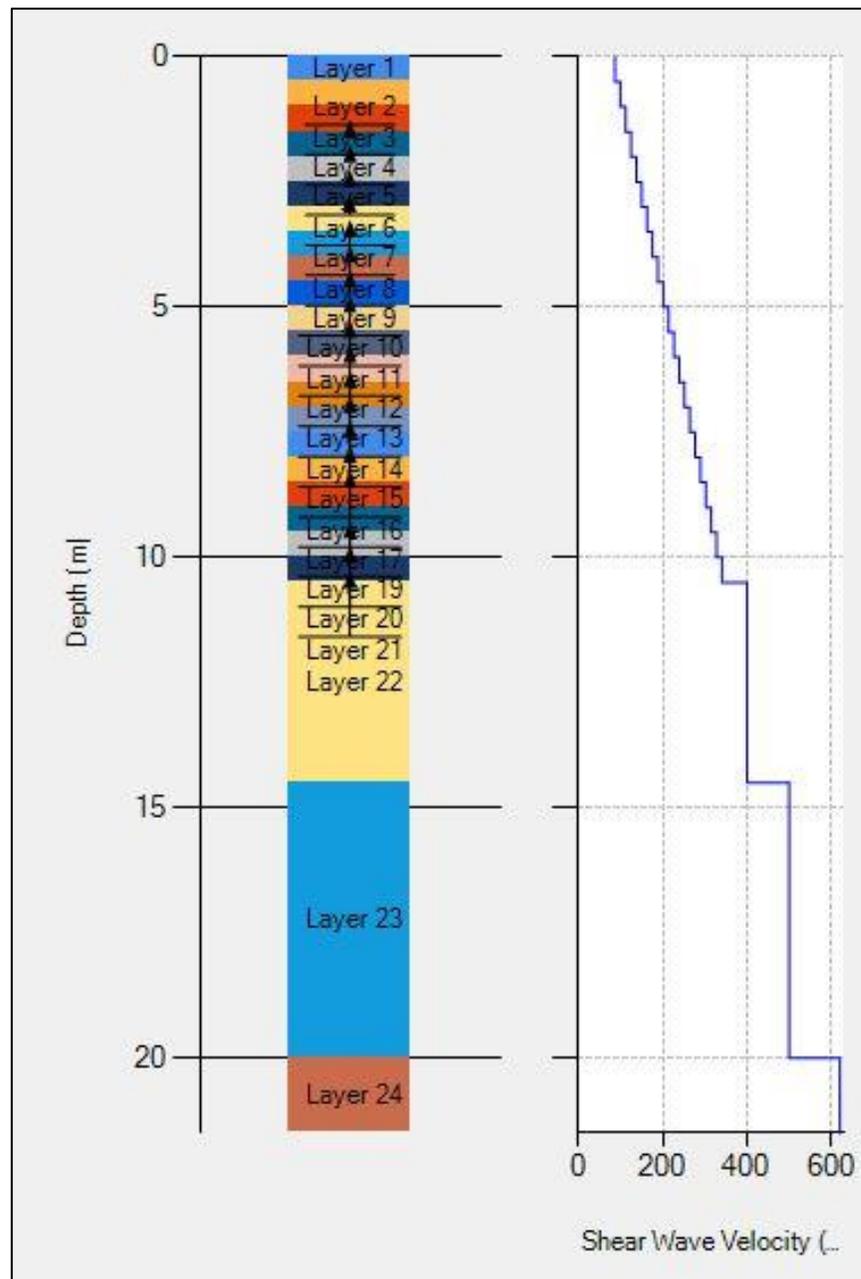


Figura 126. Perfil para análisis según el ensayo SPT2.

La Figura 127 y Figura 128, muestra los resultados obtenidos para el factor CSR según el análisis de respuesta de sitio (ARS), según los resultados de las perforaciones SPT1 y SPT2.

Las figuras también muestran la variación de la aceleración pico, en las diferentes capas de suelo, así como la máxima deformación cortante.

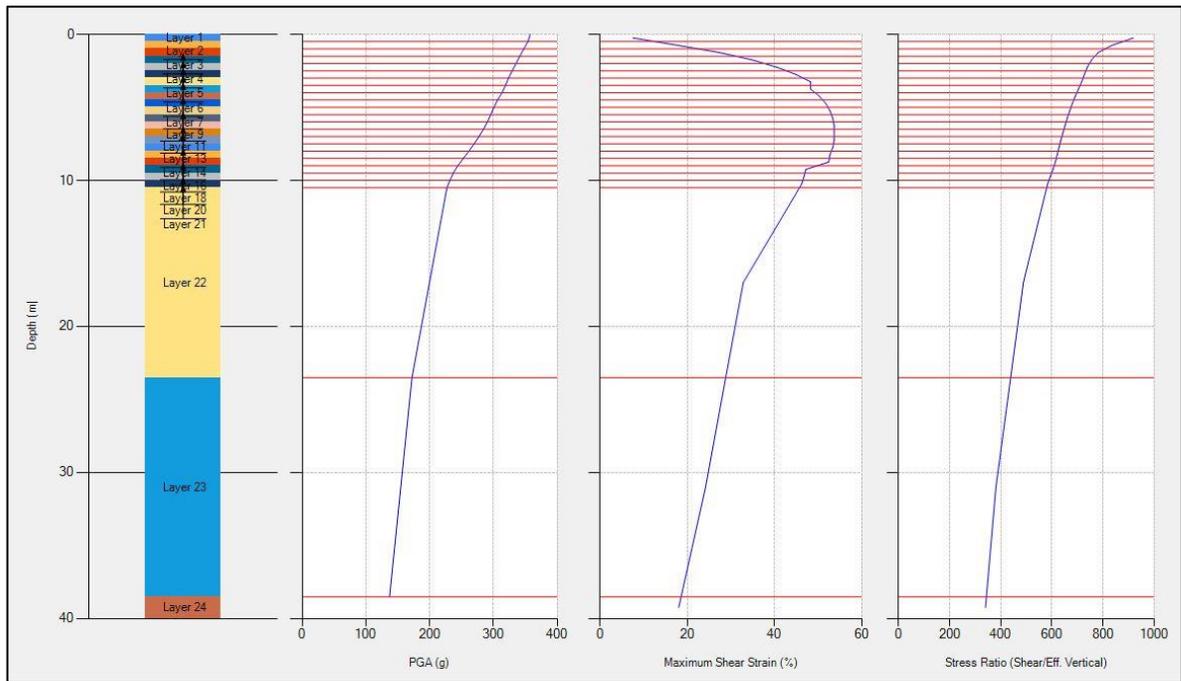


Figura 127. Factor CSR según el ensayo SPT1.

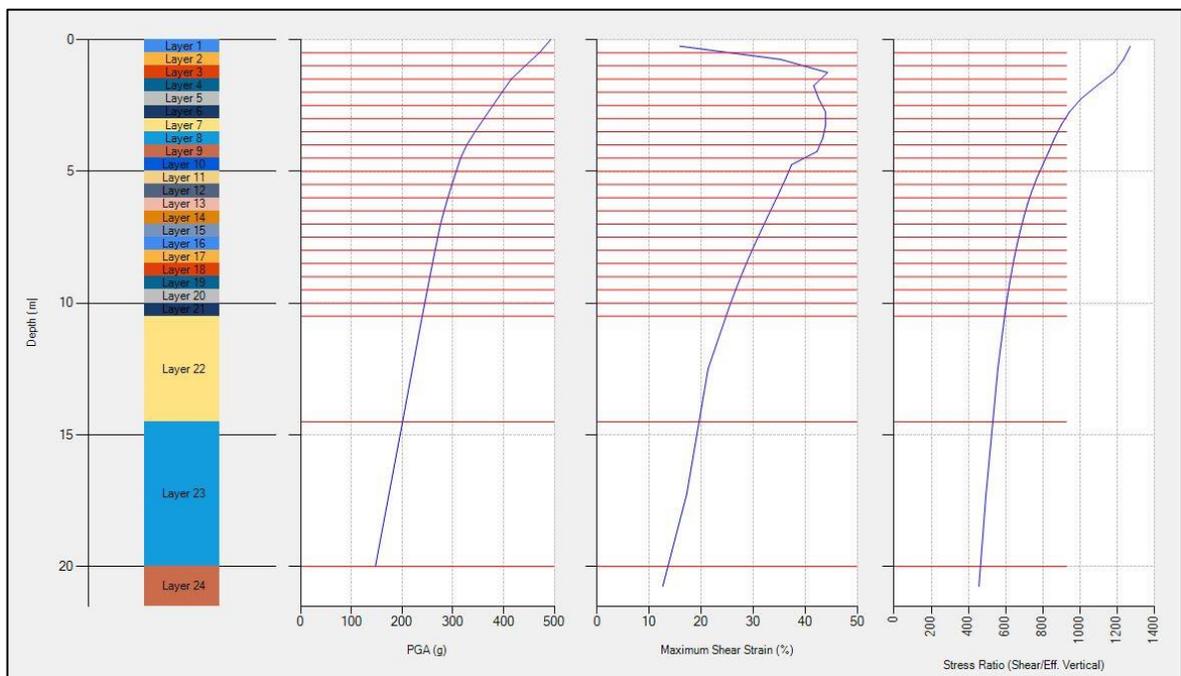


Figura 128. Factor CSR según el ensayo SPT2.

La *Tabla 26* muestra los valores obtenidos por medio del programa Deepsoil, producto del análisis de respuesta de sitio (ARS) para el factor CSR.

Tabla 26. Valores para el factor CSR programa Deepsoil.

PROFUNDIDAD (M)	FACTOR CSR Deepsoil (ARS)	
	SPT1	SPT2
0,5	0,84	1,25
1,0	0,80	1,20
1,5	0,77	1,14
2,0	0,75	1,04
2,5	0,73	0,98
3,0	0,72	0,93
3,5	0,70	0,88
4,0	0,69	0,85
4,5	0,68	0,80
5,0	0,67	0,78
5,5	0,66	0,77
6,0	0,65	0,73
6,5	0,65	0,70
7,0	0,64	0,68
7,5	0,63	0,66
8,0	0,62	0,65
8,5	0,61	0,64
9,0	0,60	0,63
9,5	0,59	0,62
10,0	0,58	0,60
10,5	0,57	0,59

Los resultados obtenidos por medio del análisis de respuesta de sitio, *Tabla 26*, son similares a los estimados a través del método de Seed e Idriss, para el factor CSR.

Estos valores serán comparados en las páginas siguientes con el fin de escoger el idóneo para estimar el factor de seguridad contra licuación.

4.5.5 Estimación del factor de demanda cíclica (CSR) según el método de Tokimatsu y Yoshimi.

La *Tabla 27* muestra los resultados obtenidos para el factor CSR, al aplicar la metodología de Tokimatsu y Yoshimi.

Se analizaron diferentes magnitudes de sismos:

- M = 6,5
- M = 7,0
- M = 8,5

Tabla 27. Valores de factor CSR según metodología de Tokimatsu y Yoshimi

											M	6,5	7,0	8,5
	PROFUNDIDAD (M)	Nspt	Nspt(60)cs	PESO UNITARIO (KN/M3)	FC (%)	D50 (MM)	ESFUERZO TOTAL (KN/M2)	PRESION DE PORO (KN/M2)	ESFUERZO EFECTIVO (KN/M2)	rd	amax	CSR	CSR	CSR
PERFORACION 1	0,5	2	3	16	4	0,30	8,0	4,9	3,1	0,993	0,200	0,282	0,307	0,384
	1,0	3	4	19	4	0,30	19,0	9,8	9,2	0,985	0,200	0,224	0,244	0,305
	1,5	4	5	19	4	0,30	28,5	14,7	13,8	0,978	0,200	0,222	0,242	0,303
	2,0	4	5	19	4	0,30	38,0	19,6	18,4	0,970	0,200	0,220	0,240	0,300
	2,5	4	5	19	4	0,30	47,5	24,5	23,0	0,963	0,200	0,219	0,239	0,298
	3,0	4	5	19	4	0,30	57,0	29,4	27,6	0,955	0,200	0,217	0,237	0,296
	3,5	4	5	19	4	0,30	66,5	34,3	32,2	0,948	0,200	0,215	0,235	0,294
	4,0	5	6	20	4	0,30	80,0	39,2	40,8	0,940	0,200	0,203	0,221	0,276
	4,5	5	6	20	4	0,30	90,0	44,1	45,9	0,933	0,200	0,201	0,219	0,274
	5,0	7	9	20	4	0,30	100,0	49,0	51,0	0,925	0,200	0,200	0,218	0,272
	5,5	7	9	20	4	0,30	110,0	53,9	56,1	0,918	0,200	0,198	0,216	0,270
	6,0	7	9	20	4	0,30	120,0	58,8	61,2	0,910	0,200	0,196	0,214	0,268
	6,5	7	9	20	4	0,30	130,0	63,7	66,3	0,903	0,200	0,195	0,212	0,265
	7,0	8	10	20	4	0,30	140,0	68,6	71,4	0,895	0,200	0,193	0,211	0,263
	7,5	8	10	20	4	0,30	150,0	73,5	76,5	0,888	0,200	0,191	0,209	0,261
	8,0	8	10	20	4	0,30	160,0	78,4	81,6	0,880	0,200	0,190	0,207	0,259
	8,5	8	10	20	4	0,30	170,0	83,3	86,7	0,873	0,200	0,188	0,205	0,257
9,0	8	9	20	4	0,30	180,0	88,2	91,8	0,865	0,200	0,187	0,204	0,254	
9,5	9	11	22	4	0,30	209,0	93,1	115,9	0,858	0,200	0,170	0,186	0,232	
10,0	14	13	22	4	0,30	220,0	98,0	122,0	0,850	0,200	0,169	0,184	0,230	
10,5	25	30	22	4	0,30	231,0	102,9	128,1	0,843	0,200	0,167	0,182	0,228	
Fin de perforación														
PERFORACION 2	0,5	1	1	16	3	0,33	8,0	4,9	3,1	0,993	0,200	0,282	0,307	0,384
	1,0	2	3	16	3	0,33	16,0	9,8	6,2	0,985	0,200	0,280	0,305	0,381
	1,5	2	2	16	3	0,33	24,0	14,7	9,3	0,978	0,200	0,277	0,303	0,378
	2,0	4	5	19	3	0,33	38,0	19,6	18,4	0,970	0,200	0,220	0,240	0,300
	2,5	5	6	20	3	0,33	50,0	24,5	25,5	0,963	0,200	0,208	0,226	0,283
	3,0	6	7	20	3	0,33	60,0	29,4	30,6	0,955	0,200	0,206	0,225	0,281
	3,5	6	8	20	3	0,33	70,0	34,3	35,7	0,948	0,200	0,204	0,223	0,279
	4,0	8	10	20	3	0,33	80,0	39,2	40,8	0,940	0,200	0,203	0,221	0,276
	4,5	8	10	20	3	0,33	90,0	44,1	45,9	0,933	0,200	0,201	0,219	0,274
	5,0	9	11	22	3	0,33	110,0	49,0	61,0	0,925	0,200	0,183	0,200	0,250
	5,5	9	12	22	3	0,33	121,0	53,9	67,1	0,918	0,200	0,182	0,199	0,248
	6,0	12	16	22	3	0,33	132,0	58,8	73,2	0,910	0,200	0,181	0,197	0,246
	6,5	13	17	22	3	0,33	143,0	63,7	79,3	0,903	0,200	0,179	0,195	0,244
	7,0	13	16	22	3	0,33	154,0	68,6	85,4	0,895	0,200	0,178	0,194	0,242
	7,5	15	19	22	3	0,33	165,0	73,5	91,5	0,888	0,200	0,176	0,192	0,240
	8,0	15	18	22	3	0,33	176,0	78,4	97,6	0,880	0,200	0,175	0,190	0,238
	8,5	15	18	22	3	0,33	187,0	83,3	103,7	0,873	0,200	0,173	0,189	0,236
9,0	20	24	22	3	0,33	198,0	88,2	109,8	0,865	0,200	0,172	0,187	0,234	
9,5	22	27	22	3	0,33	209,0	93,1	115,9	0,858	0,200	0,170	0,186	0,232	
10,0	25	30	22	3	0,33	220,0	98,0	122,0	0,850	0,200	0,169	0,184	0,230	
10,5	28	33	22	3	0,33	231,0	102,9	128,1	0,843	0,200	0,167	0,182	0,228	
Fin de perforación														

4.5.6 Comparación de resultados obtenidos para el factor CSR.

Como se puede observar en la *Tabla 28*, el valor del factor de esfuerzo cíclico obtenido a través de un análisis de respuesta de sitio, es mayor al obtenido por medio del método de Seed and Idriss así como por el método de Tokimatsu y Yoshimi. Estos dos últimos métodos arrojan valores de este factor muy similares.

Tabla 28. Valores de factor CSR.

PROFUNDIDAD (M)	FACTOR CSR LiqSVs		FACTOR CSR Deepsoil (ARS)		FACTOR CSR Tokimatsu y Yoshimi	
	SPT1	SPT2	SPT1	SPT2	SPT1	SPT2
0,5	0,06	0,39	0,84	1,25	0,384	0,38
1,0	0,06	0,39	0,80	1,20	0,305	0,31
1,5	0,07	0,39	0,77	1,14	0,303	0,30
2,0	0,07	0,39	0,75	1,04	0,300	0,30
2,5	0,07	0,4	0,73	0,98	0,298	0,30
3,0	0,07	0,41	0,72	0,93	0,296	0,30
3,5	0,07	0,42	0,70	0,88	0,294	0,29
4,0	0,07	0,43	0,69	0,85	0,276	0,28
4,5	0,07	0,43	0,68	0,80	0,274	0,27
5,0	0,10	0,43	0,67	0,78	0,272	0,27
5,5	0,10	0,43	0,66	0,77	0,270	0,27
6,0	0,10	0,43	0,65	0,73	0,268	0,27
6,5	0,10	0,43	0,65	0,70	0,265	0,27
7,0	0,11	0,43	0,64	0,68	0,263	0,26
7,5	0,11	0,43	0,63	0,66	0,261	0,26
8,0	0,11	0,42	0,62	0,65	0,259	0,26
8,5	0,11	0,42	0,61	0,64	0,257	0,26
9,0	0,10	0,42	0,60	0,63	0,254	0,25
9,5	0,12	0,41	0,59	0,62	0,232	0,23
10,0	0,14	0,41	0,58	0,60	0,230	0,23
10,5	0,49	0,41	0,57	0,59	0,228	0,23

La *Tabla 29*, muestra el factor de seguridad contra la licuación, donde se considera como factor mínimo recomendable 1,2. Con base en este dato, se estimará la zona potencialmente licuable.

La tabla se construye con el factor CRR obtenido a través del programa LiqSVs y el CSR obtenido a través del análisis de respuesta de sitio, proporcionado por el programa Deepsoil.

Tabla 29. Valores de factor de seguridad contra la licuación.

PROFUNDIDAD (m)	FACTOR CRR		FACTOR CSR		FSL	
	SPT1	SPT2	SPT1	SPT2	SPT1	SPT2
0,5	0,06	0,05	0,84	1,25	0,07	0,04
1,0	0,06	0,06	0,80	1,20	0,08	0,05
1,5	0,07	0,05	0,77	1,14	0,09	0,04
2,0	0,07	0,07	0,75	1,04	0,09	0,07
2,5	0,07	0,07	0,73	0,98	0,10	0,07
3,0	0,07	0,08	0,72	0,93	0,10	0,09
3,5	0,07	0,09	0,70	0,88	0,10	0,10
4,0	0,07	0,11	0,69	0,85	0,10	0,13
4,5	0,07	0,11	0,68	0,80	0,10	0,14
5,0	0,10	0,12	0,67	0,78	0,15	0,15
5,5	0,10	0,13	0,66	0,77	0,15	0,17
6,0	0,10	0,17	0,65	0,73	0,15	0,23
6,5	0,10	0,18	0,65	0,70	0,15	0,26
7,0	0,11	0,17	0,64	0,68	0,17	0,25
7,5	0,11	0,21	0,63	0,66	0,17	0,32
8,0	0,11	0,20	0,62	0,65	0,18	0,31
8,5	0,11	0,20	0,61	0,64	0,18	0,31
9,0	0,10	0,27	0,60	0,63	0,17	0,43
9,5	0,12	0,32	0,59	0,62	0,20	0,52
10,0	0,14	0,34	0,58	0,60	0,24	0,57
10,5	0,18	0,35	0,57	0,59	0,32	0,59

La *Tabla 29* indica como la totalidad de la profundidad explorada presenta un factor de seguridad menor a 1. Se puede considerar como profundidad máxima para la zona licuable del orden de 0 m a 20 m (Henríquez, 2007), por lo que la profundidad alcanzada en los sondeos se ubica dentro de ese rango.

Se considera también, como las zonas licuables, presentan valores del número de golpes de SPT menores a 30 (NCEER 1998-Youd et al, 2001).

La *Tabla 28*, de acuerdo con este criterio, mostraría una profundidad licuable máxima de 10 m para la perforación 1 y 9,5 m para la perforación 2, puesto que se obtienen un valor para el parámetro N_{SPT} mayor a 30, no obstante, es importante mencionar, la posibilidad de que la profundidad licuable se pudiera incrementar en caso de contar con más información, la cual podría venir de estudios de geofísica o bien de un mayor número de perforaciones.

4.6 Análisis del sistema de fundación para la estructura a construir.

Con base en los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, se debe de elegir el sistema de fundación adecuado para la estructura a edificar en el Aeropuerto Internacional de Limón.

El sistema de fundación podría estar constituido tanto por cimentaciones profundas, como por cimentaciones superficiales ubicadas sobre un suelo mejorado.

4.6.1 Análisis comparativo de métodos para mejoramiento de suelos como alternativa de fundación de la estructura.

La *Figura 129* muestra la matriz de decisión, donde se ha ponderado los tres métodos descritos en la sección 2.9.

Estos métodos son:

Compactación Dinámica, inyección y vibro Flotación Columnas de Grava.

Estos sistemas de mejoramiento de suelo se muestran en el CCCR y son adecuados para suelos potencialmente licuables.

De acuerdo con la *Figura 128*, el método de mejoramiento de suelo más adecuado para el proyecto a desarrollar sería el método de Vibro flotación con columnas de grava.

Este método ha sido aplicado en nuestro país con éxito para mejorar las propiedades geomecánicas de sitios con presencia de suelos blandos o bien con suelos granulares sueltos.

El sistema básicamente busca la construcción de elementos columnares rellenos de grava los cuales vienen a modificar la rigidez del medio, con el fin de lograr un nuevo tipo de suelo, capaz de soportar cargas de forma segura y además de resistir efectos como el potencial de licuación.

La licuación, tal y como y como se puede observar en la figura 5, durante la acción del sismo, genera la degradación del material producto de las acciones cíclicas de la carga inducida por el evento sísmico, lo cual se traduce en la reducción del valor del módulo cortante y por tanto un incremento de la deformabilidad del

suelo. El método de mejoramiento propuesto vendría a incrementar la rigidez del medio y por lo tanto en mejorar el comportamiento del suelo ante el esfuerzo cíclico inducido por la carga sísmica, durante la ocurrencia del evento.

La matriz mostrada en la *Figura 129*, analiza tres niveles de ponderación para cada uno de los ocho aspectos tomadas en cuenta para cada método de cimentación.

El primer criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 0 considera la imposibilidad de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

El segundo criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 1, considera la posibilidad parcial de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

El tercer criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 2, considera la posibilidad total de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

Un sistema de mejoramiento de suelo, el cual cumpliría con la totalidad de los aspectos evaluados en forma total, obtendría una nota máxima de 16, mientras que un método de mejoramiento de suelo que no cumpla con ninguno de los aspectos evaluados obtendría una nota de 0.

La nota final se obtendría como la suma algebraica de la ponderación asignada por cada aspecto en cada uno de los sistemas de fundación analizados.

En cada columna de la matriz de decisión, se considera la siguiente descripción:

- Columna *logra incremento de la resistencia al corte por densificación*: Se consulta acerca de la metodología empleada para lograr el incremento en la resistencia al corte del suelo del sitio.

Criterio a ponderar	Logra incremento de la resistencia al corte por densificación.	Requiere áreas de trabajo importantes para su aplicación.	Es susceptible a la presencia del nivel frático.	Produce asentamientos en estructuras vecinas.	El mejoramiento abarca la profundidad susceptible a licuación.	Posee una alta velocidad de ejecución.	Su costo económico es un condicionante.	Está disponible en el mercado nacional.	Ponderación total
Niveles de ponderación	0: No lo logra.	0: No requiere.	0: Se ve afectado por niveles freáticos someros	0: Alta probabilidad.	0: Solamente actúa a nivel superficial.	0: Su velocidad de ejecución es sumamente baja y es un factor limitante en su aplicación	0: Posee un alto costo económico.	0: No está disponible y debe ser traído del exterior.	10
	1: Logra un incremento poco eficiente.	1: Requiere un área disponible en sitio pero se aplica con dificultad.	1: Se ve afectado por niveles freáticos profundos.			1: Su velocidad de ejecución es aceptable dentro del tiempo requerido para la ejecución de las obras.	1: Posee un costo económico accesible para el proyecto.	1: Está disponible pero su transporte al sitio de las obras es un condicionante.	
	2: Logra un incremento eficiente.	2: Requiere un área disponible en sitio pero se aplica con facilidad	2: No se ve afectado.	2: Nula probabilidad.	2: Logra abarcar la totalidad de la zona licuable.	3: Su velocidad de ejecución es muy alta y se considera una fortaleza para el	2: Su costo económico no es un condicionante para su	2: Está disponible y se puede llevar al sitio de las obras sin problema.	
	2	2	0	0	2	2	1	1	
Compactación Dinámica	0	1	0	2	0	1	1	6	
Vibro-Flotación Columnas de grava	0	2	2	2	2	2	2	2	14

Figura 129. Matriz de decisión para métodos de mejoramiento de suelo.

- Columna *requiere áreas de trabajo importantes para su aplicación*: Se refiere a la necesidad de áreas libres de dimensiones importantes durante el proceso constructivo.
- Columna *es susceptible a la presencia del nivel freático*: Se refiere a la influencia, de forma negativa para el método de mejoramiento, por la presencia de nivel freático.
- Columna *produce asentamientos en estructuras vecinas*: Se consulta acerca de la posibilidad de afectación de estructuras vecinas producto de la aplicación del sistema de mejoramiento de suelo.
- Columna *el mejoramiento abarca la profundidad susceptible a licuación*: Se consulta acerca de la posibilidad de alcanzar la profundidad licuable en forma eficiente con el método de mejoramiento de suelo.
- Columna *posee una alta velocidad de ejecución*: Se consulta acerca de la velocidad de aplicación del método con el fin de definir si la misma es un condicionante para el proyecto.
- Columna *su costo económico es un condicionante*: Se consulta acerca de considerar un condicionante para su empleo en el sitio, el costo económico del método.
- Columna *está disponible en el mercado nacional*: Se refiere a la disponibilidad de equipo, personal y profesionales en el mercado nacional para su aplicación.

4.6.2 Análisis comparativo de métodos para cimentación de la estructura a construir en sitio.

La *Figura 130*, muestra el análisis comparativo, entre el método de mejoramiento de suelo considerado como el idóneo, con dos métodos de cimentación considerados como opciones para la estructura del sitio. Estos métodos fueron descritos en el apartado 4.2.

La matriz de decisión mostrada en la *Figura 136*, se elabora para comparar los sistemas más comúnmente utilizados para la cimentación de estructuras en suelos blandos o suelos granulares sueltos.

Estos métodos son:

- Cimentación superficial mediante el empleo de una losa flotante.
- Cimentación profunda mediante el empleo de pilotes excavados en sitio

Ambas soluciones se pueden dimensionar con base en la aplicación de la información disponible en sitio, además del aprovechamiento del modelo geotécnico construido para el lugar.

Estos métodos de cimentación están contemplados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica y son de práctica común en nuestro país.

Una cimentación profunda es un elemento que transmite la carga de la superestructura hacia estratos profundos.

Esta transferencia de carga, puede realizarse por fricción entre el fuste del pilote y el suelo que lo rodea, en cuyo caso se cataloga al pilote como de fricción o flotante, o la carga puede transmitirse directamente a la punta, en cuyo caso se habla de un pilote de punta.

Las losas flotantes son aquellas cimentaciones superficiales que se disponen en plataforma, la cual tiene por objeto transmitir las cargas del edificio al terreno distribuyendo los esfuerzos uniformemente.

Las losas flotantes se pueden utilizar para diferentes aplicaciones, pero uno de sus usos más importantes son los cimientos de terrenos sensibles, ya que se recurre a la losa flotante debido a su sistema de estructuración que se caracteriza por ser altamente resistente, duraderos y, sobre todo, apto para distintos soportes.

La matriz mostrada en la *Figura 130*, analiza tres niveles de ponderación para cada uno de los ocho aspectos tomadas en cuenta para cada método de cimentación.

El primer criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 0 considera la imposibilidad de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

El segundo criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 1, considera la posibilidad parcial de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

El tercer criterio de ponderación, al cual se le asigna un valor de 2, considera la posibilidad total de que el aspecto cumpla con el requerimiento evaluado en cada uno de los métodos de cimentación analizados.

Un sistema de cimentación, el cual cumpliría con la totalidad de los aspectos evaluados en forma total, obtendría una nota máxima de 16, mientras que un método de cimentación que no cumpla con ninguno de los aspectos evaluados obtendría una nota de 0.

La nota final se obtendría como la suma algebraica de la ponderación asignada por cada aspecto en cada uno de los sistemas de fundación analizados.

En cada columna de la matriz de decisión, se considera la siguiente descripción:

- Columna *resiste la carga con riesgo por asentamientos*: Se consulta acerca de la posibilidad de ocurrencia de asentamientos, antes, durante o después de la construcción del sistema de fundación.
- Columna *requiere áreas de trabajo importantes para su aplicación*: Se refiere a la necesidad de áreas libres de dimensiones importantes durante el proceso constructivo.

Criterio a ponderar	Resiste la carga con riesgo por asentamientos.	Requiere áreas de trabajo importantes para su aplicación.	Requiere el empleo de material de sustitución para su estructura.	Su proceso constructivo puede producir asentamientos en estructuras vecinas.	El sistema de fundación abarca la profundidad susceptible a licuación.	Posee una alta velocidad de ejecución.	Su costo económico es un condicionante.	Está disponible en el mercado nacional.	Ponderación total
Niveles de ponderación	0: Presenta riesgo.	0: No requiere.	0: Requiere de la utilización del mismo en excavaciones con áreas iguales a las del proyecto.	0: Alta probabilidad.	0: Solamente actúa a nivel superficial.	0: Su velocidad de ejecución es sumamente baja y es un factor limitante en su aplicación.	0: Posee un alto costo económico.	0: No está disponible y debe ser traído del exterior.	
	1: Debe ser evaluado en sitio para definir el riesgo.	1: Requiere un área disponible en sitio pero se aplica con dificultad.	1: Requiere en el mismo en excavaciones menores al área del proyecto.		1: Abarca solamente la zona licuable.	1: Su velocidad de ejecución es aceptable dentro del tiempo requerido para la ejecución de las obras.	1: Posee un costo económico accesible para el proyecto.	1: Está disponible pero su transporte al sitio de las obras es un condicionante.	
	2: No presenta riesgo.	2: Requiere un área disponible en sitio pero se aplica con facilidad	2: No requiere.	2: Nula probabilidad.	2: Logra abarcar más allá de la zona licuable.	3: Su velocidad de ejecución es muy alta y se considera una fortaleza para el desarrollo del proyecto.	2: Su costo económico no es un condicionante para su aplicación.	2: Está disponible y se puede llevar al sitio de las obras sin problema.	
Losa flotante	0	1	0	0	0	0	1	2	4
Pilotes Preexcavados	2	2	2	2	2	1	2	2	15
Vibro-Flotación Columnas de grava	1	2	1	2	1	2	2	2	13

Figura 130. Matriz de decisión para métodos de cimentación de la estructura a construir en sitio.

- Columna *requiere el empleo de material de sustitución para su estructura*: Se refiere a la necesidad, dentro del proceso constructivo, de la colocación de materiales de sustitución como parte del sistema de cimentación.
- Columna *produce asentamientos en estructuras vecinas*: Se consulta acerca de la posibilidad de afectación de estructuras vecinas producto de la aplicación del sistema de mejoramiento de suelo.
- Columna *el mejoramiento abarca la profundidad susceptible a licuación*: Se consulta acerca de la posibilidad de alcanzar la profundidad licuable en forma eficiente con el método de mejoramiento de suelo.
- Columna *posee una alta velocidad de ejecución*: Se consulta acerca de la velocidad de aplicación del método con el fin de definir si la misma es un condicionante para el proyecto.
- Columna *su costo económico es un condicionante*: Se consulta acerca de considerar un condicionante para su empleo en el sitio, el costo económico del método.
- Columna *está disponible en el mercado nacional*: Se refiere a la disponibilidad de equipo, personal y profesionales en el mercado nacional para su aplicación.

De conformidad con la figura anterior, el método adecuado para la cimentación de la estructura a construir en el sitio, serían los pilotes preexcavados, dimensionados a una profundidad de 10,5 m. Estos pilotes desarrollarían resistencia solamente por punta.

4.7 Dimensionamiento del sistema de fundación para la estructura a construir.

4.7.1 Cálculo de la resistencia y número de pilotes requeridos.

De conformidad con la (Ecuación 61, la capacidad última de un pilote sería la siguiente:

$$Q_{ULT} = Q_{FRICCION} + Q_{PUNTA}$$

No obstante, la sección 5.11.2 del CCCR, establece que, de existir un potencial de licuación elevado, en el análisis de la capacidad de carga del pilote se deberá despreciar la resistencia contribuida por los estratos potencialmente licuables y de aquellos estratos superiores.

Según lo anterior, la (Ecuación 61 se reduce a:

$$Q_{ULT} = Q_{FRICCION}$$

(Ecuación 70)

Por otra parte, la (Ecuación 65, establece lo siguiente:

$$Q_{punta} = q_b A_b = (\sigma' N_q^*) A_b \leq q_{lim} A_b$$

Para la estimación de la capacidad por punta, se utilizará la sección de pilote mostrada en la *Figura 131*.

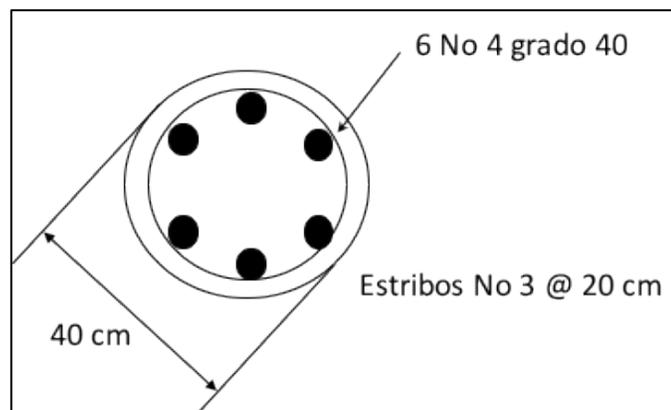


Figura 131. Sección típica de pilote a construir in sitio.

Por otro lado, se tomarán los siguientes datos:

$$\phi = 42^\circ \text{ (ver Figura 109).}$$

$$\sigma'_q = 128,1 \text{ kN/m}^2 \text{ (ver Tabla 21).}$$

$$N_q^* = 400 \text{ (ver figura 5.1. CCCR).}$$

De esta forma:

$$Q_{punta} = q_b A_b = (\sigma'_q N_q^*) A_b = 128,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 400 * \frac{\pi}{4} * (0,4 \text{ m})^2 = 6968,6 \text{ kN}$$

Por otro lado,

$$q_{lim} = 50 N_q^* \tan \phi = 50 * 400 * \tan 42 = 18008 \text{ kPa}$$

Luego,

$$q_{lim} A_b = 18008 \text{ kPa} * \frac{\pi}{4} * (0,4 \text{ m})^2 = 2261,8 \text{ kN}$$

Se nota entonces como,

$$(\sigma'_q N_q^*) A_b > q_{lim} A_b$$

Por lo tanto, se debe tomar:

$$Q_{punta} = 2261,8 \text{ kN}$$

Para el uso del dato anterior se debe garantizar que el pilote queda empotrado dentro de la capa de apoyo una distancia D definida por:

$$D = 4 B \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

(Ecuación 71)

Entonces,

$$D = 4 B \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = 4 * 0,4 \text{ m} * \tan \left(45 + \frac{42}{2} \right) = 3,6 \text{ m}$$

Por lo tanto, el pilote deberá tener una longitud total de:

$$L_{total} = 3,6 + 10,5 = 14,1 \text{ m}$$

El cartel de licitación del proyecto, en cuanto a carga de diseño establece lo siguiente:

Se debe contar con un esfuerzo admisible de 10 Ton/m² (98 kN/m²) mínimo a nivel de desplante con un F.S.= 3 para cimentación aislada.

Entonces, para estimar el número de pilotes por cada placa aislada, se puede observar cómo:

$$Q_{ADM} = Q_{ULT}/FS$$

(Ecuación 72)

Así:

$$Q_{ADM} = Q_{ULT}/FS = 2261,8 \text{ kN} / 3 = 753,9 \text{ kN}$$

Entonces,

$$Q_{TRAB} = 98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{\pi}{4} * (0,4 \text{ m})^2 = 12,3 \text{ kN}$$

Nótese como la carga de trabajo es mucho menor a la carga admisible, y por tal razón, se puede utilizar solamente un pilote por cada placa aislada.

La *Figura 132*, muestra la distribución de las placas aisladas de la estructura a construir en el sitio.

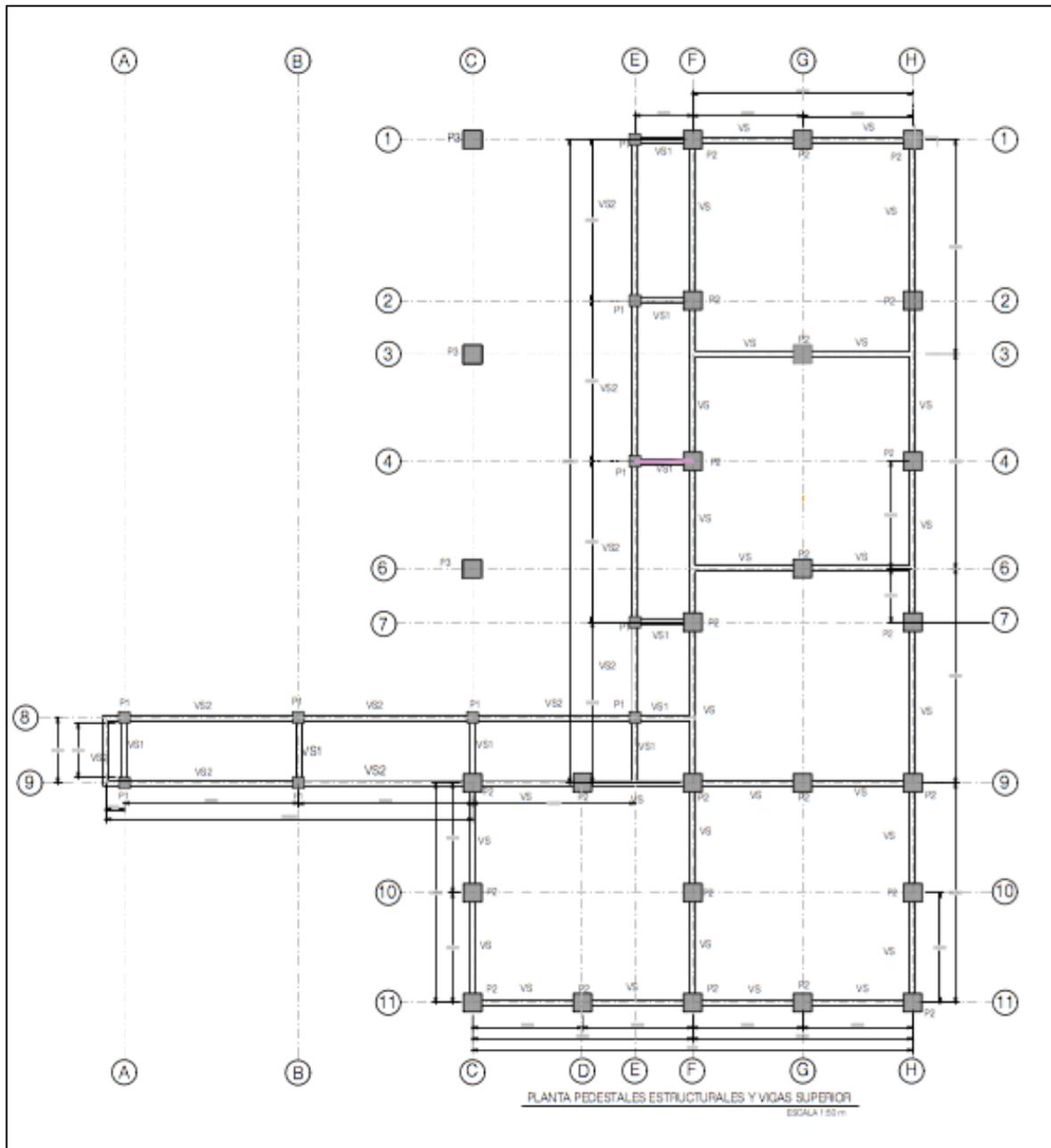


Figura 132. Distribución de placas de fundación.

Por otro lado, la *Figura 133* muestra un corte típico de la estructura, con el fin de observar la ubicación de los pilotes en cada placa. El concepto es mantener la estructura elevada con respecto al suelo, con el fin de prevenir los efectos de posibles inundaciones.

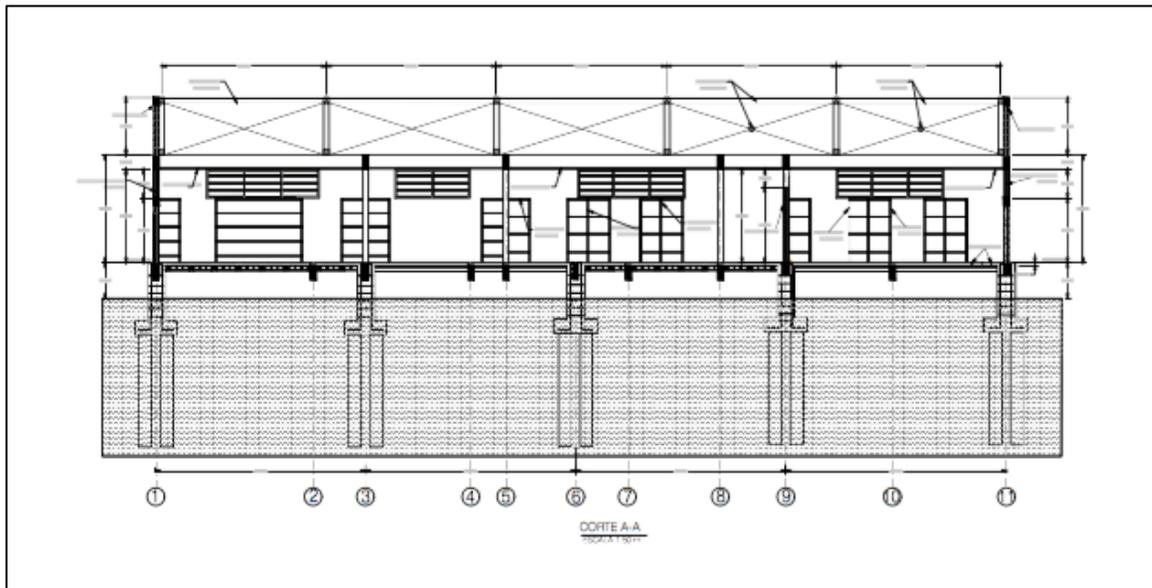


Figura 133. Sección transversal de la estructura.

4.7.1.1 Determinación de la capacidad estructural del pilote propuesto.

De conformidad con el artículo 10.3.6.2. del ACI 318-08 la carga nominal máxima para un elemento columnar en compresión simple, se puede obtener a través de la siguiente expresión:

$$P_{n(\text{máx})} = 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

(Ecuación 73)

donde,

$P_{n(\text{máx})}$ = Carga nominal máxima en compresión.

ϕ = factor de reducción (0,65 para elementos reforzados).

f'_c = resistencia a la compresión simple del concreto.

A_g = área bruta de la sección transversal del pilote.

A_{st} = área de las barras de acero de refuerzo.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

Si se considera, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, y $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (acero grado 40), la carga nominal de un pilote sería:

$$\begin{aligned} P_{n(\text{máx})} &= 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0,80 * 0,65 * \left[0,85 * 210 * \left(\frac{\pi}{4} * 40^2 - 6 * 1,27 \right) + 2800 * 6 * 1,27 \right] \\ &= 126969 \text{ kg} = 1245 \text{ kN} \end{aligned}$$

Como se puede observar el pilote muestra una capacidad en compresión simple mucho mayor a la carga de trabajo y por lo tanto su capacidad estructural es la adecuada.

4.7.2 Proceso constructivo.

Los pilotes preexcavados constituyen soluciones clásicas de cimentación o fundaciones especiales.

Se utilizan generalmente cuando se encuentra una baja capacidad del suelo o por la necesidad de resistir grandes cargas transmitidas por la estructura.

El diseño de los pilotes permite soportar combinaciones de esfuerzos verticales, horizontales y momentos flectores. Los diámetros normales de los pilotes oscilan entre 620 y 2000 mm y estos pueden emplearse en todo tipo de terreno, incluso en roca, si se realiza con las herramientas de perforación o excavación adecuadas.

Las fases de construcción de un pilote preexcavado inician con la excavación o perforación. Dependiendo del tipo de suelo, se utiliza polímeros para sostenimiento de las paredes de la excavación. Luego se introduce la estructura de acero y se coloca el concreto, éste se puede verter bajo agua mediante tubería Tremie.

4.7.3 Perforación.

La perforación consiste en hacer penetrar en el terreno una hélice por medio de un torque apropiado para vencer su resistencia (ver *Figura 134*). La barra de perforación está constituida por una hélice espiral, soldada a un tubo central y provisto de dientes en el extremo inferior que facilitan su penetración en el terreno.

La metodología de perforación permite su ejecución en terrenos cohesivos y arenosos, en presencia o no de nivel de agua freática, con la posibilidad de atravesar capas de suelos resistentes, con valores de N superiores a 50, dependiendo del tipo de equipo empleado.

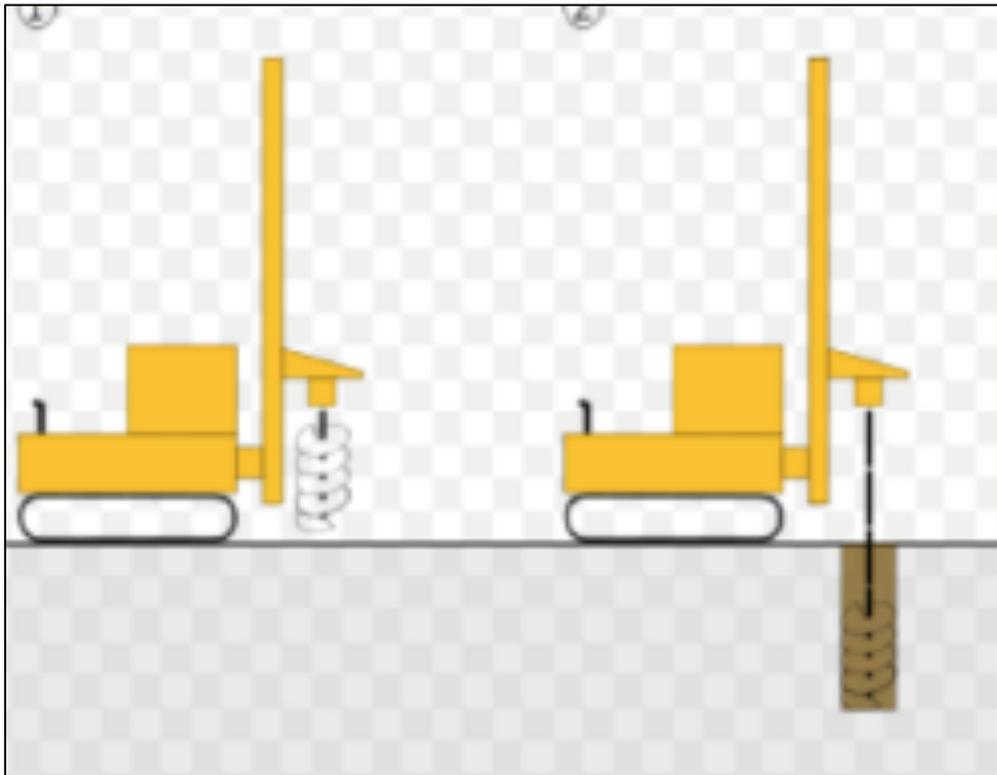


Figura 134. Esquema de la excavación de un pilote preexcavado.

4.7.4 Colocación del concreto.

Una vez alcanzada la profundidad deseada, se bombea el concreto a través del tubo central, rellenando la cavidad abierta por la hélice, al mismo tiempo que

esta última es extraída del terreno sin rotar o rotando lentamente en el mismo sentido del avance.

Para el vaciado de concreto Tremie se utilizan soluciones de bentonita o polímeros para evitar el derrumbe interno de las paredes de la excavación.

El revestimiento se extraerá durante la colocación del concreto, el cual deberá provenir de una planta de mezclas con la resistencia característica $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, el cual es apto para ser bombeado y está integrado por arena, grava y cemento.

Para este vaciado de concreto se necesita preparar materiales limpios de impurezas y materias orgánicas, con gravas finas de partículas redondeadas de tamaño máximo 15 mm, arenas con tamaños entre 0.4 a 0.5 mm de diámetro (ver *Figura 135*).

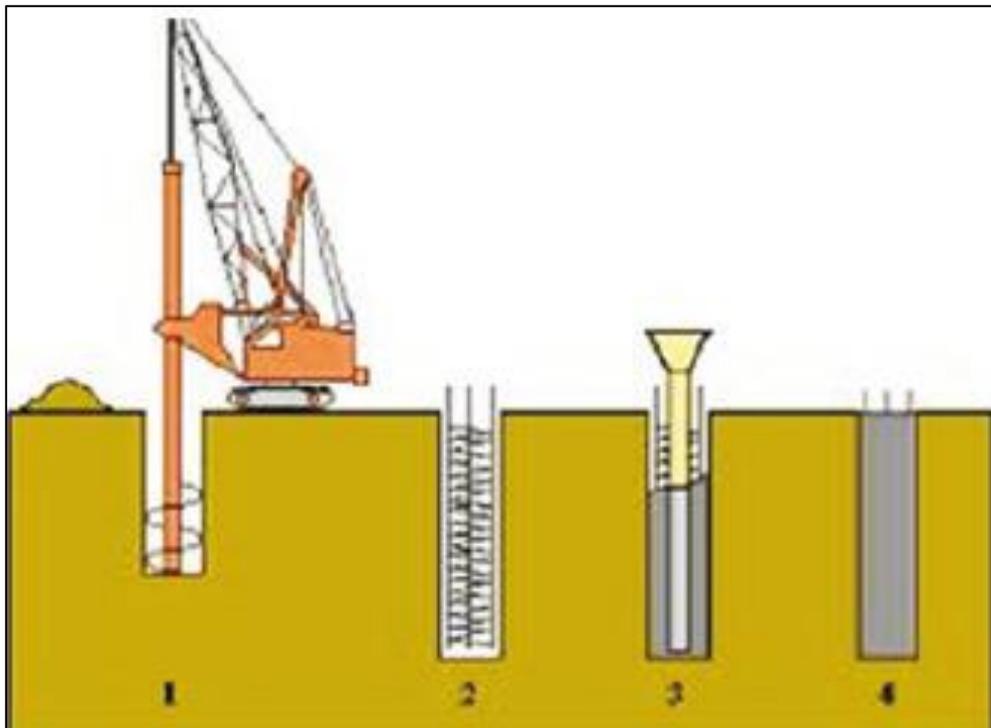


Figura 135. Esquema de colocación de concreto en un pilote preexcavado.

4.7.5 Colocación de la armadura.

El método de ejecución del pilote de hélice continua exige la colocación de la armadura luego de colocar el concreto. La armadura, con forma de jaula cilíndrica, es introducida en el pilote por peso propio o con el auxilio de un martillo de poca potencia.

Los pilotes sometidos a esfuerzos de compresión únicamente llevan una armadura en la parte superior, cuya longitud es por lo general de 1/3 de la longitud total del pilote.

En el caso de pilotes sometidos a esfuerzos transversales o de tracción, la longitud de la armadura puede alcanzar una longitud igual a la longitud total del pilote.

En el caso de armaduras largas, las jaulas deberán ser construidas con barras gruesas y con estribo en forma de espiral soldado a la estructura longitudinal, en modo de evitar su deformación durante las operaciones de colocación en el fuste del pilote.



Figura 136. Esquema de colocación de la armadura en un pilote preexcavado.

4.7.6 Equipos.

El equipo empleado para introducir la hélice en el terreno deberá tener la suficiente potencia (fuerza de penetración y torque) para avanzar hasta la profundidad indicada en planos generando la menor descompresión del suelo adyacente a la perforación.



Figura 137. Esquema de la maquinaria utilizada en la construcción de un pilote preexcavado.

4.7.7 Materiales.

Se requiere llevar un plan de ensayos de resistencia del acero utilizado, toma y ensayo de cilindros del concreto preparado, para los 7 y 28 días de ensayo, ensayos de granulometría sobre muestras de arena y grava empleadas, así como también ensayos de contenido de materia orgánica.

4.7.8 Ensayos de calidad.

Estas se deberán completar antes de proceder a la construcción de los pilotes preexcavados definitivos.

El contratista deberá suministrar las cotas de punta especificadas para los pilotes definitivos dentro de las dos semanas después del último ensayo de carga, lapso dentro del cual el interventor analizará la información de los ensayos.

La localización de los pilotes de ensayo y los pilotes de reacción, las cargas máximas por aplicar, el equipo de ensayo que debe suministrar. El contratista y la

ejecución real de los ensayos de carga, corresponderán a lo indicado en los planos o en las disposiciones especiales.

Luego de completarse el ensayo, los pilotes de reacción que no han de ser utilizados como pilotes definitivos, se cortarán a un metro (1.0 m) por debajo de la superficie del terreno, y la parte cortada deberá ser retirada por El contratista.

No se aceptará ningún pilote que no cumpla con las tolerancias estipuladas. En tal caso, el contratista deberá remitir para aprobación del interventor los métodos correctivos y no podrá continuar con la construcción del pilote, hasta obtener la aprobación respectiva.

4.7.9 Estimación del costo de los pilotes preexcavados.

La estructura de cimentación propuesta consiste en la construcción de un total de 27 pilotes con un diámetro de 0,4 m (ver *Figura 133*) y una profundidad total de 14,1 m.

Estos pilotes estarán reforzados con seis varillas de acero de 1,27 cm de diámetro (acero del número 4) en toda su longitud. El concreto a utilizar deberá tener una resistencia mínima a la compresión de 210 kg/cm² (20,6 MPa).

Información obtenida de personas dedicadas a la construcción de pilotes preexcavados, indica que el costo por metro de un pilote con las características anteriores, incluyendo la totalidad de los costos, podría tomarse como ¢ 95.000, el cual puede desglosarse de la siguiente forma:

- Excavación: ¢ 50.000
- Acero: ¢ 20.000
- Concreto: ¢ 20.000
- Imprevistos: ¢ 5.000

De esta forma, el costo total de la construcción de los pilotes antes mencionados, sería el siguiente:

$$27 * 14,1 m * \text{¢} 95.000/m = \text{¢} 36.166.500$$

El costo anterior se considera adecuado para el tipo de estructura, considerando el tipo de riesgo corrido por las estructuras del lugar (potencial de licuación), por otra parte, se ha considerado 1,4 m adiciones a cada pilote para efectos de la construcción de vigas de amarre y otros elementos estructurales necesarios para la implementación de la estructura.

4.7.10 Viabilidad de la construcción de la obra de cimentación.

En el mercado nacional existen diversas empresas dedicadas a la construcción de estructuras similares a la sugerida en los apartados anteriores. Estas empresas cuentan tanto con el equipo ideal, así como con la experiencia y equipo profesional necesario para la ejecución del proyecto.

La inspección en internet permite localizar empresas tales como:

- Pilotes preexcavados de Costa Rica S.A (www.pilotes.co.cr).
- Geofortis (www.geofortis.co.cr).
- Terratec S.A. (www.terratec-cr.com).
- INSUMA S.A. (www.insuma.co.cr).
- Geointer S.A. (www.geointercr.net).

El costo obtenido para la construcción se considera adecuado y cumpliría con las expectativas del proyecto, es decir, garantizar la seguridad de la estructura a edificar en el Aeropuerto Internacional de Limón, en el caso de un sismo, el cual podría originar el efecto de la licuación de suelos.

Debido al costo económico adecuado, así como la disponibilidad de empresas en el mercado nacional dedicadas a este tipo de obras, se puede considerar la construcción de la obra propuesta como viable para nuestro medio, y por lo tanto podría ser construida sin problema alguno.

4.8 Análisis de resultados.

El proceso para determinar si un sitio de emplazamiento de una obra podría verse afectado por el fenómeno de licuación cíclica, involucra dos etapas, en la primera etapa, se debe estudiar la susceptibilidad a la licuación del suelo del sitio, y en la segunda etapa, se determina, en caso de ser susceptible el suelo del sitio, a la licuación, se determina su potencial de licuación.

En el apartado 4.2, se describen aquellos factores necesarios de analizar para determinar si el suelo donde se ubicará el módulo de bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón es susceptible a ser licuable, así como los métodos a aplicar para determinar su potencial de licuación.

El estudio geotécnico del sitio, compuesto por dos perforaciones mediante el sistema de penetración normal (SPT), permitió establecer la presencia de un material arenoso en toda la profundidad explorada. La figura 18 muestra un material uniforme, lo cual es típico de los suelos licuables.

El apartado 4.4, analiza, debido a la información disponible, tres aspectos para determinar la susceptibilidad a la licuación: granulometría, influencia del contenido de finos y densidad relativa.

Los resultados obtenidos del análisis de estos aspectos, además de la historia geológica del sitio (ver sección 4.4.4) permiten establecer que el suelo del sitio es susceptible a sufrir el proceso de licuación y por lo tanto, se debe proceder a analizar su potencial de licuación.

Este análisis se realiza con base en un método determinístico, es decir, mediante el establecimiento de un factor de seguridad contra la licuación.

Para establecer este factor de seguridad, se aplicaron varios métodos, para obtener tanto la resistencia al esfuerzo cíclico, así como la magnitud de este esfuerzo.

Para establecer cuáles métodos se ajustan de la mejor manera tanto a la condición de sitio, así como a la información disponible para para establecer tanto la resistencia al esfuerzo cíclico como la magnitud de este esfuerzo, se construyó la matriz de decisión mostrada en la Figura 112.

En esta matriz se sometieron a diferentes criterios de elección los métodos de Seed e Idriss, Análisis de Respuesta de Sitio, Código Japonés de Puentes, método de Tokimatsu y Yoshimi, métodos de generación de presión de poro, ensayo triaxial cíclico y ensayo de columna resonante.

De todos estos, se concluye que los métodos a emplear son el método del Código Japonés de Puentes y el método aproximado de Seed e Idriss a través del programa LiqSVs, para la estimación de la resistencia al esfuerzo cíclico (CRR).

La Tabla 21 muestra los resultados obtenidos al aplicar la metodología del Código Japonés de Puentes. En esta tabla se estima en profundidad, para ambas perforaciones, la variación con la profundidad de este factor.

Los resultados obtenidos del mismo análisis, pero a través del programa LiqSVs, se muestran desde la *Figura 113* hasta la *Figura 118*. La *Tabla 22*, resume los principales resultados del análisis a través de este programa.

La *Tabla 23*, la *Figura 119* y la *Figura 120*, muestran un análisis comparativo del valor del factor de resistencia cíclica (CRR) obtenidos a través de los dos procedimientos. Dicha tabla muestra como el método de Seed e Idriss es conservador en comparación con el método del Código Japonés de Puentes, y por tal razón, debido a la historia sísmica de la zona, se consideran estos valores para efectos de definir el factor de seguridad contra licuación.

Para efectos de la estimación del esfuerzo cíclico (CSR), se consideró como lo más adecuado la aplicación del método de Análisis de Respuesta de Sitio (ARS), así como la aplicación del método de Tokimatsu y Yoshimi. El primer método se

aplica a través del programa Deepsoil (sección 4.5.4) y el segundo a través de una hoja de cálculo (sección 4.5.5).

Los resultados obtenidos del Análisis de Respuesta de Sitio se resumen en la *Tabla 26* y los obtenidos del método de Tokimatsu y Yoshimi se resumen en la *Tabla 27*.

La *Tabla 28* muestra el análisis comparativo de los resultados obtenidos por ambos métodos. De esta tabla se desprende, para un análisis conservador, la necesidad de utilizar los resultados obtenidos en la *Tabla 26*.

La *Tabla 29*, resume entonces los resultados obtenidos para el factor de seguridad por licuación, para el suelo del sitio. Esta tabla permite establecer la profundidad de la capa licuable en 10 m para la perforación 1 y 9,5 m para la perforación 2. Esta zona se define con base en el factor de seguridad mínimo establecido para el proyecto, el cual se estima en 1,2.

El factor anterior es recomendado por el Código de Cimentaciones de Costa Rica, sobre todo tomándose en cuenta el hecho de haberse presentado el fenómeno de licuación en suelos con factores de seguridad, establecidos por métodos determinísticos, mayores a la unidad.

Con base en el establecimiento de la profundidad de la zona potencialmente licuable, se define el sistema de fundación adecuado al tipo de estructura a edificar. Para esto, se estudiaron diversos métodos de cimentación para estructuras en suelos licuables:

1. Cimentación con pilotes preexcavados.
2. Cimentación con losa flotante.
3. Mejoramiento del suelo del sitio, tales como:
 - a. Compactación dinámica.
 - b. Inyección.
 - c. Vibro-Flotación: Columnas de grava.

Para el caso de los métodos descritos en el punto 3, se elabora una matriz de decisión (ver *Figura 129*), con el fin de analizar, en el caso de ser la mejor opción en sitio, un método de mejoramiento de suelos, cuál de los indicados sería el más adecuado, tomando en cuenta las condiciones del lugar y la disponibilidad en el mercado nacional de tales sistemas.

El resultado del análisis de dicha matriz de decisión arroja como método de mejoramiento de suelos, más adecuado para el proyecto, el método de Vibro Flotación - Columnas de Grava.

Este método, cuyo objetivo principal es incrementar la rigidez del suelo del sitio, mediante la construcción de elementos con rigideces mayores al suelo circundante, ha sido utilizado con éxito en diferentes proyectos en nuestro país.

Durante el proceso de licuación, debido a la condición “suelta” del suelo, se produce una degradación del material, la cual se traduce en una súbita y drástica reducción del módulo cortante (ver *Figura 95*) y por lo tanto el suelo se transforma en un material muy deformable. Es precisamente sobre este hecho que actúa el método de mejoramiento de suelo antes descrito.

La *Figura 130*, muestra la matriz de decisión elaborada tomando en cuenta no solamente el método de mejoramiento de suelo antes descrito, sino también, dos métodos constructivos, basados uno en el concepto de cimentaciones superficiales (losa flotante) y otro en el concepto de cimentaciones profundas (pilotes preexcavados).

El resultado del análisis de esta matriz es la recomendación de utilizar como elemento de fundación para el proyecto en el sitio, el sistema de pilotes preexcavados.

El método de mejoramiento de suelo alcanza una calificación importante, según los factores analizados en la *Figura 129*, por lo que podría ser analizado en el algún momento como otra opción.

El dimensionamiento de los pilotes preexcavados se realiza en el capítulo 7, para lo cual se emplean las ecuaciones suministradas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

El diseño geotécnico, considera solamente la capacidad por punta de los elementos, debido a la imposibilidad de contar con resistencia a la fricción una vez presentado el fenómeno de licuación.

Este diseño geotécnico, implica el uso de pilotes cuya sección transversal se muestra en la *Figura 131*. La distribución de los mismos se muestra en la *Figura 132*, donde el diseño de la estructura implica el empleo de los mismos no solamente como elementos de transmisión de carga hacia un estrato competente, sino también como columnas de apoyo con el fin de lograr un nivel adecuado para prevenir los efectos negativos de posibles inundaciones del sitio (ver *Figura 133*). Estas inundaciones podrían originarse debido a la baja pendiente del sitio.

Desde el punto de vista estructural, los pilotes se analizaron como columnas sometidas a compresión simple (ver sección 4.7.1.1), sin embargo, es recomendable realizar un análisis en flexocompresión de estos elementos. Para esto es necesario contar con la distribución de las acciones internas a lo largo del elemento estructural que compone la edificación proyectada, información con la cual no se cuenta.

El resultado del análisis económico, así como la existencia en el mercado nacional de empresas dedicadas a este tipo de construcciones, muestra en primera instancia una inversión acorde con los costos de mercado de este tipo de proyectos, además se logra ubicar un buen número de empresas dedicadas a estas labores, lo cual no se logra en el caso de mejoramiento de suelos basado en columnas de grava, cuya oferta en nuestro país es muy reducida.

El hecho de contar con un costo adecuado, además de existir una amplia gama de posibles oferentes para el proyecto, permite concluir que la propuesta de la construcción de pilotes preexcavados es totalmente viable y consistente con los

objetivos trazados para la construcción del módulo de bodegas en el Aeropuerto Internacional de Limón.

4.9 Documentos complementarios.

4.9.1 Plano constructivo.

En el anexo 1, se puede observar el plano constructivo de la propuesta de cimentación con base en pilotes preexcavados.

4.9.2 Especificaciones técnicas.

Esta sección consiste en la determinación de las especificaciones técnicas de los materiales para la construcción de pilotes preexcavados.

El trabajo consiste en la construcción de pilotes de concreto colados in situ, cuya ejecución se efectúa excavando previamente el terreno y rellenando la excavación con concreto fresco y las correspondientes armaduras, con los diámetros, longitudes y profundidades indicados en los planos del proyecto y de acuerdo con las instrucciones del inspector.

4.9.2.1 Materiales.

4.9.2.1.1 Concreto.

El concreto utilizado en la construcción de los pilotes, deberá tener una resistencia a la compresión simple de 21 MPa y tendrá las características correspondientes señaladas en los diseños, aceptando un tamaño máximo en el agregado hasta de 32 mm, y deberá tener la fluidez (revenimiento máximo de 0,1 m) suficiente para garantizar la continuidad absoluta en su colocación, aun extrayendo la entubación, con una consistencia líquida. Deberá ser premezclado.

Se deberán tomar muestras para control de calidad, con el fin de verificar la resistencia indicada en planos. Estas muestras se tomarán diariamente según las cantidades mínimas y periodicidad establecida en el manual del ACI (American Concrete Institute).

El asentamiento máximo de cono (revenimiento) se establece como máximo en 75 mm y se deberá determinar según la norma ASTM C143. La determinación se hará cada vez que se tomen cilindros de control.

La toma de muestras, para la elaboración de los cilindros de control, para determinar la resistencia a la compresión del concreto, se hará de acuerdo con la norma ASTM C31.

Las probetas tomadas serán sometidas a ensayos de resistencia a la compresión de conformidad con la norma ASTM C39. Se realizarán ensayos a los siete, veintiuno y veintiocho días de edad. Su aceptabilidad se establecerá según los criterios del manual del Instituto Americano del Concreto.

4.9.2.1.2 Acero de refuerzo.

El acero empleado en la construcción de las canastas de refuerzo cumplirá con las características indicadas en la especificación Acero de Refuerzo, de las presentes especificaciones y se ajustará a lo establecido en la especificación ASTM A706, para lo cual el constructor deberá aportar los respectivos certificados de ensayos de laboratorio.

Las armaduras transversales se sujetarán a las longitudinales, por medio de soldadura entre sí, al menos en uno (1) de cada dos (2) puntos de contacto.

4.9.2.1.3 Camisas de acero.

El acero estructural empleado en la fabricación de las camisas de entubación deberá ajustarse a la norma ASTM A716, para lo cual el constructor deberá aportar los respectivos certificados de ensayos de laboratorio, deberá ser de grado 36, a no ser que los documentos del proyecto exijan algo diferente.

4.9.2.1.4 Suspensión mineral (Lechada Bentonítica).

La suspensión mineral empleada en el proceso de perforación deberá contar con la suficiente viscosidad y características gelatinosas para transportar el material excavado hasta un sistema de cernido adecuado.

El porcentaje y densidad del material utilizado en la suspensión deberán ser suficientes para mantener la estabilidad de la excavación y permitir el vaciado del concreto.

Se debe cumplir el siguiente rango para las propiedades físicas de la suspensión:

Tabla 30. Características de la suspensión.

Propiedad	Rango de valores		Método de ensayo
	Antes de la introducción de la suspensión.	Al tiempo de colado	
Densidad (kg/m ³)	1030-1100	1030-1200	Balanza de lodos (ASTM D4380)
Viscosidad	28-45	28-45	Marsh Funnel (ASTM D6910)
pH	8-11	8-11	Medidor de pH

Notas:

Los valores de densidad aumentan 30 kg/m³ en agua salada.

El Cono de Marsh especificado corresponde al modelo de 152 mm en boca de entrada y 4,76 mm en boca de salida, embudo de 305 mm de altura y salida de 50 mm de altura.

Si se requiere eliminación de arena, el contenido de ésta no deberá exceder el 4% por volumen, en cualquier punto de la excavación del pozo, de acuerdo con el ensayo establecido por el Instituto Americano del Petróleo (API RP 56).

Los ensayos de viscosidad y pH se deben realizar durante la excavación del pozo, para establecer un patrón de trabajo consistente.

Antes de colocar las armaduras del pilote de concreto armado, se deberán tomar muestras del fondo a intervalos que no excedan los 3 metros para la altura total de la lechada mineral. Cualquier lechada altamente contaminada que se haya acumulado en el fondo del pilote deberá ser eliminada. La lechada mineral deberá estar dentro de los requisitos especificados inmediatamente antes de la colocación del concreto del pilote. Otras suspensiones conteniendo polímeros, polímeros con bentonita en aditivo u otras arcillas pueden ser usadas como lodos de estabilización con base en la experiencia de casos previos, en condiciones geotécnicas similares o peores o en el caso de realizar excavaciones de ensayo a escala natural in situ, deberán cumplir con lo especificado en la *Tabla 22*.

4.9.2.2 Equipo.

El equipo requerido, dependerá del sistema de construcción adoptado, pero básicamente incluye grúas, taladros, barrenos, baldes de achique, equipo desarenador, equipo de muestreo, tuberías de vaciado, tuberías de revestimiento, bombas de concreto, y en general cualquier otro equipo necesario para la correcta ejecución de los trabajos.

4.9.2.3 Ejecución de los trabajos.

4.9.2.3.1 Planos de trabajo.

Con suficiente anticipación a la iniciación de los trabajos, el constructor deberá remitir al inspector, para su revisión y aprobación, los planos de trabajo que incluyan los siguientes puntos principales:

- Lista del equipo propuesto.
- Detalles de la secuencia de construcción.
- Detalles de los métodos de excavación de pozos.
- Detalles del método propuesto para mezclar, recircular y desarenar la lechada, en caso de que se requiera.
- Detalles de los métodos de limpieza.

- Detalles de la colocación del refuerzo.
- Detalles de colocación, curado y protección del concreto.
- Detalles de los ensayos de carga requeridos, o ensayos especiales.
- Información adicional requerida por el inspector.

El constructor no podrá iniciar la construcción de pilotes preexcavados mientras los planos de trabajo no hayan sido aprobados por el inspector. Tal aprobación no lo exime de la responsabilidad por los resultados obtenidos por la utilización de dichos planos.

4.9.2.3.2 Protección de estructuras existentes.

El constructor deberá tomar todas las precauciones necesarias para evitar daños a las estructuras e instalaciones existentes en vecindades de la zona de los trabajos. Estas medidas incluyen, pero no se limitan, a la selección de los métodos y procedimientos de construcción que eviten socavación excesiva en la excavación de pozos, monitoreo y control de vibraciones provenientes del hincado de camisas y de la perforación del pozo o de las voladuras, en caso de que ellas se permitan.

Todos los daños y molestias que se produzcan por este motivo serán de su única y absoluta responsabilidad y, por lo tanto, todas las acciones técnicas y de cualquier otra índole que deban acometerse para enfrentar y resolver la situación planteada, correrán por cuenta del constructor.

4.9.2.3.3 Método de excavación.

Toda excavación de fundaciones en las cuales existan pilotes preexcavados, deberá ser terminada antes que se inicie la construcción de los pilotes. Cuando se deban instalar pilotes preexcavados en conjunto con la colocación de terraplenes, los pilotes deberán ser construidos después de la colocación del relleno, al menos que en los planos del proyecto o el inspector indiquen lo contrario.

Se deberá llevar un registro continuo de la perforación de cada pilote, donde se consigne la profundidad y calidad del terreno excavado, además de los rendimientos obtenidos durante el proceso.

Las excavaciones para pilotes se efectuarán de acuerdo con las dimensiones y cotas indicadas en los planos u ordenadas por el inspector.

El método por utilizar será el señalado en los documentos del proyecto y deberá ser el adecuado para los fines propuestos y los materiales existentes. Si no se indica ningún método en particular, el constructor podrá seleccionar y utilizar el sistema que considere apropiado para realizar el trabajo, el cual deberá someter a la aprobación del Interventor.

4.9.2.3.4 Excavaciones.

La cota de fondo del pilote mostrada en los planos se podrá ajustar durante el proceso de construcción, si el inspector determina que el material de fundación encontrado no es adecuado y difiere del material considerado en el diseño de los pilotes.

El constructor tomará las muestras o núcleos de roca indicados en los planos u ordenados por el inspector para determinar las características del material que se encuentra por debajo de la excavación del pilote.

El Inspector determinará, una vez inspeccionados los núcleos o las muestras, la profundidad final de la excavación del pozo.

Los materiales provenientes de la excavación y los líquidos utilizados en la perforación deberán ser retirados, de acuerdo con las disposiciones establecidas en el proyecto o según lo ordene el inspector.

4.9.2.3.5 Hinca de camisas.

Los revestimientos o camisas deberán ser metálicos, lisos, herméticos y suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos de manejo e hincado, lo mismo que la presión ejercida por el concreto y el material de terreno circundante.

El diámetro exterior de las camisas no deberá ser inferior al tamaño especificado del pilote.

Las camisas, que podrán ser temporales o definitivas, se hincarán por un procedimiento adecuado, empleando equipos previamente aprobados por el inspector. En el caso de camisa permanentes y al término de la excavación, el encamisado deberá ser recortado a la cota indicada.

Las camisas temporales deberán ser retiradas mientras el concreto sea manejable. Generalmente, el retiro de las camisas temporales no se deberá iniciar hasta tanto el concreto no se encuentre a nivel o por encima de la superficie del terreno. Se permite el empleo de un movimiento de rotación de la camisa ejerciendo presiones hacia arriba para facilitar su extracción o la utilización de un implemento vibratorio. La extracción de la camisa se deberá realizar lentamente, a una velocidad uniforme, con una tracción paralela al eje del pilote. Sobre el fondo de la camisa se deberá mantener una cabeza de concreto suficiente para vencer la presión hidrostática ejercida por el agua o el líquido de perforación que esté por fuera de la camisa.

4.9.2.3.6 Suspensión o lechada bentonítica.

Cuando se deba emplear la suspensión su nivel se deberá mantener a una altura conveniente para evitar la socavación de la excavación. La suspensión mineral deberá ser premezclada con agua dulce y permitírsele suficiente tiempo de hidratación, antes de introducirla en la excavación del pozo.

Cuando lo indiquen los documentos del proyecto, se deberán proporcionar tanques adecuados para la suspensión, pero en este caso no se permiten pozos excavados de suspensión, a menos que el Interventor lo autorice por escrito. Se deberán tomar las medidas que se requieran, tales como agitación, circulación y ajuste de las propiedades de la suspensión, con el fin de evitar el fragüe de ésta en la excavación del pozo.

Antes de colocar el concreto del pilote, se deberán tomar muestras de la suspensión desde el fondo y a intervalos que no superen de tres metros (3.0 m) en toda la altura de la suspensión. Cualquier suspensión altamente contaminada que se haya acumulado en el fondo del pozo, deberá ser eliminada.

La suspensión mineral deberá estar dentro de los requisitos de las especificaciones, inmediatamente antes de la colocación del concreto del pilote.

4.9.2.3.7 Inspección de la excavación.

El constructor deberá suministrar equipo para verificar las dimensiones y alineamientos de cada excavación de pilotes. Tal verificación deberá hacerla bajo la dirección del inspector. La profundidad final del pozo se medirá luego de completar la limpieza final.

La excavación del pozo se deberá limpiar hasta que el cincuenta por ciento (50%) de la base, como mínimo, tenga menos de un centímetro (1.0 cm) de sedimento y, en ningún lugar de la base, más de cuatro centímetros (4.0 cm) de sedimento. La limpieza del pozo debe ser aprobada por el Interventor.

4.9.2.3.8 Construcción y colocación de la canasta de refuerzo.

La canasta de refuerzo comprende el acero indicado en los planos, adicionado de las varillas de refuerzo de la canasta y de espaciadores, centralizadores y otros accesorios necesarios completamente ensamblados y colocados como una unidad, inmediatamente después de que el inspector inspeccione y acepte la excavación del pozo, y antes de la colocación del concreto.

El acero de refuerzo dentro del pozo se deberá amarrar y soportar dentro de las tolerancias permitidas, hasta que el concreto lo soporte por sí mismo.

Cuando se coloque el concreto por medio de tubería de vaciado, se deberán utilizar dispositivos de anclaje temporales, para evitar que la canasta se levante durante la colocación del concreto. Los espaciadores de concreto o cualquier otro dispositivo de separación no corrosivo, aprobado, deberá ser utilizado a intervalos

que no excedan de uno y medio metros (1.5 m) a lo largo del pozo, para garantizar la posición concéntrica de la canasta dentro de la excavación.

4.9.2.3.9 Colocación, curado y protección del concreto.

El concreto deberá ser colocado tan pronto como sea posible, luego de colocar la canasta de acero de refuerzo con todos sus aditamentos.

El constructor cuidará que en ningún momento la altura de caída del concreto sea más de 1.50 m, en caso que el concreto vaya a ser colocado bajo agua o suspensión, deberá ser colocado mediante un tubo de vaciado (tubo Tremie) o por medio de bombeo.

El tubo Tremie se mantendrá en todo momento con su punta hundida a lo menos dos metros (2 m) en el concreto fresco. De esta forma, se garantizará la salida del concreto contaminado a la superficie para su eliminación.

La colocación del concreto deberá ser continua hasta la cota superior del pozo y continuarse una vez llenado éste, hasta que se evidencie la buena calidad del concreto. No se aceptará, en ningún caso, interrupciones, motivando el rechazo del pilote, si esto sucediera.

La mezcla del concreto deberá ser de un diseño tal, que permita mantener su estado plástico durante el límite de colocación de dos (2) horas.

Cuando la cota superior del pilote queda por encima del terreno, la porción que sobresale del terreno deberá ser conformada con una formaleta removible o una camisa permanente, cuando así lo establezcan los documentos del proyecto.

El concreto del pilote deberá ser vibrado o manipulado con una varilla, hasta una profundidad de cinco metros (5.0 m) debajo de la superficie del terreno, excepto cuando el material blando o suspensión que permanezca en la excavación pueda mezclarse con el concreto.

Luego de la colocación, las superficies expuestas transitoriamente del pilote de concreto deberán ser curadas. No se deberán ejecutar operaciones de

construcción por lo menos durante cuarenta y ocho (48) horas después de la colocación del concreto, para evitar movimientos del terreno adyacente al pilote. Solamente se permite un vibrado moderado.

Las partes de pilotes expuestas a cuerpos de agua, deberán ser protegidas contra la acción del agua, dejando las formaletas por lo menos siete (7) días después de la colocación del concreto.

4.9.2.4 Pilotes de ensayo.

Se deberán construir pilotes de ensayo, cuando se establezca de esta forma en los documentos contractuales. Dichos ensayos se utilizarán para determinar si los métodos, el equipo y procedimientos empleados por el constructor son suficientes para lograr excavaciones de pilotes que cumplan con los requisitos de los planos y las especificaciones.

El constructor deberá revisar sus métodos y equipo cuando sea necesario, en cualquier tiempo, durante la perforación de agujeros para pilotes de ensayo, con el fin de completar satisfactoriamente la excavación.

La localización del pilote de ensayo deberá ser la indicada en los planos u ordenada por el inspector. El diámetro y profundidad de los agujeros de pilotes de ensayo deberán ser los mismos de los pilotes preexcavados definitivos mostrados en los planos u ordenados por el inspector.

Los agujeros se llenarán con concreto simple, de la misma manera que los pilotes definitivos, a menos que se muestre en los planos o se indique por el Interventor un material diferente de relleno.

4.9.2.4.1 Ensayos de carga.

Si los documentos del proyecto establecen la ejecución de ensayos de carga, éstas se deberán completar antes de proceder a la construcción de los pilotes preexcavados definitivos. Se realizarán según la norma ASTM D1143.

El constructor deberá suministrar las cotas de punta especificadas para los pilotes definitivos dentro de las dos semanas después del último ensayo de carga, lapso dentro del cual el Interventor analizará la información de los ensayos.

La localización de los pilotes de ensayo y los pilotes de reacción, las cargas máximas por aplicar, el equipo de ensayo que debe suministrar el constructor y la ejecución real de los ensayos de carga, corresponderán a lo indicado en los planos.

Luego de completarse el ensayo, los pilotes de reacción que no han de ser utilizados como pilotes definitivos, se cortarán a un metro (1.0 m) por debajo de la superficie del terreno, y la parte cortada deberá ser retirada por el Constructor.

4.9.2.4.2 Manejo Ambiental.

Todas las labores de pilotes prefabricados de concreto se realizarán teniendo en cuenta lo establecido en los estudios o evaluaciones ambientales del proyecto y las disposiciones vigentes sobre la conservación del medio ambiente y los recursos naturales.

4.9.2.5 Condiciones para el recibo de los trabajos.

4.9.2.5.1 Controles.

Durante la ejecución de los trabajos, el inspector adelantará los siguientes controles principales:

Exigir la presentación de los planos de trabajo por parte del constructor.

Verificar que el constructor emplee el equipo aprobado y comprobar permanentemente su estado de funcionamiento.

Vigilar que el constructor aplique métodos de trabajo apropiados para el tipo de obra en ejecución.

Exigir al constructor la adopción de medidas para garantizar la protección de las estructuras vecinas a la zona de trabajo.

Comprobar que los materiales cumplan los requisitos de calidad establecidos.

Ordenar los ensayos de carga necesarios y efectuar en ellas las determinaciones pertinentes.

Medir, para efectos de pago, las cantidades de obra ejecutadas por el constructor, en acuerdo a la presente especificación.

4.9.2.5.2 Tolerancias de construcción.

En la construcción de los pilotes preexcavados, se aceptarán las siguientes tolerancias de construcción:

El desplazamiento horizontal de los pilotes preexcavados, con respecto a la posición indicada en los planos del proyecto, no deberá exceder de siete y medio centímetros (7.5 cm), en cualquier dirección, en el nivel proyectado para la cabeza del pilote.

El alineamiento vertical de la excavación del pilote no deberá variar del alineamiento proyectado en más de dos centímetros por metro (2 cm/m) de profundidad.

Luego de colocado el concreto, el extremo superior de la canasta de refuerzo no deberá quedar más de quince centímetros (15 cm) por encima ni más de siete y medio centímetros (7.5 cm) por debajo de la posición proyectada.

Cuando se utilicen camisas, su diámetro exterior no deberá ser inferior al diámetro del pilote indicado en los planos. En caso contrario, el diámetro mínimo del pozo perforado deberá ser igual al diámetro indicado en los planos para diámetros de sesenta centímetros (60 cm) o menos y hasta dos y medio centímetros (2.5 cm) menor de dicho diámetro, para pozos de diámetro superior a sesenta centímetros (60cm).

El nivel superior del pozo no deberá exceder de dos y medio centímetros (2.5 cm) del nivel superior especificado.

El fondo de la excavación del pozo deberá quedar normal al eje de éste, con una desviación máxima de seis centímetros por metro (6 cm/m) de diámetro del pozo.

No se aceptará ningún pilote que no cumpla con las tolerancias estipuladas.

En tal caso, el constructor deberá remitir para aprobación del Interventor los métodos correctivos y no podrá continuar con la construcción del pilote, hasta obtener la aprobación respectiva.

4.9.2.5.3 Ensayos no destructivos: ensayo de integridad de los pilotes.

Cuando el pilote se construya por el método húmedo y cuando lo exijan los documentos del proyecto o el inspector, el pilote terminado se deberá someter a ensayos no destructivos (ensayos de integridad de los pilotes) para determinar el alcance de los defectos que puedan presentarse en él. Se deberá aplicar la norma ASTM D5882.

El trabajo para tales ensayos se hará de acuerdo con los planos o las instrucciones del inspector, y los materiales, equipos y personal calificado que sean necesarios, deberán ser suministrados por el constructor.

Si los resultados de los ensayos no destructivos, tales como ensayos sónicos o de impedancia mecánica, revelaran posibles anomalías, el inspector podrá ordenar la comprobación del diseño teórico del pilote o la comprobación de la continuidad del pilote mediante sondeos, de cuya interpretación podrá establecer la necesidad de realizar ensayos de carga, la reparación del pilote o su rechazo, siendo los costos, en cualquier caso, a cargo del constructor.

En el evento que ensayos realizados descubran la presencia de vacíos o discontinuidades que, en opinión del inspector, indiquen que el pilote no es estructuralmente adecuado, o que disminuyan su capacidad estructural en más del 20%, el pilote será rechazado y se suspenderá la construcción de pilotes adicionales

hasta que el constructor repare, reemplace o suplemente el trabajo defectuoso, y el Interventor apruebe el trabajo de reparación.

La suspensión en la construcción de pilotes preexcavados deberá permanecer, hasta que el inspector apruebe las modificaciones que se deban hacer a los métodos de construcción de los pilotes, presentadas por el Constructor.

Todo defecto de calidad de los materiales, de ejecución o terminación de los pilotes preexcavados deberá ser corregido por el constructor, a su costa, de acuerdo con las instrucciones del inspector y a plena satisfacción de éste.

4.9.2.6 Medida.

4.9.2.6.1 Pilotes preexcavados.

La unidad de medida será el metro lineal (m), aproximado al decímetro, de pilotes preexcavados de cada diámetro, construidos de acuerdo con los planos, esta especificación y las instrucciones del inspector, a plena satisfacción de éste.

La medida se realizará a lo largo del eje del pilote, a partir de las cotas de punta y de corte señaladas en los planos u ordenadas por el inspector. Si la longitud medida de pilote preexcavado de concreto contiene una fracción de metro lineal igual o superior a cinco centésimas de metro lineal ($\geq 0.05\text{m}$), la aproximación se realizará a la décima superior; en caso contrario, se aproximará a la décima inferior.

4.9.2.6.2 Pilotes de ensayo.

La unidad de medida será el metro lineal (m), aproximado al decímetro, de pilotes de ensayo del diámetro especificado, construidos a satisfacción del Interventor. La medida se realizará desde la cota del terreno al instante de iniciar la perforación, hasta el fondo de ésta. Si la longitud medida del pilote de ensayo contiene una fracción de metro lineal igual o superior a cinco centésimas de metro lineal ($\geq 0.05\text{m}$), la aproximación se realizará a la décima superior; en caso contrario, se aproximará a la décima inferior.

4.9.2.6.3 Camisas permanentes.

La unidad de medida será el metro lineal (m), aproximado al decímetro, de camisa permanente de cada diámetro, suministrada e instalada de manera satisfactoria para el inspector. La medida se realizará a lo largo de la camisa, desde el nivel superior de ella o del pilote, el que sea menor, hasta el fondo de la camisa en cada lugar donde se haya autorizado su utilización.

Si la longitud medida de la camisa permanente contiene una fracción de metro lineal igual o superior a cinco centésimas de metro lineal ($\geq 0.05\text{m}$), la aproximación se realizará a la décima superior; en caso contrario, se aproximará a la décima inferior.

4.9.2.6.4 Ensayos de carga.

Los ensayos de carga se medirán por unidad (u), computándose únicamente las establecidas en los documentos del proyecto y las ordenadas por el inspector.

4.9.3 Lista de verificación para ingeniero inspector.

En la página siguiente se muestra la tabla a emplear por el ingeniero inspector para efectos de determinar la calidad de los trabajos efectuados en la construcción de los pilotes preexcavados.

Tabla 31. Lista de verificación para ingeniero inspector.

ACTIVIDAD	DESCRIPCION	REQUERIMIENTO	CONFORME	NO CONFORME	OBSERVACIONES
Concreto	El concreto cuenta con las características señaladas en el diseño.	El concreto cuenta con la fluidez suficiente para garantizar la continuidad en su colocación.			
		Las pruebas de resistencia de concreto muestran resultados satisfactorios según diseño.			
Acero de refuerzo	El acero empleado en la construcción de las canastas de refuerzo cumplirá con las características indicadas en la especificación	Las armaduras transversales se sujetarán a las longitudinales, por medio de soldadura entre sí, al menos en uno (1) de cada dos (2) puntos de contacto.			
Camisas de acero	El acero estructural empleado en la fabricación de las camisas de entubación deberá ser de calidad AASHTO M-270, grado 36	El acero estructural empleado en la fabricación de las camisas de entubación deberá ser de calidad AASHTO M-270, grado 36			
Suspensión o lechada	La lechada empleada en el proceso de perforación deberá ser una suspensión mineral, con suficiente viscosidad y características gelatinosas para transportar el material excavado hasta un sistema de cemento adecuado.	Se cumple con el rango aceptable de valores de las propiedades físicas de la suspensión según tabla 9.			
Método de excavación y excavaciones	Toda excavación de fundaciones en las cuales existan pilotes preexcavados, deberá ser terminada antes que se inicie la construcción de los pilotes.	Los pilotes deberán ser construidos después de la colocación del relleno,			
		Se lleva un registro continuo de la perforación de cada pilote, donde se consigne la profundidad y calidad del terreno excavado, además de los rendimientos obtenidos durante el proceso.			
		Las excavaciones para pilotes se efectúan de acuerdo con las dimensiones y cotas indicadas en los planos..			
		Los materiales provenientes de la excavación y los líquidos utilizados en la perforación son retirados, de acuerdo con las disposiciones establecidas en el proyecto.			
		El constructor suministra equipo para verificar las dimensiones y alineamientos de cada excavación de pilotes.			
Hinca de camisas	Los revestimientos o camisas deberán ser metálicos, lisos, herméticos y suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos de manejo e hincado, lo mismo que la presión ejercida por el concreto y el material de terreno circundante.	El diámetro exterior de las camisas no es inferior al tamaño especificado del pilote.			
		En el caso de camisa permanentes y al término de la excavación, el encamisado es recortado a la cota indicada.			
		Las camisas temporales son retiradas mientras el concreto sea manejable.			
Colocación, curado y protección del concreto	El concreto deberá ser colocado tan pronto como sea posible, luego de colocar la canasta de acero de refuerzo con todos sus aditamentos.	La altura de caída del concreto no es más de 1.50 m.			
		La colocación del concreto es continua hasta la cota superior del pozo y se continúa una vez llenado éste.			
		El concreto del pilote es vibrado o manipulado con una varilla, hasta una profundidad de cinco metros (5.0 m).			
		Las superficies expuestas transitoriamente del pilote de concreto deberán ser curadas.			
Pilotes de prueba	Se deberán construir pilotes de prueba, cuando se establezca de esta forma en los documentos contractuales.	El diámetro y profundidad de los agujeros de pilotes de prueba deberán ser los mismos de los pilotes preexcavados definitivos mostrados en los planos.			
		Los agujeros se llenan con concreto simple, de la misma manera que los pilotes definitivos.			
Pruebas de carga	Si los documentos del proyecto establecen la ejecución de pruebas de carga, éstas se deberán completar antes de proceder a la construcción de los pilotes preexcavados definitivos	Los resultados de las pruebas de carga son satisfactorios.			

4.10 Conclusiones y Recomendaciones.

4.10.1 Conclusiones.

- 1) El modelo geotécnico está compuesto básicamente por cuatro capas de material arenoso color gris con diferente consistencia: muy blanda entre los 0 a 2,5 m, media, entre los 2,5 m y 3,5 m, firme entre los 3,5 m y 8,5 m y finalmente muy firme, entre los 8,5 m y 10,5 m.
- 2) Los métodos basados en resultados de campo fueron: Método de Seed e Idriss, a través del programa LiqSVs, Código Japonés de Puentes, Método de Tokimatsu y Yoshimi. El método basado en el análisis de respuesta de sitio, se aplicó a través del programa Deepsoil. El resultado obtenido de estos métodos, permitió definir la profundidad de la capa licuable, la cual se estimó en 10 m para la perforación 1 y 9,5 m para la perforación 2.
- 3) La matriz de decisión mostrada en la figura 39, donde se compararon métodos para mejoramiento de suelos y la matriz de decisión mostrada en la figura 40, en la cual se escogió el método de fundación idóneo mostraron que el mejor método de cimentación para la estructura lo serían los pilotes preexcavados.
- 4) La matriz de decisión mostrada en la figura 39, de igual forma, determina que el sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava podría ser una opción alternativa.
- 5) El sistema de fundación elegido es viable para ser construido puesto que existen empresas en el mercado nacional capaces de realizar, a un costo considerado como normal, el proyecto.
- 6) Las especificaciones técnicas mostradas en el capítulo 9, permiten garantizar la ejecución del proyecto con base en las normas vigentes, con el fin de esperar un comportamiento eficiente de la estructura de cimentación durante su vida útil.
- 7) La tabla 18, muestra la lista de verificación para el ingeniero inspector, la cual servirá de guía para lograr un control adecuado de la calidad de la obra, así

como para contar con un registro fehaciente de los hechos acaecidos durante el proceso constructivo.

4.10.2 Recomendaciones.

- 1) Se considera adecuado ampliar la exploración geotécnica en el sitio, con base en la ejecución de al menos dos ensayos más de SPT, con el fin de contar con mayor información para efectos de lograr resultados más precisos al utilizar los diferentes métodos de licuación analizados.
- 2) Dentro de la campaña geotécnica sugerida, sería importante aplicar geofísica, mediante refracción sísmica, con el fin de obtener en forma directa el valor de la velocidad de onda de corte (V_s). Este parámetro es muy importante en el proceso de análisis de respuesta de sitio.
- 3) El análisis de respuesta de sitio, requiere de la utilización de curvas de degradación del material susceptible a licuarse, por lo tanto, se considera importante realizar este tipo de ensayos con el fin de contar con información propiamente del sitio y de esta forma no recurrir a curvas teóricas propuestas por diferentes autores.
- 4) Sitios aledaños al lugar de emplazamiento de las obras, sufrieron el fenómeno de licuación durante el sismo de limón ocurrido en 1991, por tal razón, se recomienda el muestreo de material y su análisis en laboratorio, mediante la aplicación de ensayos de columna resonante o ensayos triaxiales cíclicos, con base en los cuales se determinarían los parámetros dinámicos reales del suelo del lugar. Estos ensayos vendrían a determinar con mayor propiedad la susceptibilidad a la licuación del suelo del sitio.
- 5) Se considera oportuno, extender el análisis mediante el empleo de modelos tridimensionales de generación de presión de poro, para lo cual se puede utilizar programas avanzados diseñados para la construcción de estos modelos, con base en el concepto de elementos finitos. Programas tal como FLAC3D, puede ser utilizado, con una capacitación adecuada y con la

- información requerida, para lograr modelos muy precisos, cuyo análisis de potencial de licuación es muy acertado, además de permitir un análisis en el dominio del tiempo, con el fin de observar la evolución del proceso de licuación.
- 6) Los parámetros de resistencia empleados en los cálculos efectuados se obtienen de correlaciones empíricas con el número de golpes del ensayo de penetración normal, por lo tanto, se recomienda la realización de ensayos en sitio tales como refracción sísmica, con el fin de optimizar los valores de los parámetros de resistencia a utilizar en el proceso de cálculo de los factores de seguridad.
 - 7) Producto de las condiciones proyecto, así como por la información disponible se proponen las soluciones descritas, sin embargo, se recomienda, con el fin de proponer otras soluciones la realización de ensayos especializados sobre muestras inalteradas del suelo del sitio, tales como triaxiales dinámicos, entre otros.

4.11 Anexos

ANEXO 4A: PLANOS CONSTRUCTIVOS

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE PILOTES PREXCAVADOS
 PARA MÓDULO DE BODEGAS EN EL
 AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LIMÓN

PROPIETARIO: CONSEJO TÉCNICO DE AVIACIÓN CIVIL

ÍNDICE DE LÁMINAS

- 1/6 ÍNDICE DE LÁMINAS
- 2/6 FACHADA PRINCIPAL, CORTE TÍPICO PARED
- 3/6 FACHADA LATERAL DERECHA, DETALLES
- 4/6 SECCIÓN TRANSVERSAL B-B Y C-C
- 5/6 SECCIÓN LONGITUDINAL A-A, DETALLE DE PEDESTAL Y PILOTE
- 6/6 PLANTA DE PAREDES Y COLUMNAS DE CONCRETO, PLANTA PEDESTALES



DIRECCIONES DEL PROYECTO

PROVINCIA: 07 LIMÓN
 CANTÓN: 01 LIMÓN
 DISTRITO: 01 LIMÓN

INGENIERO RESPONSABLE: ALEXANDER MOLINA V. IC-7650

PROYECTO:		CONSTRUCCIÓN DE PILOTES PREXCAVADOS PARA MÓDULO DE BODEGAS EN EL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LIMÓN	
CLIENTE:		CONSEJO TÉCNICO DE AVIACIÓN CIVIL	
PROYECTADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:
ELABORADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:	FECHA:
AUTOR: ALEXANDER MOLINA V.			
PROYECTO: IC-7650			
ESTADO: EN PROYECTO			
LÍNEA: 01			
ESTACIÓN: 01			
PUNTO: 01			
Escala: 1:1000			
DISEÑADO POR: ALEXANDER MOLINA V.			
REVISADO POR: ALEXANDER MOLINA V.			
AUTOR: ALEXANDER MOLINA V.			
PROYECTO: IC-7650			
ESTADO: EN PROYECTO			
LÍNEA: 01			
ESTACIÓN: 01			
PUNTO: 01			
Escala: 1:1000			
DISEÑADO POR: ALEXANDER MOLINA V.			
REVISADO POR: ALEXANDER MOLINA V.			
AUTOR: ALEXANDER MOLINA V.			

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Araya Venegas, L. “Estudio Técnico de Geología Básica del Terreno”. Informe técnico elaborado para el deslizamiento en Copalchí, Quebradilla, Cartago.
2. Asociación Costarricense de Geotecnia. “Código de Cimentaciones de Costa Rica”. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Segunda Edición, Cartago, 2009.
3. Asociación Costarricense de Geotecnia. “Código Geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica”. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, 2015.
4. Asociación Nacional de la industria del prefabricado de hormigón. “Guía específica de marcada para productos prefabricados de hormigón, pilotes de cimentación”. Madrid, 2010.
5. Brenes Quesada, F. “Evaluación del potencial de licuefacción en suelos”. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, 2008.
6. Castañeda León, D. “Evaluación del potencial de licuación por medio del Ensayo Triaxial Cíclico de un suelo en la Sabana de Bogotá”. Universidad de la Salle. Bogotá, 2016.
7. Ceballos Jiménez, Y. “Ensayo triaxial cíclico para suelos granulares y fino granulares”. Universidad Eafit. Medellín, 2011.
8. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. “Código Sísmico de Costa Rica 2002”. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Tercera Edición, Cartago, 2002.
9. Craig, R. “Mecánica de Suelos”. Logos Consorcio Editorial S.A, México DF, 1976.
10. Das B, “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Thomson Editores. Cuarta Edición. México DF. 2001.
11. Del Castillo, R. “La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres”. LIMUSA, México DF, 2006.

12. Murcia López, D. “Implementación del ensayo de columna resonante”. Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá, 2012.
13. Quijana Ortega, C. “Mejoramiento de suelos en base a los métodos de vibroflotación y vibrosustitución”. Universidad Austral de Chile. Valdivia, 2008.
14. Sowers, G. “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones” Grupo Noriega Editores. Séptima Edición. México DF. 1993.
15. Vargas Moreno, C. “Análisis de licuación de arenas mediante el empleo de métodos de campo, análisis de respuesta de sitio y modelos numéricos de generación de presión de poro”. Universidad Nacional Autónoma de México. México DF, 2015.
16. Villón Béjar M. “Hidrología”. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Primera edición. 2011.
17. www.macaferri.com