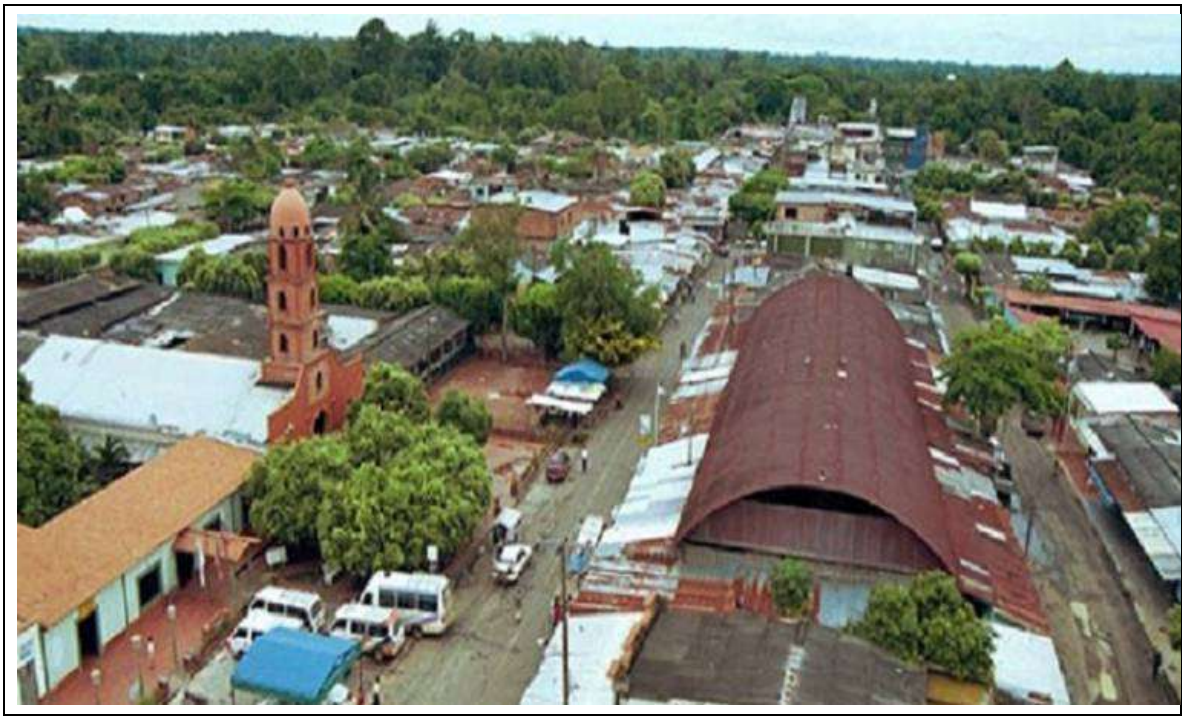
"ELABORACION DEL INFORME PARA LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN EL MUNICIPIO DE PUERTO SANTANDER EN EL DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER, COLOMBIA"



CONTRATO DE CONSULTORÍA

BOGOTA D.C. SEPTIEMBRE DE 2021

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

CLASE DE DOCUMENTO:	CÓDIGO:	FECHA:
INFORME DE SUELOS		Agosto/2021

LISTA DE DESTINATARIOS

DESTINATARIO DEL INFORME	IDENTIFICACIÓN

CONTROL DE MODIFICACIONES

ÍNDICE REVISIÓN	CAPÍTULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACIÓN	OBSERVACIONES	APROBADO

CONTROL DE DOCUMENTOS

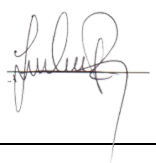
ELABORÓ:	FIRMA	APROBÓ:	FIRMA
ING. CARLOS SUTA PICO		NYC INGENIERIA SAS	

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA 14

1.1 POLÍTICA DE CALIDAD 15

1.2 OBJETIVO DE CALIDAD PARA EL PROYECTO 15

1.3 ALCANCE 15

1.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN 16

1.5 EXPLORACIÓN DE CAMPO 16
1.5.1 Equipo De Trabajo 17
1.5.2 Equipo de Exploración Y Laboratorio 17
1.5.3 Número y Tipo De Sondeos 18

2 DESCRIPCION Y GENERALIDADES 19

2.1 DESCRIPCION DEL MUNICIPIO 19

3 DESCRIPCION DEL SITIO DEL PROYECTO 20

4 ESTUDIO GEOTÉCNICO 25

4.1 GEOLOGÍA 25
4.1.1 Geomorfología 25
4.1.2 Estratigrafía 27
4.1.3 Precipitación 31

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS 32
4.2.1 Planta de tratamiento de Agua Potable 33
4.2.2 Paso elevado 1 33
4.2.3 Paso elevado 2 33
4.2.4 Zona de captación 33
4.2.5 Apiques 33

4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS 34

4.4 NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS 35

4.5 PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS 35

4.6 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 35
4.6.1 Planta de tratamiento de agua potable 36
4.6.2 Paso Elevado 1 37
4.6.3 Paso Elevado 2 38
4.6.4 River Scree 39
4.6.5 Desarenador 1 40
4.6.6 Desarenador 2 40
4.6.7 Estación de bombeo 41
4.6.8 Red de distribución 41

4.6.9 Registro Fotográfico 45

4.7 ENSAYOS DE LABORATORIO 48

4.8 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 49
4.8.1 Planta de tratamiento de agua potable 49
4.8.2 Paso elevado 1 51
4.8.3 Paso elevado 2 53
4.8.4 River Scree, Desarenador, Estación de Bombeo. 55

4.9 PARAMETROS DE DISEÑO 57
4.9.1 Planta de tratamiento de agua potable 58
4.9.2 Paso elevado 1 58
4.9.3 Paso elevado 2 59
4.9.4 River scree 1 y 2 59
4.9.5 Estación de bombeo 1 59
4.9.6 Desarenador 60
4.9.7 Estación de bombeo 2 60
4.9.8 Red de distribución Rural 61
4.9.9 Red de distribución urbano 61

4.10 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DEL SUELO 61

4.11 SUELOS COLAPSABLES 63

4.12 FACTORES DE SEGURIDAD 66

4.1 ASPECTOS SISMICOS 67
5 ANALISIS DE CIMENTACION 74
6 CÁLCULOS GEOTECNICOS DE ESTRUCTURAS 74

6.1 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE 76
6.1.1 Planta de tratamiento de agua potable 77
6.1.2 Lechos de secado 82
6.1.3 Paso elevado 1 88
6.1.4 Paso elevado 2 93
6.1.5 River Scree 1 y 2 98
6.1.6 Estación de bombeo 1 103
6.1.7 Desarenador 108
6.1.8 Estación de bombeo 2 114
6.1.9 Red de distribución rural 121
6.1.10 Red de distribución urbana 124

6.2 CALCULO DE ASENTAMIENTOS 127
6.2.1 Planta de Tratamiento de agua potable 128
6.2.2 Lechos de secado 130
6.2.3 Paso elevado 1 131
6.2.4 Paso elevado 2 133
6.2.5 River scree 1 y 2 134
6.2.6 Estación de bombeo 1 136

6.2.7 Desarenador 137
6.2.8 Estación de bombeo 2 139
6.2.9 Red de distribución rural 140
6.2.10 Red de distribución urbana 142

6.3 REACCIÓN DEL SUELO 143
6.3.1 Planta de tratamiento de agua potable 146
6.3.2 Lechos de secado 146
6.3.3 Paso elevado 1 146
6.3.4 Paso elevado 2 146
6.3.5 River scree 1 y 2 146
6.3.6 Estación de bombeo 1 147
6.3.7 Desarenador 147
6.3.8 Estación de bombeo 2 147
6.3.9 Red de distribución rural 147
6.3.10 Red de distribución urbana 147

6.4 CALCULO DE EMPUJES 148
6.4.1 Planta de tratamiento de agua potable 148
6.4.2 Lechos de secado 149
6.4.3 Paso elevado 1 149
6.4.4 Paso elevado 2 149
6.4.5 River scree 1 y 2 150
6.4.6 Estación de bombeo 1 150
6.4.7 Desarenador 150
6.4.8 Estación de bombeo 2 151
6.4.9 Red de distribución rural 151
6.4.10 Red de distribución urbana 151
7 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS 152

7.1 EXCAVACIÓN PROFUNDIDADES INFERIORES A 1 METRO 152

7.2 EXCAVACIÓN PROFUNDIDADES INFERIORES A 2 METROS 153

7.3 RECOMENDACIONES EXCAVACIONES CON PROFUNDIDADES ENTRE 2 METROS Y 3 METROS 154

7.4 RECOMENDACIONES EXCAVACIONES CON PROFUNDIDADES MAYORES A 3 METROS 155

7.5 EXCAVACIÓN 156
7.5.1 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA LOS ENTIBADOS 157

7.6 RECOMENDACIONES PARA EL RELLENO 161

7.7 POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD 162

7.8 NIVEL FREATICO 163

7.9 PILOTES 165

7.10 REDES **167**

7.11 MATERIALES **169**

7.12 PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO **170**

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **171**

9 LIMITACIONES Y VERIFICACIÓN **180**

BIBLIOGRAFÍA **181**

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. LISTADO DE EQUIPOS 17
TABLA 2.CARACTERIZACIÓN DE LOS SONDEOS PTAP 33
TABLA 3.CARACTERIZACIÓN DE LOS SONDEOS PASO ELEVADO 1 33
TABLA 4.CARACTERIZACIÓN DE LOS SONDEOS PASO ELEVADO 2 33
TABLA 5.CARACTERIZACIÓN DE LOS SONDEOS ZONA DE CAPTACIÓN 33
TABLA 6.CARACTERIZACIÓN DE LOS APIQUES 34
TABLA 7. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS TABLA H.3.2.1 – NSR–10, TITULO H 34
TABLA 8. NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS Y PROFUNDIDAD POR CADA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN 35
TABLA 9. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 PTAP 36
TABLA 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S2 PTAP 36
TABLA 11. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S3 PTAP 37
TABLA 12. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 PASO ELEVADO 1 37
TABLA 13. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S2 PASO ELEVADO 1 38
TABLA 14. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 PASO ELEVADO 2 38
TABLA 15. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S2 PASO ELEVADO 2 39
TABLA 16. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 RIVER SCREE 39
TABLA 17. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 DESARENADOR 1 40
TABLA 18. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 DESARENADOR 2 40
TABLA 19. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO S1 ESTACIÓN DE BOMBEO 41
TABLA 20. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 1 41
TABLA 21. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 2 41
TABLA 22. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 3 42
TABLA 23. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 4 42
TABLA 24. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 5 42
TABLA 25. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 6 42
TABLA 26. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 7 43
TABLA 27. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 8 43
TABLA 28. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 9 43
TABLA 29. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 10 43
TABLA 30. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 11 43
TABLA 31. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 12 44
TABLA 32. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 13 44
TABLA 33. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 14 44
TABLA 34. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 15 44
TABLA 35. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 16 45
TABLA 36. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 17 45
TABLA 37. PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUE 18 45
TABLA 38. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 1.40 – 4.00 PTAP 50
TABLA 39. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 3.00 – 4.00 PTAP 51
TABLA 40. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 1.20 – 6.50 PASO ELEVADO 1 52
TABLA 41. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 6.50 – 10.00 PASO ELEVADO 1 53
TABLA 42. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 1.20 – 5.50 PASO ELEVADO 2 54
TABLA 43. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 5.50 – 10.00 PASO ELEVADO 2 55
TABLA 44. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 1.30 – 3.00 ZONA DE CAPTACIÓN 56

TABLA 45. CORRELACIÓN SPT – RESISTENCIA AL CORTE 3.00 – 6.00 ZONA DE CAPTACIÓN 57
TABLA 46. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PTAP 58
TABLA 47. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PASO ELEVADO 1 58
TABLA 48. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PASO ELEVADO 2 59
TABLA 49. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS RIVER SCREE 1 Y 2 59
TABLA 50. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS ESTACIÓN DE BOMBEO 60
TABLA 51. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DESARENADOR 1 60
TABLA 52. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS ESTACIÓN DE BOMBEO 60
TABLA 53. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 61
TABLA 54. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS RED DE DISTRIBUCIÓN URBANO 61
TABLA 55. RESULTADO POTENCIAL DE EXPANSIÓN 62
TABLA 56. POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD. FUENTE: NSR-2010. 63
TABLA 57. RESUMEN POTENCIAL DE COLAPSABILIDAD DEL SUELO 65
TABLA 58. FACTORES DE SEGURIDAD DIRECTOS MÍNIMOS 67
TABLA 59. FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS MÍNIMOS 67
TABLA 60. IDENTIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO 71
TABLA 61. VALORES DEL COEFICIENTE FA PARA LA ZONA DE PERIODOS CORTOS DEL ESPECTRO. 71
TABLA 62. VALORES DEL COEFICIENTE FV PARA LA ZONA DE PERIODOS INTERMEDIOS DEL ESPECTRO. 72
TABLA 63. VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA *I*. 72
TABLA 64. RESUMEN CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DEL PERFIL DE SUELO 73
TABLA 65. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE PTAP 80
TABLA 66. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 81
TABLA 67. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE LECHOS DE SECADO 86
TABLA 68. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 86
TABLA 69. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE PASO ELEVADO 1 91
TABLA 70. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 91
TABLA 71. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE PASO ELEVADO 2 96
TABLA 72. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 96
TABLA 73. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE RIVER SCREE 1 Y 2 101
TABLA 74. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 102
TABLA 75. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE ESTACIÓN DE BOMBEO 1 106
TABLA 76. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 107
TABLA 77. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE DESARENADOR 112
TABLA 78. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 113
TABLA 79. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE ESTACIÓN DE BOMBEO 2 118
TABLA 80. VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE 119
TABLA 81. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 123
TABLA 82. RESUMEN DE CAPACIDADES PORTANTE RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 126
TABLA 83. MÓDULOS DE ELASTICIDAD PARA DIFERENTES MATERIALES 128
TABLA 84. ASENTAMIENTOS PTAP 128
TABLA 85. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 129
TABLA 86. ASENTAMIENTOS LECHOS DE SECADO 130
TABLA 87. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN – FUENTE PROPIA 131
TABLA 88. ASENTAMIENTOS PASO ELEVADO 1 131
TABLA 89. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 132
TABLA 90. ASENTAMIENTOS PASO ELEVADO 2 133
TABLA 91. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 134
TABLA 92. ASENTAMIENTOS RIVER SCREE 1 Y 2 134
TABLA 93. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 135

TABLA 94. ASENTAMIENTOS ESTACIÓN DE BOMBEO 1 136
TABLA 95. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 137
TABLA 96. ASENTAMIENTOS DESARENADOR 137
TABLA 97. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 138
TABLA 98. ASENTAMIENTOS ESTACIÓN DE BOMBEO 2 139
TABLA 99. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 140
TABLA 100. ASENTAMIENTOS DISTRIBUCIÓN RURAL 140
TABLA 101. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 141
TABLA 102. ASENTAMIENTOS DISTRIBUCIÓN URBANA 142
TABLA 103. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN 143
TABLA 104. MODULO REACCIÓN DEL SUELO PTAP 146
TABLA 105. MODULO REACCIÓN DEL SUELO LECHOS DE SECADO 146
TABLA 106. MODULO REACCIÓN DEL SUELO PASO ELEVADO 1 146
TABLA 107. MODULO REACCIÓN DEL SUELO PASO ELEVADO 2 146
TABLA 108. MODULO REACCIÓN DEL SUELO RIVER SCREE 1 Y 2 146
TABLA 109. MODULO REACCIÓN DEL SUELO ESTACIÓN DE BOMBEO 1 147
TABLA 110. MODULO REACCIÓN DEL SUELO DESARENADOR 147
TABLA 111. MODULO REACCIÓN DEL SUELO ESTACIÓN DE BOMBEO 2 147
TABLA 112. MODULO REACCIÓN DEL SUELO RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 147
TABLA 113. MODULO REACCIÓN DEL SUELO RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 147
TABLA 114. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS PTAP 148
TABLA 115. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS LECHOS DE SECADO 149
TABLA 116. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS PASO ELEVADO 1 149
TABLA 117. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS PASO ELEVADO 2 149
TABLA 118. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS RIVER SCREE 1 Y 2 150
TABLA 119. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS ESTACIÓN DE BOMBEO 1 150
TABLA 120. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS ESTACIÓN DE BOMBEO 1 150
TABLA 121. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS ESTACIÓN DE BOMBEO 2 151
TABLA 122. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 151
TABLA 123. DETERMINACIÓN DE EMPUJES LATERALES ESTÁTICOS RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 151
TABLA 124: HUSOS GRANULOMÉTRICOS 161

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZACIÓN GENERAL DE PUERTO SANTANDER, NORTE DE SANTANDER 19
FIGURA 2. LOCALIZACIÓN GENERAL PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE..... 20
FIGURA 3. LOCALIZACIÓN SONDEOS PTAP..... 21
FIGURA 4. LOCALIZACIÓN SONDEOS PASO ELEVADO 1 21
FIGURA 5. LOCALIZACIÓN SONDEOS PASO ELEVADO 2 22
FIGURA 6. LOCALIZACIÓN DESARENADOR, RIVER SCREE Y ESTACIÓN DE BOMBEO..... 22
FIGURA 7. LOCALIZACIÓN APIQUES RED DE DISTRIBUCIÓN A. 23
FIGURA 8. LOCALIZACIÓN APIQUES RED DE DISTRIBUCIÓN B..... 24
FIGURA 9. UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS PUERTO SANTANDER..... 27
FIGURA 10. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA PUERTO SANTANDER 29
FIGURA 11. LODOLITAS SILÍCEAS LAMINADAS, FORMACIÓN COLON 30
FIGURA 12. PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL..... 32
FIGURA 13. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PTAP (1.40 – 4.00 M)..... 50
FIGURA 14. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PTAP (4.00 – 6.00 M)..... 51
FIGURA 15. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PASO ELEVADO 1 (1.20 – 6.50 M) 52
FIGURA 16. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PASO ELEVADO 1 (6.50 – 10.00 M) 53
FIGURA 17. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PASO ELEVADO 2 (1.20 – 5.50 M) 54
FIGURA 18. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT PASO ELEVADO 2 (5.50 – 10.00 M) 55
FIGURA 19. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT ZONA DE CAPTACIÓN (1.30 – 3.00 M) 56
FIGURA 20. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL SPT ZONA DE CAPTACIÓN (3.00 – 6.00 M) 57
FIGURA 21. FALLA DE CORTANTE 66
FIGURA 22. MAPA DE ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO AA 68
FIGURA 23. MAPA DE ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO AV 69
FIGURA 24. MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA PARA RESPUESTA SÍSMICA. 70
FIGURA 25. LOCALIZACIÓN DE LA GENERAL `PTAP 77
FIGURA 26. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M PTAP 78
FIGURA 27. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M PTAP 78
FIGURA 28. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M PTAP 79
FIGURA 29. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M PTAP 79
FIGURA 30. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 3.00 M PTAP 80
FIGURA 31. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM..... 81
FIGURA 32. ESQUEMA LECHOS DE SECADO 83
FIGURA 33. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M LECHOS DE SECADO 84
FIGURA 34. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M LECHOS DE SECADO 84
FIGURA 35. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M LECHOS DE SECADO 85
FIGURA 36. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M LECHOS DE SECADO 85
FIGURA 37. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM..... 87
FIGURA 38. ESQUEMA TÍPICO PASOS ELEVADOS 1 88
FIGURA 39. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M PASO ELEVADO 1 89
FIGURA 40. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M PASO ELEVADO 1 89
FIGURA 41. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M PASO ELEVADO 1 90
FIGURA 42. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M PASO ELEVADO 1 90

FIGURA 43. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 92
FIGURA 44. ESQUEMA TÍPICO PASOS ELEVADOS 2 93
FIGURA 45. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M PASO ELEVADO 2 94
FIGURA 46. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M PASO ELEVADO 2 94
FIGURA 47. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M PASO ELEVADO 2 95
FIGURA 48. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M PASO ELEVADO 2 95
FIGURA 49. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 97
FIGURA 50. ESQUEMA RIVER SCREE 1 Y 2 98
FIGURA 51. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M RIVER SCREE 1 Y 2 99
FIGURA 52. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M RIVER SCREE 1 Y 2 99
FIGURA 53. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M RIVER SCREE 1 Y 2 100
FIGURA 54. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M RIVER SCREE 1 Y 2 100
FIGURA 55. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 102
FIGURA 56. ESQUEMA ESTACIÓN DE BOMBEO 1 103
FIGURA 57. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 1 104
FIGURA 58. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M ESTACIÓN DE BOMBEO 1 104
FIGURA 59. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 1 105
FIGURA 60. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M ESTACIÓN DE BOMBEO 1 105
FIGURA 61. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 1 106
FIGURA 62. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 108
FIGURA 63. ESQUEMA DESARENADOR 109
FIGURA 64. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M DESARENADOR . 110
FIGURA 65. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M DESARENADOR . 110
FIGURA 66. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M DESARENADOR . 111
FIGURA 67. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M DESARENADOR . 111
FIGURA 68. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 3.00 M DESARENADOR *FUENTE. ELABORACIÓN PROPIA 112
FIGURA 69. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 114
FIGURA 70. ESQUEMA ESTACIÓN DE BOMBEO 2 115
FIGURA 71. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 2 116
FIGURA 72. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M ESTACIÓN DE BOMBEO 2 116
FIGURA 73. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 2 117
FIGURA 74. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M ESTACIÓN DE BOMBEO 2 117
FIGURA 75. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.50 M ESTACIÓN DE BOMBEO 2 118
FIGURA 76. GRÁFICO DE PILOTES DE LONGITUD VS QADM 120
FIGURA 77. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 121

FIGURA 78. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 122
FIGURA 79. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 122
FIGURA 80. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL 123
FIGURA 81. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 0.50 M RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 124
FIGURA 82. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.00 M RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 125
FIGURA 83. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 1.50 M RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA *FUENTE. ELABORACIÓN PROPIA. 125
FIGURA 84. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 2.00 M RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA 126
FIGURA 85. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 129
FIGURA 86. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 130
FIGURA 87. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 132
FIGURA 88. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 133
FIGURA 89. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 135
FIGURA 90. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 136
FIGURA 91. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 138
FIGURA 92. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 139
FIGURA 93. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 141
FIGURA 94. ASENTAMIENTOS EN LA CIMENTACIÓN LOSA DE 1.0 M2. 142
FIGURA 95. PENDIENTE PROPUESTA PARA LAS EXCAVACIONES 153
FIGURA 96. ENTIBADO E1A 154
FIGURA 97. ENTIBADO E1B 155
FIGURA 98. ENTIBADO E2 156

ANEXOS

ANEXO 1: CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE ASENTAMIENTOS

ANEXO 2: REGISTRO DE EXPLORACIONES DE CAMPO Y RESULTADOS DE LABORATORIO

ANEXO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO

ANEXO 4: REGISTRO FOTOGRAFICO

1 INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA

Para dar alcance al objeto del proyecto "**ESTUDIOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA EL CENTRO POBLADO DEL MUNICIPIO DE PUERTO SANTANDER, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER**", se presenta el informe del componente geotécnico, con la colaboración de la información suministrada por el municipio, el departamento, el Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, la Corporación Autónoma Regional del Norte de Santander CORPONOR, el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM, entre otras entidades.

Los diseños se fundamentarán en las exploraciones de campo, información existente, registro de sondeos realizados por NYC INGENIERIA SAS., ensayos de laboratorio a muestras recuperadas, información fundamental para obtener los parámetros de resistencia y características mecánicas de soporte del suelo objeto del estudio, todo esto conlleva a determinar la capacidad portante y la cimentación necesaria a emplear.

Para las estructuras hidráulicas de la planta de tratamiento de agua potable, el objeto del estudio geotécnico consiste en la determinación de las condiciones portantes y de estabilidad de los suelos existentes en la zona seleccionada para desarrollo y construcción del referido sistema de tratamiento.

Como resultado del presente estudio se determinan los parámetros sísmicos del sitio, la capacidad portante, los asentamientos, la susceptibilidad a la licuefacción y potencial expansivo de los suelos, parámetros que se utilizan en el análisis estructural.

La elaboración del presente estudio geotécnico se realizará de acuerdo a las especificaciones de EL CLIENTE, Resolución 0330 de 8 de junio de 2017 por el cual adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico de la RAS-2017 y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010.

1.1 POLÍTICA DE CALIDAD

NYC INGENIERIA SAS, labora bajo los más altos estándares de calidad para ofrecerle a nuestros clientes soluciones de ingeniería de alto nivel en las áreas de geotecnia, pavimentos, topografía y laboratorios de suelos, pavimentos y concretos.

1.2 OBJETIVO DE CALIDAD PARA EL PROYECTO

Elaboración del presente estudio geotécnico de acuerdo a las especificaciones de EL CLIENTE, Resolución 0330 de 8 de junio de 2017 por el cual adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico de la RAS-2017 y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010.

1.3 ALCANCE

El presente informe tiene como alcance presentar los resultados de la investigación del subsuelo efectuada y establecer la cimentación para la estructura, realizar la actualización del estudio inicial y presentar recomendaciones adicionales.

Para el estudio se implementó una metodología coherente de exploración del subsuelo con el fin de lograr estimar aceptablemente los parámetros de resistencia y las características físicas de los estratos de soporte. Conseguidos los parámetros que caracterizan a cada material en particular se procede a determinar la cimentación recomendada, su capacidad portante, susceptibilidad a la expansividad, su potencial de licuación y los asentamientos.

Los alcances específicos del proyecto son:

- Efectuar perforaciones manuales y recuperación de muestras parar ensayos en el laboratorio de suelos.
- Determinar del perfil estratigráfico promedio.
- Determinar los parámetros geotécnicos de los estratos de suelos que se reportan en los perfiles.

- Calcular la capacidad portante del suelo de fundación.
- Estimar los asentamientos inmediatos
- Calcular el potencial de licuación para los estratos de soporte.
- Evaluar la susceptibilidad a la expansión de los estratos de soporte
- Definición, análisis numérico y diseño de estructuras geotécnicas para mitigación de riesgos

1.4 RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para el desarrollo del presente estudio se realizó una revisión de la bibliografía existente la cual está integrada por información geotécnica de estudios de suelos en las zonas del proyecto, el Esquema de Ordenamiento territorial y la Información geológica de la región que entrega el Servicio Geológico colombiano, los cuales nos permiten identificar el tipo de suelo presentes

De acuerdo con el alcance de este estudio se definió la exploración del subsuelo necesaria, tipo y cantidad de ensayos, y el equipo de trabajo necesario para desarrollar el proyecto. Estos ítems se evaluaron con la normatividad vigente.

Se proyectará para el desarrollo de la consultoría, la aplicación y énfasis de la resolución 0330 de 08 de junio de 2017, el cual da el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - Norma 2017, la cual brinda los criterios necesarios para el desarrollo del estudio de suelos en función de los diseños hidrosanitarios. Cabe mencionar que se seguirá el lineamiento del artículo 9, planeación de proyectos por etapas, con el fin de garantizar la funcionalidad y autonomía operativa de los sistemas durante su primera etapa.

1.5 EXPLORACIÓN DE CAMPO

De acuerdo con el alcance de este estudio se definió la exploración del subsuelo necesaria, tipo y cantidad de ensayos, y el equipo de trabajo necesario para desarrollar el proyecto. Estos ítems se evaluaron con la normatividad vigente.

1.5.1 Equipo De Trabajo

Un (1) Ingeniero civil con postgrado en geotecnia.

Funciones: Elaboración del estudio geotécnico de acuerdo con los resultados de la exploración en campo y los resultados de los ensayos de laboratorio.

Un (1) Técnico en laboratorio de suelos.

Funciones: Realizar los ensayos de laboratorio de cada una de las muestras obtenidas en campo de acuerdo a las especificaciones del proyecto

Un (1) Técnico Perforador.

Funciones: Realizar las perforaciones correspondientes, los registros y ensayos de campo.

1.5.2 Equipo de Exploración Y Laboratorio

En la Tabla 1 se adjunta un resumen general de los equipos usados en el presente estudio.

Tipo	Marca	Año de Fabricación	Ultima Calibración y/o inspección	Ente de Calibración
Balanza Digital	FWE	2006	Octubre 2020	Pinzuar
Balanza Digital	BBC	2007	Octubre 2020	Servi Integral
Cazuela de Casagrande	Controls	2007	Octubre 2020	Servi Integral
Equipo de perforación	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2020	Control Interno
Horno para secado de muestras	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2020	Control Interno
Serie de Tamices	Tamiequipos Ltda.	2007	Octubre 2020	Control Interno

Tabla 1. Listado de equipos

1.5.3 Número y Tipo De Sondeos

Para el desarrollo de las actividades de exploración se siguió el procedimiento que se describe a continuación:

1. En el sitio bajo estudio se efectuó un recorrido para considerar los puntos adecuados en donde se realizarían las exploraciones necesarias para determinar las características del subsuelo.

2. Como primer plan de exploración, se establecieron dieciocho (18) apiques hasta una profundidad de 1.50 m.

3. Se realizaron cuatro (4) sondeos para establecer las características del subsuelo para la construcción de los pasos elevados 1 y 2, para los cuales se distribuyen dos (2) sondeos para cada uno de los pasos con profundidades de 10.0 m.

4. Para la construcción de la Planta de Tratamiento de Agua Potable, se establecieron tres (3) sondeos de 6.0 m de profundidad cada uno, cumpliendo con la norma NSR – 10 y lo cuales se distribuyen de forma adecuada en el predio de estudio.

5. Se recobraron muestras cada 1.50 m aproximadamente, las cuales fueron remitidas al laboratorio para practicarles los correspondientes ensayos de caracterización, con los cuales se obtuvieron los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de capacidades portantes y asentamientos.

2 DESCRIPCION Y GENERALIDADES

2.1 DESCRIPCION DEL MUNICIPIO

Puerto Santander es un municipio de Colombia, ubicado en el departamento de Norte de Santander. Hace parte de la zona rural del Área metropolitana de Cúcuta y se encuentra localizado sobre la frontera con Venezuela, país con el cual se comunica a través del Puente Internacional Unión. La altura sobre el nivel del mar es de 60 m.s.n.m y su temperatura varía entre 23ºC a 36ºC, la población hacia el 2015 rondaba en 12.249 habitantes, de los cuales 9.514 habitantes se sitúan en el casco urbano.



Figura 1. Localización general de Puerto Santander, Norte de Santander

3 DESCRIPCION DEL SITIO DEL PROYECTO

El sitio del proyecto en donde se va a construir una Planta de tratamiento de aguas potable, ubicado en el Municipio de Puerto Santander, departamento de Norte de Santander, se localiza a aproximadamente 2 km del casco urbano del municipio.

Latitud	8º20´56.3” N
Longitud	74º24´59.5” W

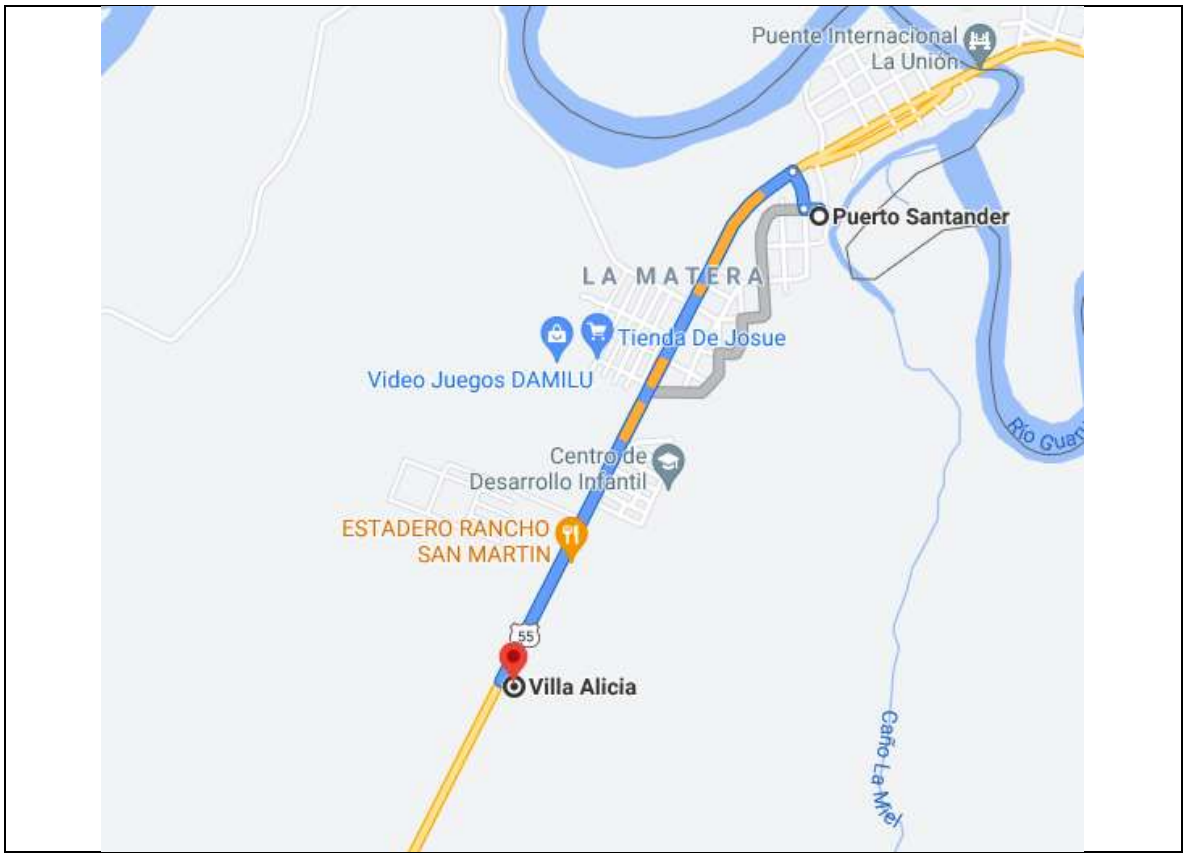


Figura 2. Localización general planta de tratamiento de agua potable



Figura 3. Localización sondeos PTAP



Figura 4. Localización sondeos paso elevado 1



Figura 5. Localización sondeos paso elevado 2



Figura 6. Localización Desarenador, River Scree y Estación de bombeo

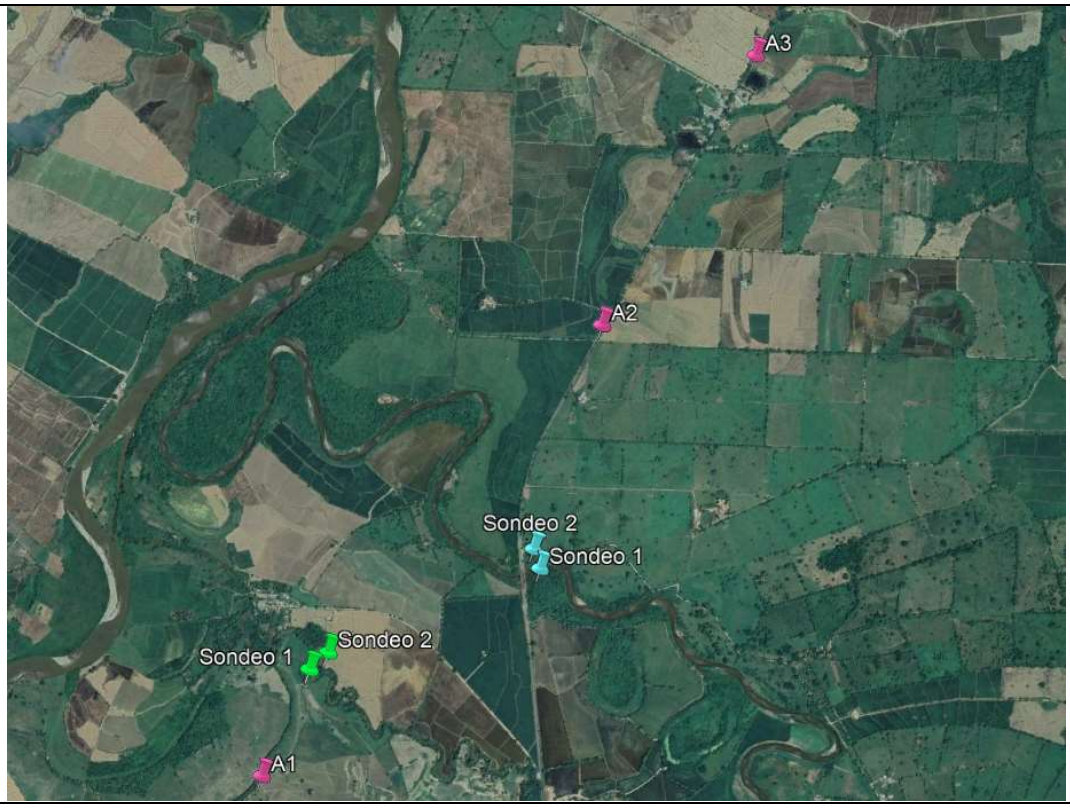


Figura 7. Localización apiques red de distribución A.



Figura 8. Localización apiques red de distribución B.

4 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para el desarrollo del presente estudio se consideró los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, los resultados de las pruebas de campo, las metodologías de cálculo y el criterio del ingeniero Geotecnista.

En el Anexo 1 del presente informe se muestran los resultados de los cálculos de capacidad portante, asentamientos y potencial de licuación. En el Anexo 2 se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio. De igual manera, en el Anexo 3 se presenta la metodología utilizada para los cálculos de capacidad portante y asentamientos.

4.1 GEOLOGÍA

4.1.1 Geomorfología

Para la descripción y categorización de las unidades geomorfológicas se empleó la Propuesta de Estandarización de la Cartografía Geomorfológica en Colombia de Carvajal (2011), que enfoca la geomorfología teniendo en cuenta fundamentalmente la morfogénesis, es decir el origen y evaluación del origen de los terrenos y los procesos que han actuado sobre ellos.

Ambiente estructural

El régimen compresivo al que han sido sometidas las unidades de rocas sedimentarias cretácicas y cenozoicas ha generado geoformas particulares, que aún conservan rasgos de las estructuras originales a pesar de haber sido afectadas, en grado variable, por los procesos de denudación.

Cerros alienados 8 (Saca)

El sistema de fallas NS que cruza Puerto Santander confina parte de la Formación Mirador en una franja de cerros alineados en la misma dirección. Estos cerros presentan un relieve de colinas de contraste alto, de topes y filos agudos, con laderas inclinadas a muy

inclinadas, muy largas hacia el Norte y moderadas hacia el Sur, de forma recta. El drenaje es su paralelo de densidad moderada, se identifican valles en "V", frecuentemente perpendiculares a la dirección de los cerros, ya que en este sentido aparecen lineamientos que encauzan las aguas. Esta unidad se extiende por 48 km2.

- **Pliegue anticlinal (Spa) y pliegue sinclinal (Spas)**

El Anticlinal de González y el Sinclinal de Trompillo, en el extremo suroeste de la plancha, conforman un área de relieve positivo y plano que se origina a partir de los esfuerzos compresivos que plegaron la secuencia sedimentaria.

Esta unidad se compone de una colina alargada en sentido NS, de tope suave, laderas muy inclinadas y muy largas, rectas y onduladas; unida a una zona levemente cóncava que corresponde al sinclinal y que se ubica en la base este del cerro. Los pliegues cubren menos de 40 km2.

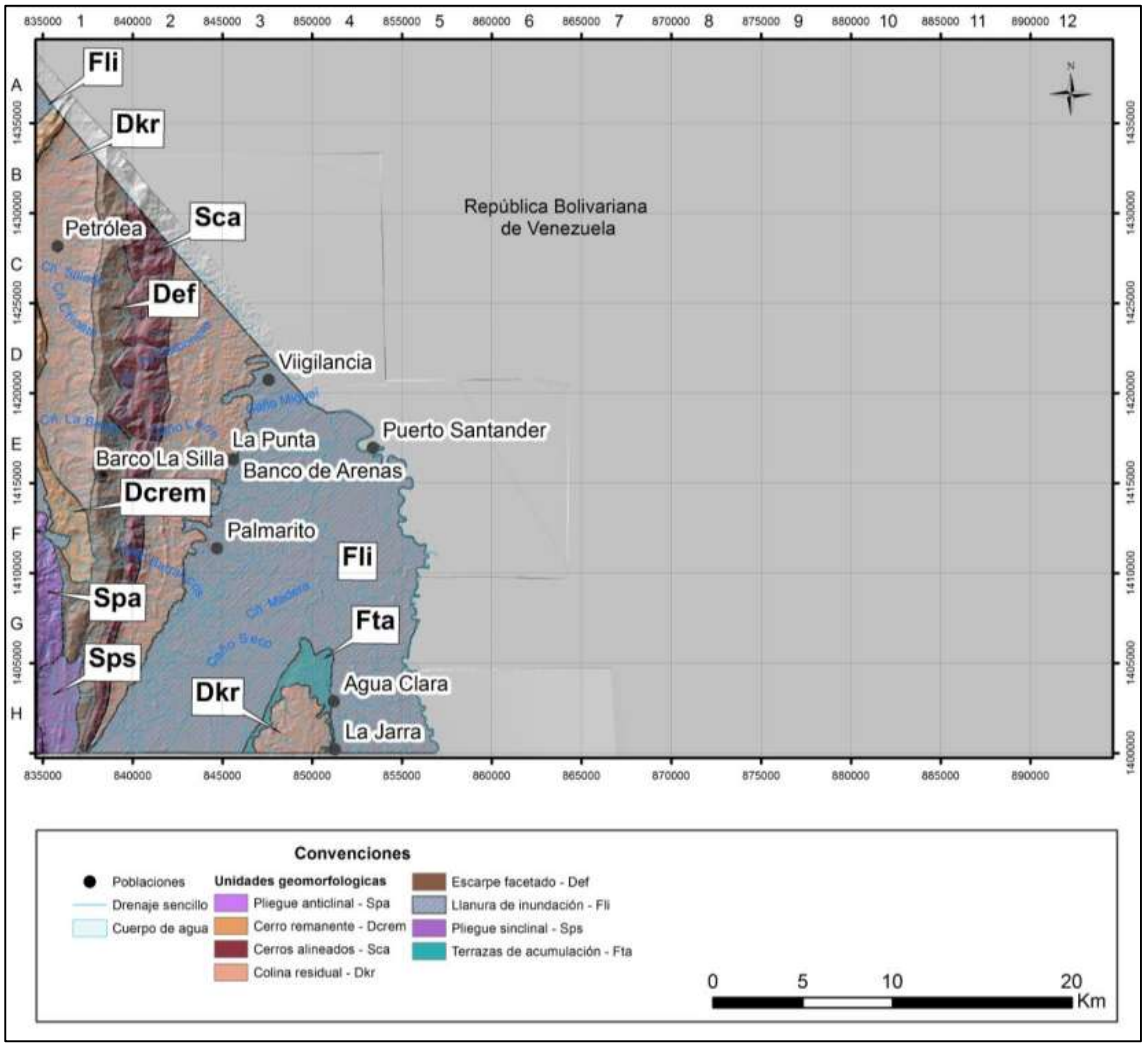


Figura 9. Unidades geomorfológicas Puerto Santander
Fuente: Servicio geológico Colombiano

4.1.2 Estratigrafía

Puerto Santander se encuentra localizada en la Cuenca de Catatumbo (Norte de Santander) y forma parte de la gran Cuenca de Maracaibo (República Bolivariana de Venezuela). En esta plancha afloran unidades de origen sedimentario y la nomenclatura utilizada para estas unidades se ha estructurado con base en el desarrollo de proyectos de exploración y explotación de petróleo, llevados a cabo en Colombia y Venezuela a comienzos y mediados del Siglo XX. En esta área afloran unidades con edades cretácicas,

paleógenas y neógenas, afectadas por fallas y pliegues de dirección Norte - Sur y en menor grado Noreste y Noroeste.

Según Notasteis et al. (1944) desde el punto de vista litológico el contacto entre las formaciones Catatumbo del Cretácico y Barco del Paleoceno es concordante y gradual, trazándose cuando desaparecen las lutitas negras de la Formación Catatumbo y aparece una secuencia continua de areniscas de la Formación Barco. Según Van der Hammen (1957), cuando la arenisca del Barco no está bien desarrollada, la misma facies de Formación Catatumbo se continúa hasta más arriba, en el Cenozoico, de tal forma que podría incluir algo del Paleoceno Inferior.

Cronoestratigráfica mente, Van Der Hammen, 1955 (en Hubach, 1957), afirma que la base de la Formación Catatumbo corresponde al Cretácico Superior (Maastrichtiano) ya que contiene la zona de Ammobaculites colombianus. La parte superior de la Formación Catatumbo no presenta fósiles marinos, pero Van der Hammen ha determinado palinológicamente que la base del Paleoceno se situaría en la parte superior del Catatumbo. La asociación típica de polen es Tripletes Guaduensis, Monocolpites Medius s.l., M.Humbertoides, Triporite sumirensis, T.suescae, Tetradite sumirensis, Syncolporites lisamae, Tricolpites-reticulatrus.

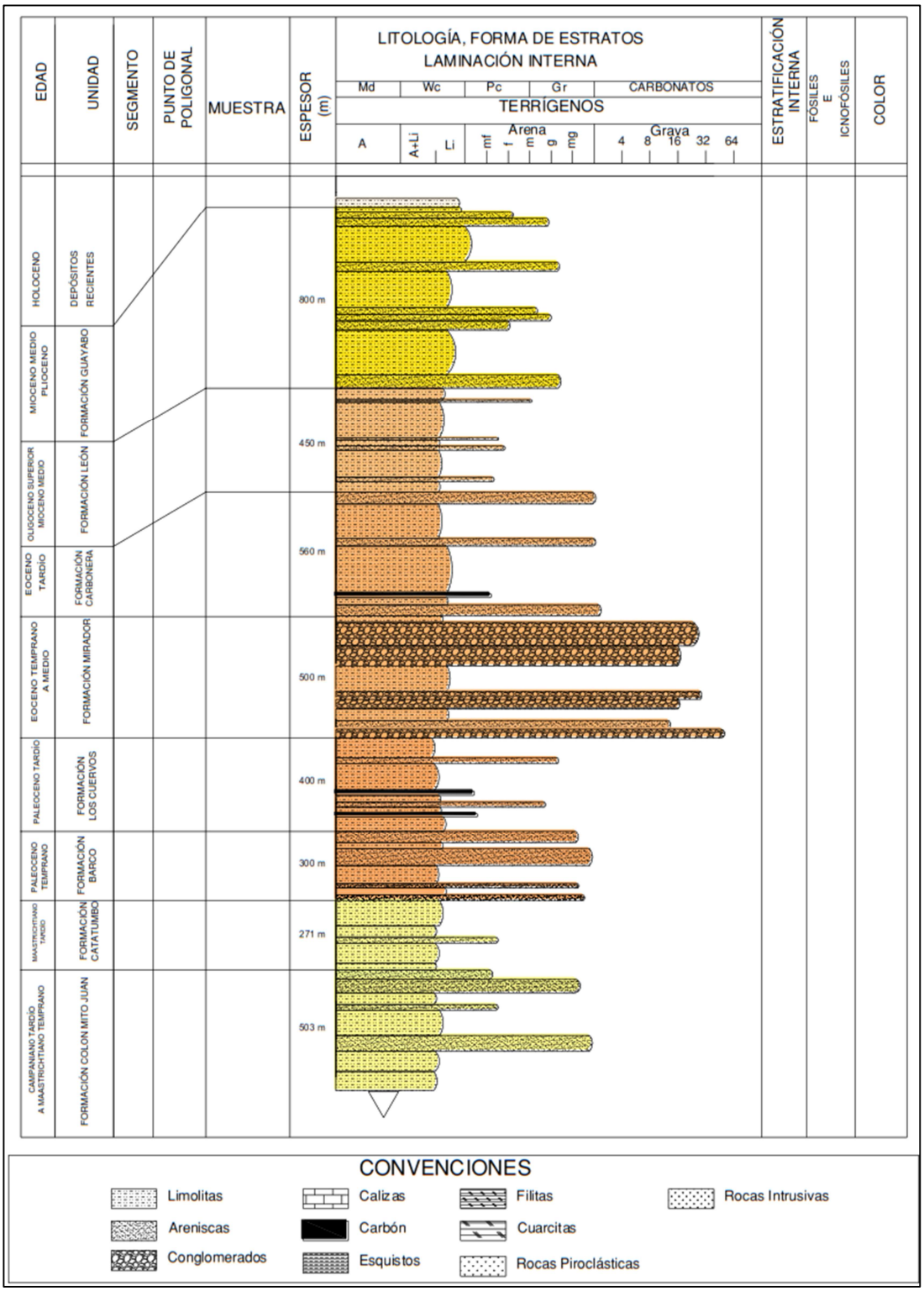


Figura 10. Columna estratigráfica Puerto Santander
Fuente: Servicio geológico Colombiano

Formación Colón – Mito Juan

Las lutitas de la Formación Colón son de color gris y gris-oscuro, ligeramente calcáreas, mientras que las de la Formación Mito Juan son gris-verdosas y no calcáreas, es difícil establecer el límite entre ellas. En este informe se usarán conjuntamente las formaciones Colón y Mito Juan, denominándola como Formación Colón-Mito Juan.

- ***Litología***

En general la Formación Colón - Mito Juan, se compone de niveles potentes de lodolitas silíceas, algunas veces calcáreas, arcillolitas y en menor proporción areniscas muy finas; las lodolitas se encuentran laminadas de aspecto pizarroso, en ocasiones con fuerte olor a hidrocarburos o azufre, con colores variados entre negro (N1), gris medio (N5) y gris oliva (5 Y 4/1); y niveles de areniscas muy finas en capas medias. Las areniscas son de grano fino a muy fino, compuestas por cuarzo predominantemente (95 %) y líticos (5%) posiblemente asociados a chert. Localmente se encuentran lodolitas con nódulos de arcillas ferruginosas de color marrón oscuro, cuyo diámetro no supera los 5 cm.



Figura 11. Lodolitas silíceas laminadas, Formación colon
Fuente: Servicio geológico Colombiano

Formación Catatumbo (K2ct)

Geomorfológicamente presenta un relieve ondulado, con colinas bajas y montículos de baja altura, en promedio 80 m, con laderas inclinadas a planas. Por lo general los drenajes han cortado y erosionado parte de estas secuencias blandas formando valles en U.

Formación Barco (E1b)

Geomorfológicamente la Formación Barco presenta cerros alargados Norte–Sur, con cimas agudas a subredondeados y algunas veces semiplana, de altura moderada entre 160 y 230 msnm; presenta laderas inclinadas a escarpadas, sobresaliendo notoriamente sobre el lado este de la vía principal que conduce de Cúcuta a Tibú, entre las veredas El Empalme, Ambato y Petróleo

Depósitos aluviales (Q2al)

Se refieren a depósitos recientes como resultado de la dinámica aluvial, que producen barras laterales Y centrales, entre otras, localizadas principalmente en los ríos Zulia y Pamplonita. Agrupan también los materiales ubicados en zonas sometidas a inundaciones constantes de los ríos Guaramito, Zulia y Pamplonita, especialmente en épocas de lluvias; así como materiales dejados por drenajes menores.

4.1.3 Precipitación

Puerto Santander tiene el clima ecuatorial**.** Suele ser muy caluroso, húmedo y lluvioso durante todo el año. La temperatura media anual en Puerto Santander es 19° y la precipitación media anual es 1216 mm. No llueve durante 38 días por año, la humedad media es del 83% y el Índice UV es 4.

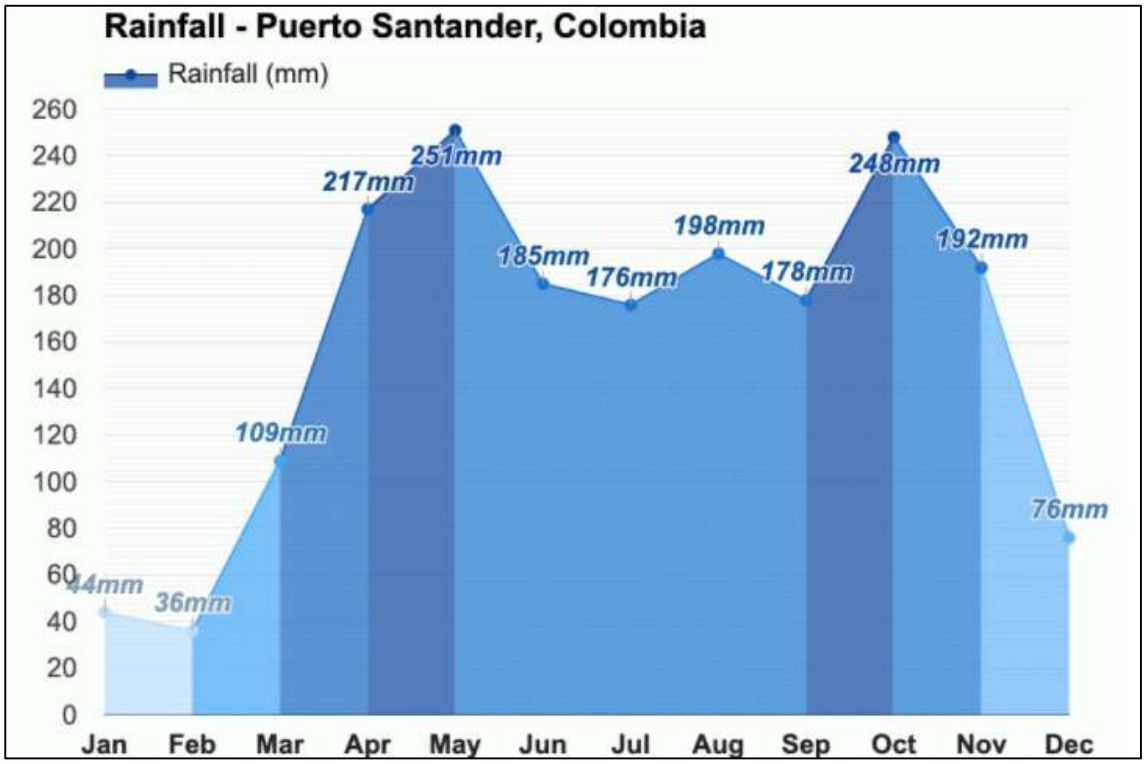


Figura 12. Precipitación media mensual

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS

En las siguiente tabla se relaciona la profundidad final y el equipo utilizado para los sondeos mecánicos y manuales con las profundidades necesarias para cumplir con la Resolución 0330 de 8 de junio de 2017 por el cual adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico de la RAS-2017 y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010, con el fin de caracterizar adecuadamente los materiales en la zona se realizaron Siete (7) sondeos manuales (Pala Hoyadora y SPT) con profundidades hasta 10.0 metros para los pasos elevados y 6.0 metros para la planta de tratamiento de agua potable distribuidos uniformemente de acuerdo a su ubicación dentro del área del proyecto. Adicionalmente para la red de aducción y distribución, se realizaron 18 apiques con profundidad de 1.50 m distribuidos a lo largo de todo el sistema de acueducto.

4.2.1 Planta de tratamiento de Agua Potable

No.	Profundidad	Equipo
S1	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT
S2	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT
S3	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT

Tabla 2. Caracterización de los sondeos PTAP

4.2.2 Paso elevado 1

No.	Profundidad	Equipo
S1	10.00 m	Pala Hoyadora– SPT
S2	10.00 m	Pala Hoyadora– SPT

Tabla 3. Caracterización de los sondeos paso elevado 1

4.2.3 Paso elevado 2

No.	Profundidad	Equipo
S1	10.00 m	Pala Hoyadora– SPT
S2	10.00 m	Pala Hoyadora– SPT

Tabla 4. Caracterización de los sondeos paso elevado 2

4.2.4 Zona de captación

No.	Profundidad	Equipo
RIVER SCREE	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT
DESARENADOR 1	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT
DESARENADOR 2	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT
ESTACIÓN DE BOMBEO	6.00 m	Pala Hoyadora– SPT

Tabla 5. Caracterización de los sondeos zona de captación

4.2.5 Apiques

No.	Profundidad	Equipo
A1	1.50 m	Pala Hoyadora
A2	1.50 m	Pala Hoyadora
A3	1.50 m	Pala Hoyadora
A4	1.50 m	Pala Hoyadora
A5	1.50 m	Pala Hoyadora
A6	1.50 m	Pala Hoyadora
A7	1.50 m	Pala Hoyadora

No.	Profundidad	Equipo
A8	1.50 m	Pala Hoyadora
A9	1.50 m	Pala Hoyadora
A10	1.50 m	Pala Hoyadora
A11	1.50 m	Pala Hoyadora
A12	1.50 m	Pala Hoyadora
A13	1.50 m	Pala Hoyadora
A14	1.50 m	Pala Hoyadora
A15	1.50 m	Pala Hoyadora
A16	1.50 m	Pala Hoyadora
A17	1.50 m	Pala Hoyadora
A18	1.50 m	Pala Hoyadora

Tabla 6. Caracterización de los apiques

En la norma NSR 10 en el numeral 3.2.5, inciso (c, i), permite que la profundidad de los sondeos sea 2.5 veces el ancho de la cimentación, en referencia a este criterio consideramos que la profundidad de los sondeos obtenida cumple con los permitido en la Resolución 0330 de 8 de junio de 2017 por el cual adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico de la RAS-2017 y la norma de diseño sismo resistente NSR – 2010

4.3 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS

Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio.

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Tabla 7. Clasificación de las unidades de construcción por categorías
Tabla H.3.2.1 – NSR–10, TITULO H

4.4 NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS

El número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 8. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

Dada la proyección del proyecto de acuerdo a las áreas a construir se determinó que la categoría para la zona de estudio es baja, por lo tanto, se proyectaron los sondeos en base a lo establecido en la NSR - 10 y al criterio del Geotecnista.

4.5 PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

De acuerdo a la NSR – 10, Titulo H, H.3.2.5. PORFUNDIDAD DE LOS SONDEOS: Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero Geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación.

Se considera que el suelo es homogéneo debido a que la topografía tiene una pendiente baja y según la geología regional y local los suelos no tienen variaciones en este sector. Por esta razón se considera que la realización de los 5 sondeos cumple con las recomendaciones de la norma NSR-10.

4.6 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Realizados los ensayos de laboratorio y considerando la clasificación de los materiales que se registraron en los formatos del Anexo 2; se presentan los respectivos perfiles obtenidos:

4.6.1 Planta de tratamiento de agua potable

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.00 m	**Material de relleno**
1.00 a 1.40 m	**Material limoso color amarillo.**
1.40 a 3.00 m	**Arena arcillosa de grano fino con gravas de tonalidad naranja con vetas grises. Baja plasticidad, humedad media, consistencia firme y cementación moderada.** Este estrato presenta una humedad natural de 12.8%, se presenta límite líquido de 30.9, un límite plástico de 16.3, un índice de plasticidad de 14.7. Se clasifica como SC, según USC**.**
3.00 a 4.50 m	**Arcilla con arena de grano fino color gris con vetas de oxidación y rojizas. Baja plasticidad, humedad media, consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 20.0%, se presenta límite líquido de 38.5, un límite plástico de 19.7, un índice de plasticidad de 18.9. Se clasifica como CL, según USC**.**
4.50 a 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café con vetas grises. Sin plasticidad, humedad media, consistencia blanda.** Este estrato presenta una humedad natural de 13.7%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 9. Perfil estratigráfico sondeo S1 PTAP

PERFIL SONDEO S2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material de relleno**
0.40 a 1.20 m	**Material aluvial**
1.20 a 4.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 22.8%. Se clasifica como SC, según USC**.**
4.00 a 6.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino medio, con limos color café. Sin plasticidad con presencia de pirita humedad media, y cementaciòn débil.** Este estrato presenta una humedad natural de 13.7%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 10. Perfil estratigráfico sondeo S2 PTAP

PERFIL SONDEO S3	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material de relleno**
0.40 a 1.20 m	**Material aluvial**
1.20 a 4.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio con gravas de tonalidad naranja con vetas rojizas. Baja plasticidad, humedad media, consistencia firme y cementación moderada.** Este estrato presenta una humedad natural de 14.6%, se presenta límite líquido de 28.1, un límite plástico de 16.0, un índice de plasticidad de 12.1. Se clasifica como SC, según USC**.**
4.00 a 6.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino medio, con limos color café. Sin plasticidad con presencia de pirita humedad media, y cementaciòn débil.** Este estrato presenta una humedad natural de 13.7%. Se clasifica como SP, según USC**.**

Tabla 11. Perfil estratigráfico sondeo S3 PTAP

4.6.2 Paso Elevado 1

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.60 m	**Material orgánico**
0.60 a 1.20 m	**Material limoso color café**
1.20 a 5.20 m	**Arcilla de tonalidad naranja con vetas grises. Alta plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 31.7%, se presenta límite líquido de 52.1, un límite plástico de 23.6, un índice de plasticidad de 28.6. Se clasifica como CH, según USC**.**
5.20 a 6.70 m	**Arcilla color café con vetas grises y rojizas. Alta plasticidad, humedad media, consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 30.8%, se presenta límite líquido de 52.7, un límite plástico de 23.2, un índice de plasticidad de 29.5. Se clasifica como CH, según USC**.**
6.70 a 10.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino-medio color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 18.2%. Se clasifica como SP, según USC**.**

Tabla 12. Perfil estratigráfico sondeo S1 Paso elevado 1

PERFIL SONDEO S2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.50 m	**Material orgánico**

PERFIL SONDEO S2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.50 a 1.10 m	**Material limoso color café**
1.10 a 2.90 m	**Arcilla de tonalidad naranja con vetas grises y de oxidación. Alta plasticidad, humedad media y consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 24.7%, se presenta límite líquido de 60.0, un límite plástico de 25.3, un índice de plasticidad de 34.7. Se clasifica como CH, según USC**.**
2.90 a 4.40 m	**Arcilla color café con vetas grises. Alta plasticidad, humedad media, consistencia blanda.** Este estrato presenta una humedad natural de 36.8%, se presenta límite líquido de 57.0, un límite plástico de 24.6, un índice de plasticidad de 32.5. Se clasifica como CH, según USC**.**
4.40 a 6.00 m	**Arcilla color gris con vetas color marrón y de oxidación. Alta plasticidad, humedad media, consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 27.0%, se presenta límite líquido de 52.9, un límite plástico de 25.3, un índice de plasticidad de 27.6. Se clasifica como CH, según USC**.**
6.00 a 10.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 17.5%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 13. Perfil estratigráfico sondeo S2 Paso elevado 1

4.6.3 Paso Elevado 2

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.00 m	**Material orgánico**
1.00 a 3.00 m	**Arcilla con arena de grano fino color café con vetas de oxidación. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.0%, se presenta límite líquido de 31.1, un límite plástico de 17.3, un índice de plasticidad de 13.8. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 7.50 m	**Arena arcillosa de grano fino color gris. Sin plasticidad, humedad media, y cementación debil** Este estrato presenta una humedad natural de 16.7%. Se clasifica como SC, según USC**.**
7.50 a 10.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 17.8%. Se clasifica como SP, según USC**.**

Tabla 14. Perfil estratigráfico sondeo S1 Paso elevado 2

PERFIL SONDEO S2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.20 m	**Material orgánico**
1.20 a 3.00 m	**Arcilla color café con vetas rojizas y grises. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 30.4%, se presenta límite líquido de 34.4, un límite plástico de 18.6, un índice de plasticidad de 15.7. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 5.50 m	**Arcilla color café. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.2%, se presenta límite líquido de 31.5, un límite plástico de 17.8, un índice de plasticidad de 13.6. Se clasifica como CL, según USC**.**
5.50 a 6.90 m	**Arena arcillosa de grano fino color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 25.4%. Se clasifica como SC, según USC**.**
6.90 a 10.00 m	**Arena arcillosa de grano fino color café con vetas grises. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil.** Este estrato presenta una humedad natural de 16.4%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 15. Perfil estratigráfico sondeo S2 Paso elevado 2

4.6.4 River Scree

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.30 m	**Material orgánico**
1.00 a 3.00 m	**Arcilla color café con vetas de oxidación. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.9%, se presenta límite líquido de 38.5, un límite plástico de 20.7, un índice de plasticidad de 17.8. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 4.50 m	**Arena pobremente gradada de grano fino-medio, con limos color café. Sin plasticidad, humedad media, y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 17.6%. Se clasifica como SP, según USC**.**
4.50 a 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 15.8%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 16. Perfil estratigráfico sondeo S1 River scree

4.6.5 Desarenador 1

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.60 m	**Material orgánico**
0.00 a 1.30 m	**Material limoso color café**
1.00 a 3.00 m	**Arcilla color café con vetas de oxidación. Baja plasticidad, humedad media y consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 23.2%, se presenta límite líquido de 41.3, un límite plástico de 21.9, un índice de plasticidad de 19.4. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 4.50 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café. Sin plasticidad, humedad media, y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 15.0%. Se clasifica como SP, según USC**.**
4.50 a 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 22.9%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 17. Perfil estratigráfico sondeo S1 Desarenador 1

4.6.6 Desarenador 2

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.20 m	**Material orgánico**
1.20 a 3.00 m	**Arcilla color café con vetas de oxidación y grises. Baja plasticidad, humedad media y consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.7%, se presenta límite líquido de 39.1, un límite plástico de 20.8, un índice de plasticidad de 18.3. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 4.50 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café con vetas de oxidación. Sin plasticidad, humedad media, y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 15.0%. Se clasifica como SC, según USC**.**
4.50 a 6.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino-con limos color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 24.3%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 18. Perfil estratigráfico sondeo S1 Desarenador 2

4.6.7 Estación de bombeo

PERFIL SONDEO S1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 1.20 m	**Material orgánico**
1.20 a 3.00 m	**Arcilla color café con vetas grises y de oxidación. Baja plasticidad, humedad media y consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.9%, se presenta límite líquido de 41.3, un límite plástico de 21.1, un índice de plasticidad de 20.2. Se clasifica como CL, según USC**.**
3.00 a 4.50 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café. Sin plasticidad, humedad media, y consistencia blanda** Este estrato presenta una humedad natural de 13.6%. Se clasifica como SC, según USC**.**
4.50 a 6.00 m	**Arena pobremente gradada de grano fino medio color café con vetas de oxidación. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 19.4%. Se clasifica como SP, según USC**.**

Tabla 19. Perfil estratigráfico sondeo S1 Estación de bombeo

4.6.8 Red de distribución

PERFIL SONDEO A1	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Material limoso color café**
0.20 a 1.50 m	**Arena limosa de grano fino color café. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 18.1%. Se clasifica como SM, según USC**.**

Tabla 20. Perfil estratigráfico Apique 1

PERFIL SONDEO A2	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Material limoso color café**
0.20 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 24.7%, se presenta límite líquido de 38.8, un límite plástico de 22.0, un índice de plasticidad de 16.8. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 21. Perfil estratigráfico Apique 2

PERFIL SONDEO A3	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.60 m	**Material limoso color café**

PERFIL SONDEO A3	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.60 a 1.50 m	**Arcilla color café con vetas grises y de oxidación. Baja plasticidad, humedad media y consistencia dura.** Este estrato presenta una humedad natural de 23.4%, se presenta límite líquido de 40.9, un límite plástico de 22.6, un índice de plasticidad de 18.4. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 22. Perfil estratigráfico Apique 3

PERFIL SONDEO A4	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.60 m	**Material aluvial**
0.60 a 1.50 m	**Arcilla con arena color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme.** Este estrato presenta una humedad natural de 28.9%, se presenta límite líquido de 43.0, un límite plástico de 20.8, un índice de plasticidad de 22.2. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 23. Perfil estratigráfico Apique 4

PERFIL SONDEO A5	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.30 m	**Material aluvial**
0.360 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas grises. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda.** Este estrato presenta una humedad natural de 30.5%, se presenta límite líquido de 48.4, un límite plástico de 20.4, un índice de plasticidad de 28.0. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 24. Perfil estratigráfico Apique 5

PERFIL SONDEO A6	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.60 m	**Material aluvial**
0.60 a 1.50 m	**Arena arcillosa de grano fino color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda.** Este estrato presenta una humedad natural de 16.6%, se presenta límite líquido de 24.7, un límite plástico de 13.3, un índice de plasticidad de 11.4. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 25. Perfil estratigráfico Apique 6

PERFIL SONDEO A7	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.60 m	**Material aluvial**
0.60 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme**

PERFIL SONDEO A7	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
	Este estrato presenta una humedad natural de 28.9%, se presenta límite líquido de 46.6, un límite plástico de 20.8, un índice de plasticidad de 25.7. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 26. Perfil estratigráfico Apique 7

PERFIL SONDEO A8	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.70 m	**Material orgánico**
0.70 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 30.3%, se presenta límite líquido de 45.5, un límite plástico de 22.8, un índice de plasticidad de 22.7. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 27. Perfil estratigráfico Apique 8

PERFIL SONDEO A9	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material orgánico**
0.40 a 1.50 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color gris. Sin plasticidad, humedad media y cementación débil** Este estrato presenta una humedad natural de 17.7%. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 28. Perfil estratigráfico Apique 9

PERFIL SONDEO A10	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.30 m	**Material orgánico**
0.30 a 1.50 m	**Arena arcillosa de grano fino color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia moderada.** Este estrato presenta una humedad natural de 22.7%, se presenta límite líquido de 28.8, un límite plástico de 14.8, un índice de plasticidad de 14.0. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 29. Perfil estratigráfico Apique 10

PERFIL SONDEO A11	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material aluvial**
0.40 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 23.5%, se presenta límite líquido de 36.9, un límite plástico de 18.1, un índice de plasticidad de 18.8. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 30. Perfil estratigráfico Apique 11

PERFIL SONDEO A12	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.30 m	**Material orgánico**
0.30 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda** Este estrato presenta una humedad natural de 33.3%, se presenta límite líquido de 49.2, un límite plástico de 23.9, un índice de plasticidad de 25.3. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 31. Perfil estratigráfico Apique 12

PERFIL SONDEO A13	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.30 m	**Material aluvial**
0.30 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 25.5%, se presenta límite líquido de 49.3, un límite plástico de 22.9, un índice de plasticidad de 26.4. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 32. Perfil estratigráfico Apique 13

PERFIL SONDEO A14	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material aluvial**
0.40 a 1.50 m	**Arena arcillosa con gravas color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda** Este estrato presenta una humedad natural de 21.7%, se presenta límite líquido de 36.4 un límite plástico de 17.8, un índice de plasticidad de 18.6. Se clasifica como SC, según USC**.**

Tabla 33. Perfil estratigráfico Apique 14

PERFIL SONDEO A15	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Material aluvial**
0.20 a 1.50 m	**Arcilla color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia blanda** Este estrato presenta una humedad natural de 21.3%, se presenta límite líquido de 41.2 un límite plástico de 20.8, un índice de plasticidad de 20.4. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 34. Perfil estratigráfico Apique 15

PERFIL SONDEO A16	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.20 m	**Material de relleno**

PERFIL SONDEO A16	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.20 a 1.50 m	**Arcilla con arena de grano fino color gris con vetas cafés. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 14.0%, se presenta límite líquido de 27.0 un límite plástico de 14.6, un índice de plasticidad de 12.4. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 35. Perfil estratigráfico Apique 16

PERFIL SONDEO A17	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.40 m	**Material aluvial**
0.40 a 1.50 m	**Arcilla arenosa de grano fino color café con vetas grises. Baja plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 20.3%, se presenta límite líquido de 42.2 un límite plástico de 20.0, un índice de plasticidad de 22.2. Se clasifica como CL, según USC**.**

Tabla 36. Perfil estratigráfico Apique 17

PERFIL SONDEO A18	
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCIÓN**
0.00 a 0.50 m	**Material de relleno**
0.50 a 1.50 m	**Arcilla color café. Alta plasticidad, humedad media y consistencia firme** Este estrato presenta una humedad natural de 25.8%, se presenta límite líquido de 60.2, un límite plástico de 25.8, un índice de plasticidad de 34.4. Se clasifica como CH, según USC**.**

Tabla 37. Perfil estratigráfico Apique 18

4.6.9 Registro Fotográfico








N 08°18'46.3"
H 072°27'10.5"





























4.7 ENSAYOS DE LABORATORIO

A las muestras inalteradas tomadas en la exploración de campo se realizaron los siguientes ensayos de clasificación:

- SPT
- Contenido de Humedad natural.
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Peso unitario
- Pasa Tamiz 200

Se determinó el módulo de elasticidad para el estrato inorgánico donde será el desplante de la cimentación para realizar los cálculos de asentamientos. En el anexo 2 se presenta los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a cada una de las muestras.

4.8 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Con los resultados de laboratorio y de los ensayos de campo se estimaron los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de capacidad portante y asentamientos.

De los resultados del ensayo SPT en la siguiente tabla se presentan los resultados de los valores normalizados al 60%, Modulo de Elasticidad y Resistencia al corte a través de correlaciones propias del ensayo. Además, se determinó el módulo de elasticidad para el estrato inorgánico donde será el desplante de la cimentación para realizar los cálculos de asentamientos. En el anexo 2 se presenta los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a cada una de las muestras extraídas.

4.8.1 Planta de tratamiento de agua potable

Resultados Ensayo SPT

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estándar SPT, se muestra el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 cm (N0-15), el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15-30 y N30-45). El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar: NSPT= N15-30 y N30-45.

Correlación De SPT

Para la determinación de los parámetros geotécnicos, se obtuvieron con base en los resultados de ensayos de laboratorio y del ensayo SPT se determinaron los parámetros geotécnicos, se realiza la estratificación mediante los resultados obtenidos del SPT y de los ensayos de laboratorio. De los resultados del ensayo SPT en la ilustración, se obtienen los parámetros característicos de resistencia al corte y parámetros elásticos, así:

Arena arcillosa de grano fino-medio con gravas de tonalidad naranja con vetas rojizas. (1.40-4.00 m)

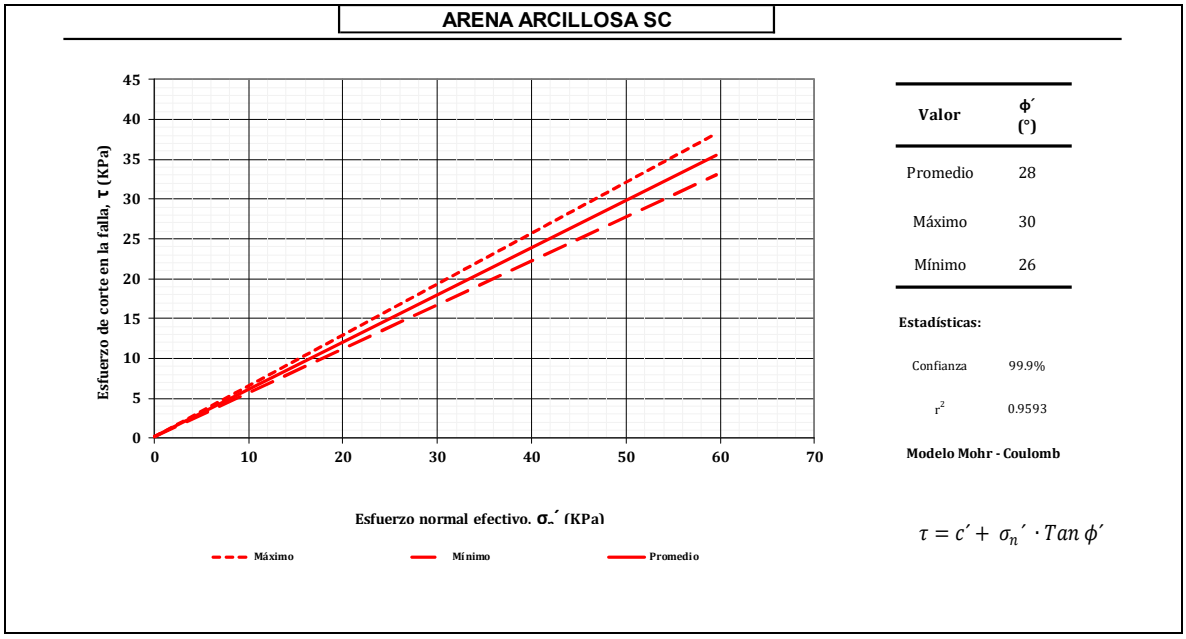


Figura 13. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT PTAP (1.40 – 4.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	7	46	3973
Max	12	80	5440
Prom	9	59.6	4560

Tabla 38. Correlación SPT – Resistencia al corte 1.40 – 4.00 PTAP

Arena arcillosa de grano fino-medio de tonalidad naranja, sin plasticidad. (4.00 – 6.00 m)

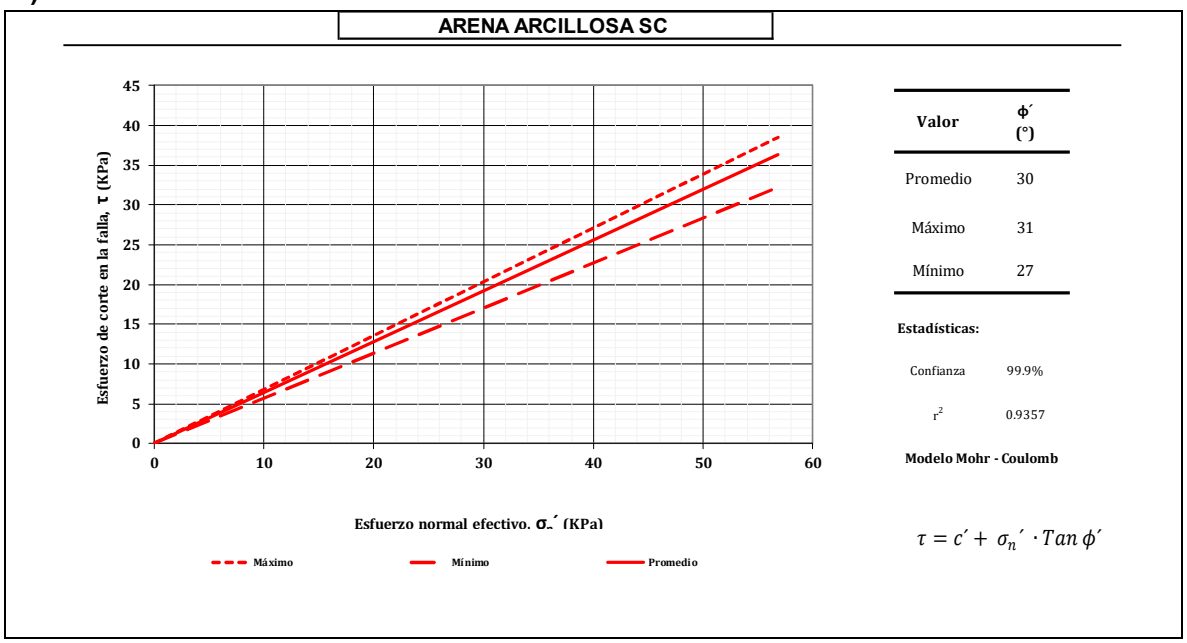


Figura 14. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT PTAP (4.00 – 6.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	7	46	3973
Max	14	93	6027
Prom	11.67	77.3333	5342.3

Tabla 39. Correlación SPT – Resistencia al corte 3.00 – 4.00 PTAP

4.8.2 Paso elevado 1

Resultados Ensayo SPT

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estándar SPT, se muestra el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 cm (N0-15), el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15-30 y N30-45). El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar: NSPT= N15-30 y N30-45.

Correlación De SPT

Para la determinación de los parámetros geotécnicos, se obtuvieron con base en los resultados de ensayos de laboratorio y del ensayo SPT se determinaron los parámetros geotécnicos, se realiza la estratificación mediante los resultados obtenidos del SPT y de los ensayos de laboratorio. De los resultados del ensayo SPT en la ilustración, se obtienen los parámetros característicos de resistencia al corte y parámetros elásticos, así:

Arena color café con vetas grises y rojizas de alta plasticidad (1.20-6.50 m)

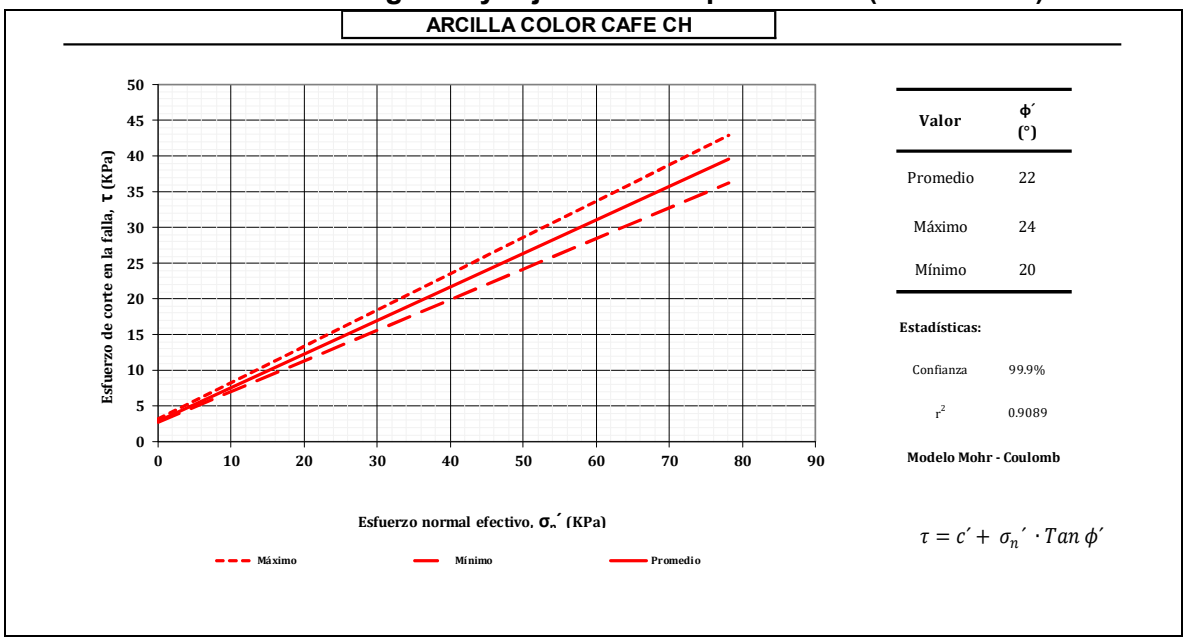


Figura 15. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT paso elevado 1 (1.20 – 6.50 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	4	27	3093
Max	8	53	4267
Prom	6.2	41	3738.6

Tabla 40. Correlación SPT – Resistencia al corte 1.20 – 6.50 paso elevado 1

Arena arcillosa de grano fino-medio color gris, sin plasticidad. (6.50 – 10.00 m)

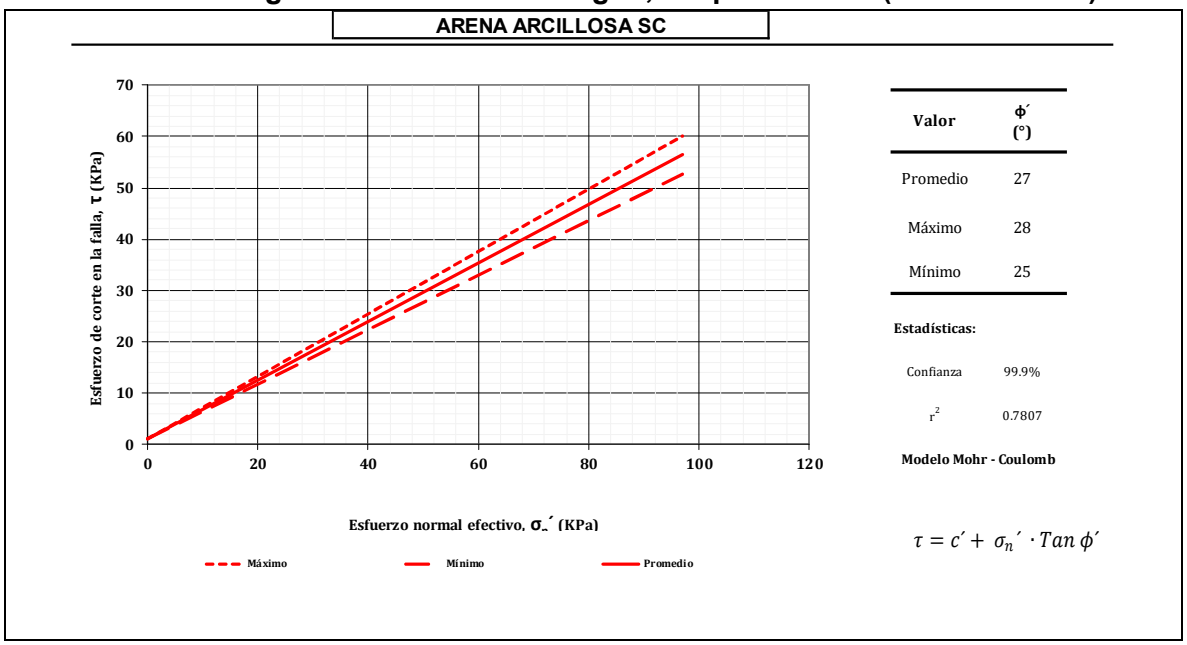


Figura 16. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT paso elevado 1 (6.50 – 10.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	8	53	4267
Max	9	60	4560
Prom	8.667	57.6667	4462.3

Tabla 41. Correlación SPT – Resistencia al corte 6.50 – 10.00 paso elevado 1

4.8.3 Paso elevado 2

Resultados Ensayo SPT

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estándar SPT, se muestra el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 cm (N0-15), el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15-30 y N30-45). El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar: NSPT= N15-30 y N30-45.

Correlación De SPT

Para la determinación de los parámetros geotécnicos, se obtuvieron con base en los resultados de ensayos de laboratorio y del ensayo SPT se determinaron los parámetros geotécnicos, se realiza la estratificación mediante los resultados obtenidos del SPT y de los ensayos de laboratorio. De los resultados del ensayo SPT en la ilustración, se obtienen los parámetros característicos de resistencia al corte y parámetros elásticos, así:

Arcilla color café con vetas rojizas y grises de baja plasticidad (1.20-5.50 m)

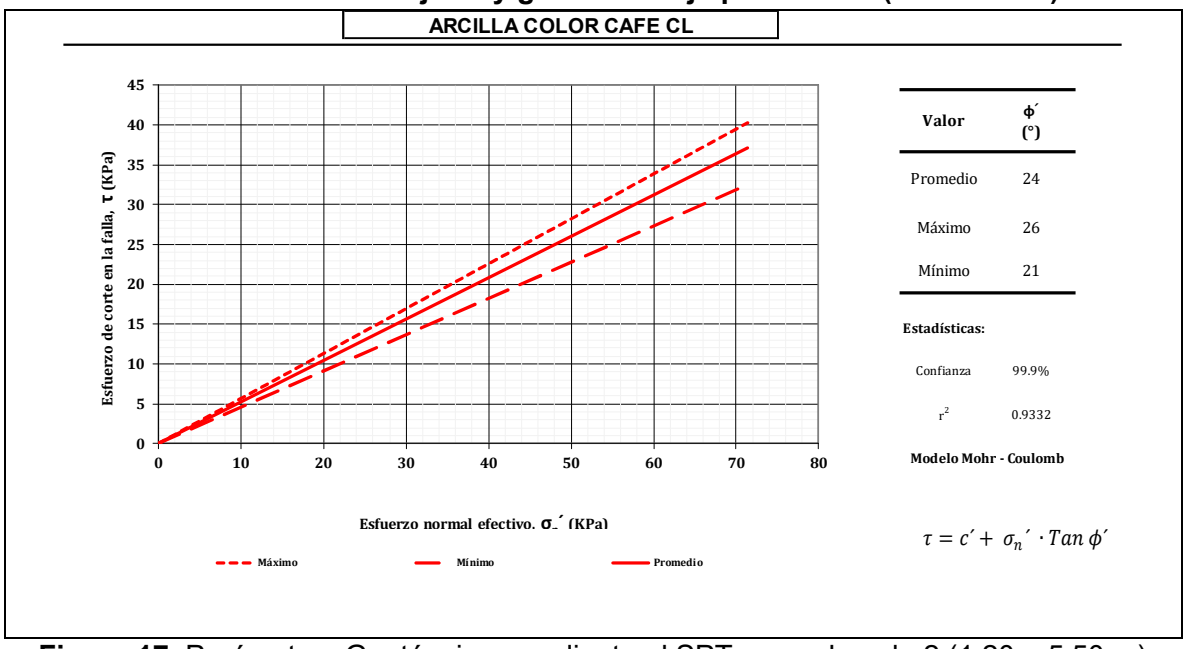


Figura 17. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT paso elevado 2 (1.20 – 5.50 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	3	20	2800
Max	5	33	3387
Prom	4	26.6	3093.4

Tabla 42. Correlación SPT – Resistencia al corte 1.20 – 5.50 paso elevado 2

Arena arcillosa de grano fino color café con vetas grises sin plasticidad.(5.50 – 10.00 m)

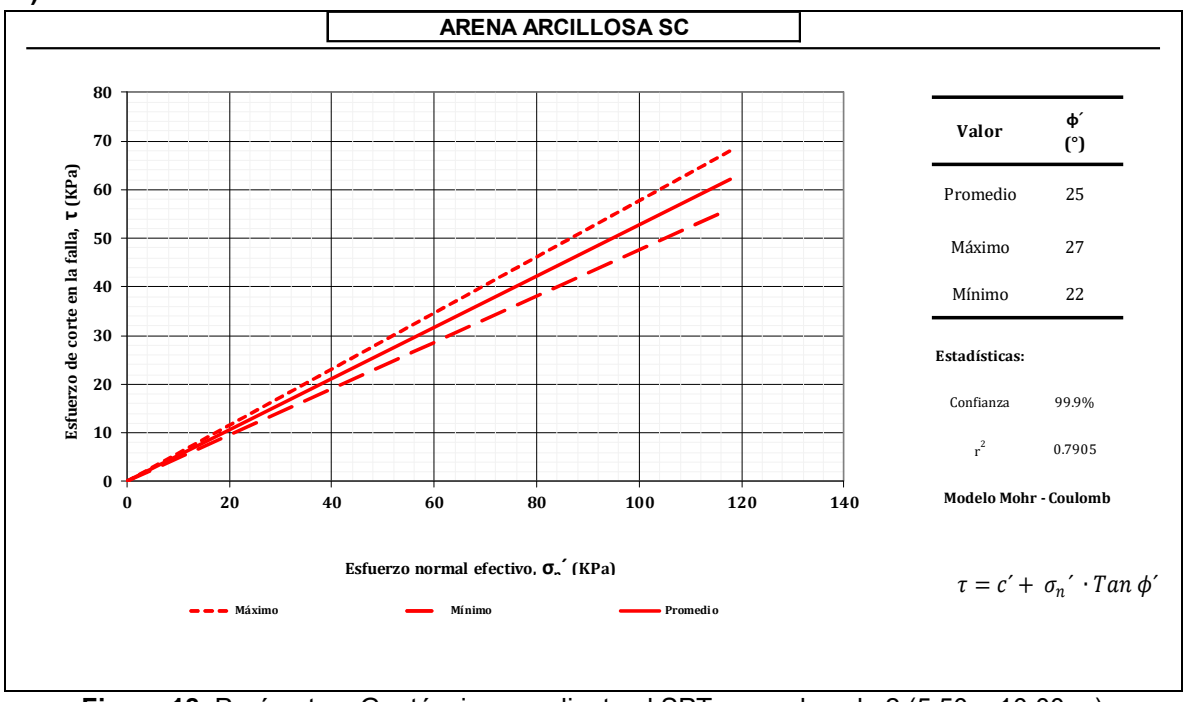


Figura 18. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT paso elevado 2 (5.50 – 10.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	4	27	3093
Max	6	40	3680
Prom	5	33.2	3386.8

Tabla 43. Correlación SPT – Resistencia al corte 5.50 – 10.00 paso elevado 2

4.8.4 River Scree, Desarenador, Estación de Bombeo.

Para la determinación de los parámetros geomecánicos de la zona donde se agrupan las estructuras hidráulicas en la captación se utilizan los sondeos correspondientes a los desarenadores 1 y 2, el sondeo del river scree y la estación de bombeo, esto debido a la cercanía entre si de cada una de las estructuras.

Resultados Ensayo SPT

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estándar SPT, se muestra el número de golpes necesarios para hincar la

cuchara los primeros 15 cm (N0-15), el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15-30 y N30-45). El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar: NSPT= N15-30 y N30-45.

Correlación De SPT

Para la determinación de los parámetros geotécnicos, se obtuvieron con base en los resultados de ensayos de laboratorio y del ensayo SPT se determinaron los parámetros geotécnicos, se realiza la estratificación mediante los resultados obtenidos del SPT y de los ensayos de laboratorio. De los resultados del ensayo SPT en la ilustración, se obtienen los parámetros característicos de resistencia al corte y parámetros elásticos, así:

Arcilla color café con vetas grises de baja plasticidad CL (1.30-3.00 m)

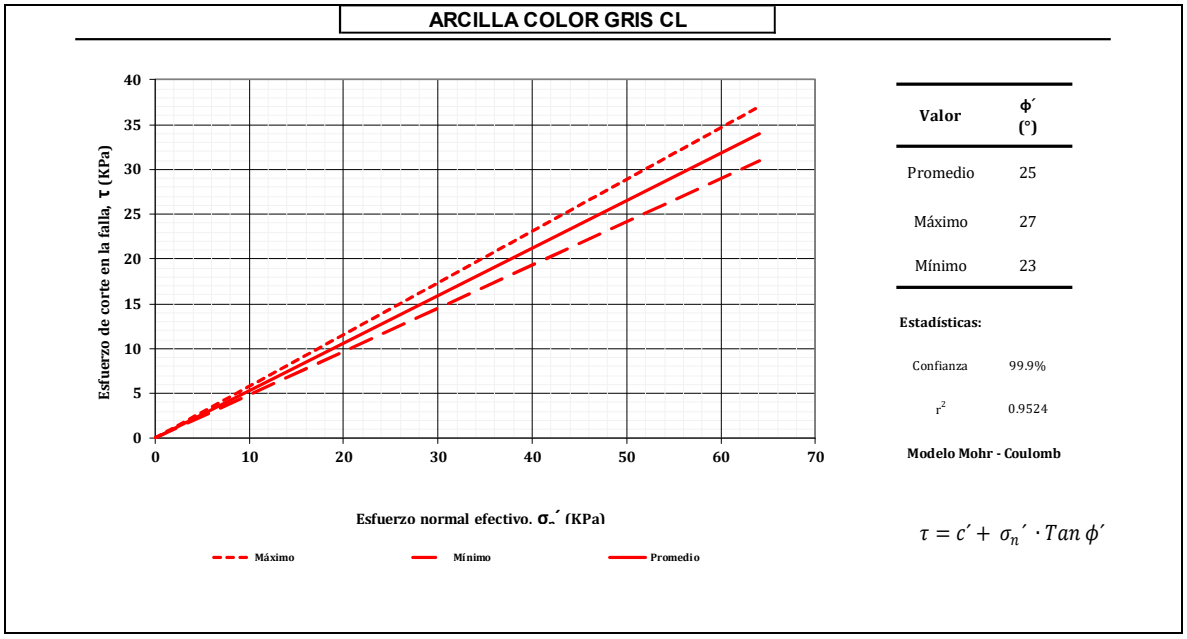


Figura 19. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT zona de captación (1.30 – 3.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	5	33.000	3387
Max	5	33.000	3387
Prom	5	33.000	3387

Tabla 44. Correlación SPT – Resistencia al corte 1.30 – 3.00 zona de captación

Arena arcillosa de grano fino-medio color café, sin plasticidad SC.(3.00 – 6.00 m)

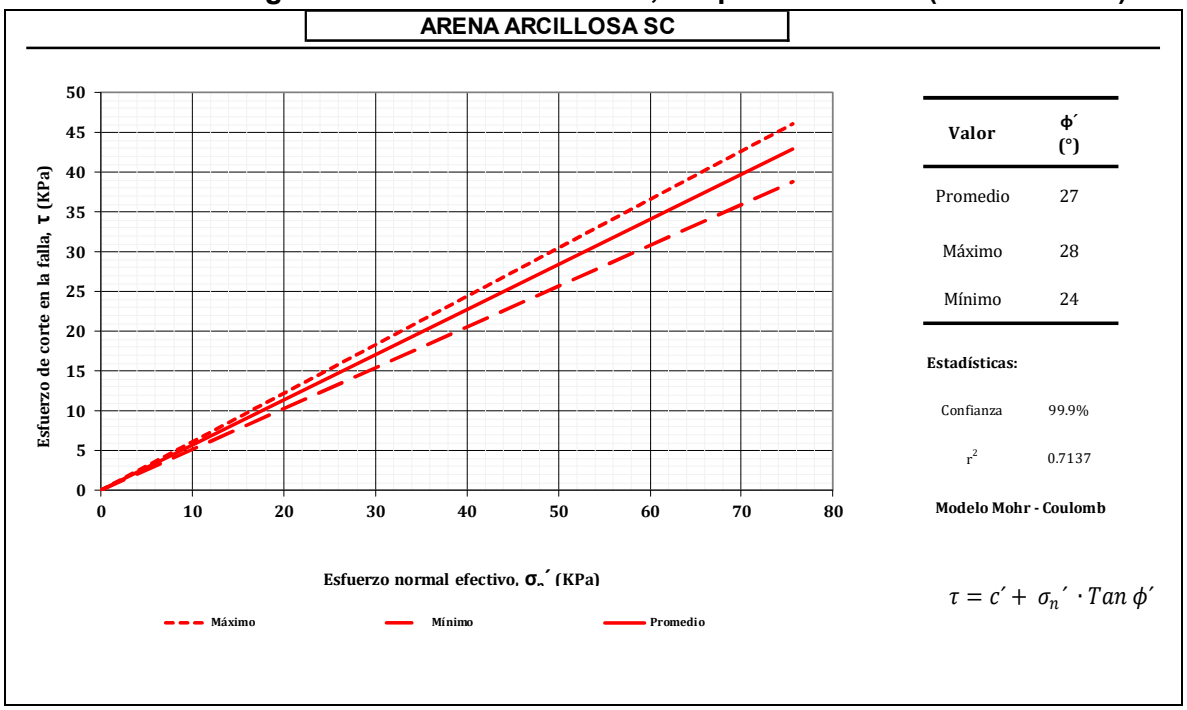


Figura 20. Parámetros Geotécnicos mediante el SPT zona de captación (3.00 – 6.00 m)

	N60	Cu (kPa)	Es (kPa)
Min	5	33.000	3387
Max	10	66.000	4853
Prom	7.375	49.000	4083.4

Tabla 45. Correlación SPT – Resistencia al corte 3.00 – 6.00 zona de captación

4.9 PARAMETROS DE DISEÑO

Con los resultados de laboratorio y de los ensayos de campo se estimaron los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de capacidad portante y asentamientos. En las siguientes tablas se muestra las características geotécnicas del suelo obtenidas de los ensayos de SPT.

4.9.1 Planta de tratamiento de agua potable

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.00 m	**Material Orgánico**	-	-
1.00 – 1.40 m	**Material aluvial**	-	-
1.40 – 4.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio con gravas de tonalidad naranja con vetas rojizas.**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.84 ton/m^3
		Cu	59.6 kPa
		Es	4560 kPa
		Humedad natural:	22.8%
		Angulo de fricción	28º
4.00 – 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio de tonalidad naranja, sin plasticidad.**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.76 ton/m^3
		Cu	77.33
		Es	5342 kPa
		Humedad natural:	16.7%
		Angulo de fricción	30º

Tabla 46. Parámetros geomecánicos PTAP

4.9.2 Paso elevado 1

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 0.60 m	**Material Orgánico**	-	-
0.60 – 1.20 m	**Limo color café**	-	-
1.20 – 6.50 m	**Arena color café con vetas grises y rojizas de alta plasticidad**	Peso Unitario - Laboratorio:	2.00 ton/m^3
		Cu	41 kPa
		Es	3738 kPa
		Humedad natural:	30.8%
		Angulo de fricción	22º
6.50 – 10.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color gris, sin plasticidad**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.85 ton/m^3
		Cu	57.6
		Es	4462 kPa
		Humedad natural:	17.5%
		Angulo de fricción	27º

Tabla 47. Parámetros geomecánicos paso elevado 1

4.9.3 Paso elevado 2

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.20 m	**Material Orgánico**	-	-
1.20 – 5.50 m	**Arcilla color café con vetas rojizas y grises de baja plasticidad**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.96 ton/m^3
		Cu	26.6 kPa
		Es	3093 kPa
		Humedad natural:	30.4%
		Angulo de fricción	24º
5.50 – 10.00 m	**Arena arcillosa de grano fino color café con vetas grises sin plasticidad.**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.79 ton/m^3
		Cu	33.2 kPa
		Es	3387 kPa
		Humedad natural:	25.4%
		Angulo de fricción	25º

Tabla 48. Parámetros geomecánicos paso elevado 2

4.9.4 River scree 1 y 2

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.30 m	**Material Orgánico**	-	-
1.30 – 3.00 m	**Arcilla color café con vetas grises de baja plasticidad CL**	Peso Unitario - Laboratorio:	2.05 ton/m^3
		Cu	33 kPa
		Es	3400 kPa
		Humedad natural:	22.9%
		Angulo de fricción	25º
3.00 – 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café, sin plasticidad SC**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.70 ton/m^3
		Cu	49 kPa
		Es	4100 kPa
		Humedad natural:	19.4%
		Angulo de fricción	27º

Tabla 49. Parámetros geomecánicos river scree 1 y 2

4.9.5 Estación de bombeo 1

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.30 m	**Material Orgánico**	-	-
1.30 – 3.00 m	**Arcilla color café con vetas grises de baja plasticidad CL**	Peso Unitario - Laboratorio:	2.09 ton/m^3
		Cu	33 kPa
		Es	3400 kPa
		Humedad natural:	22.9%

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
		Angulo de fricción	25º
3.00 – 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café, sin plasticidad SC**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.65 ton/m^3
		Cu	49 kPa
		Es	4100 kPa
		Humedad natural:	19.4%
		Angulo de fricción	27º

Tabla 50. Parámetros geomecánicos estación de bombeo

4.9.6 Desarenador

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.30 m	**Material Orgánico**	-	-
1.30 – 3.00 m	**Arcilla color café con vetas grises de baja plasticidad CL**	Peso Unitario - Laboratorio:	2.01 ton/m^3
		Cu	33 kPa
		Es	3400 kPa
		Humedad natural:	23.2%
		Angulo de fricción	25º
3.00 – 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café, sin plasticidad SC**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.75 ton/m^3
		Cu	49 kPa
		Es	4100 kPa
		Humedad natural:	15%
		Angulo de fricción	27º

Tabla 51. Parámetros geomecánicos desarenador 1

4.9.7 Estación de bombeo 2

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 1.30 m	**Material Orgánico**	-	-
1.30 – 3.00 m	**Arcilla color café con vetas grises de baja plasticidad CL**	Peso Unitario - Laboratorio:	2.07 ton/m^3
		Cu	33 kPa
		Es	3400 kPa
		Humedad natural:	22.9%
		Angulo de fricción	25º
3.00 – 6.00 m	**Arena arcillosa de grano fino-medio color café, sin plasticidad SC**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.67 ton/m^3
		Cu	49 kPa
		Es	4100 kPa
		Humedad natural:	19.4%
		Angulo de fricción	27º

Tabla 52. Parámetros geomecánicos estación de bombeo

4.9.8 Red de distribución Rural

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 0.70 m	**Material Orgánico**	-	-
1.20 – 5.50 m	**Arcilla color gris de Baja plasticidad**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.98 ton/m^3
		Cu	26.6 kPa
		Es	3093 kPa
		Humedad natural:	24.7%
		Angulo de fricción	24º

Tabla 53. Parámetros geomecánicos red de distribución rural

4.9.9 Red de distribución urbano

PROFUNDIDAD	MATERIAL	PARAMETRO	MAGNITUD
0.00 – 0.70 m	**Material Orgánico**	-	-
0.70 – 1.50 m	**Arcilla arenosa color café de baja plasticidad.**	Peso Unitario - Laboratorio:	1.80 ton/m^3
		Cu	50 kPa
		Es	4560 kPa
		Humedad natural:	30.3%
		Angulo de fricción	26º

Tabla 54. Parámetros geomecánicos red de distribución urbano

4.10 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DEL SUELO

Realizados los ensayos de laboratorio y verificando las condiciones del subsuelo según los perfiles obtenidos se realiza la determinación del potencial de expansión conforme a los criterios presentados en el NSR-2010.

Se realizo la valoración del potencial de expansión a partir de la determinación de los límites de Atterberg, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

POTENCIAL EXPANSIÓN PTAP							
Sondeo	Profundidad		Humedad natural %	Limites de Atterberg			Potencial de expansión
	Desde	Hasta		LL	LP	IP	
S1	1.40	3.00	12.80	30.9	16.3	14.60	Bajo
S1	3.00	4.50	20.00	38.5	19.7	18.80	Bajo
S3	1.20	4.00	14.60	28.1	16	12.10	Bajo
POTENCIAL EXPANSIÓN PASO ELEVADO 1							
Sondeo	Profundidad		Humedad natural %	Limites de Atterberg			Potencial de expansión
	Desde	Hasta		LL	LP	IP	
S1	1.20	5.20	31.70	52.1	23.6	28.50	Medio
S1	5.20	6.70	30.80	52.7	23.2	29.50	Medio
S2	1.10	2.90	24.70	60	25.3	34.70	Alto
S2	2.90	4.40	36.80	57	24.6	32.40	Medio
S2	4.40	6.00	27.00	52.9	25.3	27.60	Medio
POTENCIAL EXPANSIÓN PASO ELEVADO 2							
Sondeo	Profundidad		Humedad natural %	Limites de Atterberg			Potencial de expansión
	Desde	Hasta		LL	LP	IP	
S1	1.00	3.00	22.00	31.1	17.3	13.80	Bajo
S2	1.20	3.00	30.40	34.4	18.6	15.80	Bajo
S2	3.00	5.50	22.20	31.5	17.8	13.70	Bajo
POTENCIAL EXPANSIÓN RED DE DISTRIBUCIÓN							
Sondeo	Profundidad		Humedad natural %	Limites de Atterberg			Potencial de expansión
	Desde	Hasta		LL	LP	IP	
S1	0.20	1.50	22.00	31.1	17.3	13.80	Bajo
S2	0.30	1.50	30.40	34.4	18.6	15.80	Bajo
S3	0.60	1.50	22.20	31.5	17.8	13.70	Bajo
S5	0.30	1.50	30.50	48.4	20.4	28.00	Medio
S6	0.60	1.50	16.60	24.7	13.3	11.40	Bajo
S7	0.60	1.50	28.90	46.6	20.8	25.80	Medio
S8	0.70	1.50	30.30	45.5	22.8	22.70	Medio
S10	0.30	1.50	22.70	28.8	14.8	14.00	Bajo
S11	0.40	1.50	23.50	36.9	18.1	18.80	Bajo
S12	0.30	1.50	33.30	49.2	23.9	25.30	Medio
S13	0.30	1.56	25.50	49.3	22.9	26.40	Medio
S14	0.40	1.50	21.70	36.4	17.8	18.60	Bajo
S15	0.20	1.50	21.30	41.2	20.8	20.40	Medio
S16	0.20	1.50	14.00	27	14.6	12.40	Bajo
S17	0.40	1.50	20.30	42.2	20	22.20	Medio
S18	0.50	1.50	25.80	60.2	25.8	34.40	Alto
POTENCIAL EXPANSIÓN ZONA DE CAPTACIÓN							
Sondeo	Profundidad		Humedad natural %	Limites de Atterberg			Potencial de expansión
	Desde	Hasta		LL	LP	IP	
RIVER SCREE	1.30	3.00	22.90	38.5	20.7	17.80	Bajo
EST. BOMEO	1.20	3.00	22.90	41.3	21.1	20.20	Bajo
DESARENADOR 1	1.30	3.00	23.20	41.3	21.9	19.40	Bajo
DESARENADOR 2	1.20	3.00	22.70	39.1	20.8	18.30	Bajo

Tabla 55. Resultado potencial de expansión

De los resultados de laboratorio, se consideró el valor del índice de plasticidad para las muestras evaluadas, estableciendo el valor del potencial de expansión particular para cada una de las estructuras proyectadas, teniendo en cuenta las especificaciones de la Norma Sismo Resistente de 2010.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite Líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (□)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	>30	>63	<10	>32	>37	>100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	>100
Medio	10 – 20	39 – 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 – 100
Bajo	<10	<39	>13	<20	<17	<50

Tabla 56. Potencial de expansividad. Fuente: NSR-2010.

Cabe resaltar que, aunque el potencial de expansión del suelo se considera medio para la estructura pasos elevados 1 y para algunos sondeos localizados a lo largo de la red de distribución, se deberán seguir algunas recomendaciones específicas.

Para el caso del paso elevado 1, aunque las cargas estructurales son bajas se deberá realizar las excavaciones en el menor tiempo posible, protegiendo los cortes mediante entibación y el abatimiento del agua mediante sistemas de drenaje superficial y subterráneo, dejando claro la necesidad de realizar una cimentación profunda por medio de pilotes de hasta 6.0 m de profundidad. Para el caso de los apiques para la red de distribución, la profundidad evaluada fue de hasta 1.50 m, por lo tanto, solo se deben seguir algunas recomendaciones para el manejo de las excavaciones y la protección de los cortes que se establecen en este documento en el capítulo de recomendaciones constructivas.

4.11 SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural,

acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite de equilibrio. Para mayor cantidad de agua o menor.

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + LL}$$

Fuente: Titulo H (H.9.3.3)

Es de precisar que los suelos que clasifican como arcillosos tienen potencial de ser colapsables, el criterio para determinar potencial de colapsamiento es el siguiente:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} < 1 \; ; suelo\ potencialmente\ colapsable$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1 \; ; suelo\ no\ colapsable$$

La gravedad especifica o densidad relativa de un material se define como el cociente de su densidad entre la densidad del agua, esta cantidad no tiene unidades, más sin embargo representa que tan masivo es el material comparado con el agua. En general los suelos presentan gravedades específicas GS con valor comprendido entre 2,5 y 3,1 (adimensional). Para gravas, arenas y limos, su valor es del orden de 2,65 mientras que para **arcillas** varía entre 2,6 y 2,7.

COLAPSABILIDAD PTAP									
Sondeo	Profundidad [m]		γw	LL	Peso unitario	GS	γdcrit	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}}$	Estado
	DE	HASTA	gr/cm3		gr/cm3		gr/cm3		
S1	1.40	3.00	1.00	0.309	1.84	2.65	1.46	1.26	Suelo no colapsable
S1	3.00	4.50	1.00	0.385	1.84	2.65	1.31	1.40	Suelo no colapsable
S3	1.20	4.00	1.00	0.281	1.84	2.65	1.52	1.21	Suelo no colapsable
COLAPSABILIDAD PASO ELEVADO 1									
Sondeo	Profundidad [m]		γw	LL	Peso unitario	GS	γdcrit	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}}$	Estado
	DE	HASTA	gr/cm3		gr/cm3		gr/cm3		
S1	1.20	5.20	1.00	0.521	2.00	2.65	1.11	1.80	Suelo no colapsable
S1	5.20	6.70	1.00	0.527	1.85	2.65	1.11	1.67	Suelo no colapsable
S2	1.10	2.90	1.00	0.6	2.00	2.65	1.02	1.95	Suelo no colapsable
S2	2.90	4.40	1.00	0.57	2.00	2.65	1.06	1.89	Suelo no colapsable
S2	4.40	6.00	1.00	0.529	2.00	2.65	1.10	1.81	Suelo no colapsable
COLAPSABILIDAD PASO ELEVADO 2									
Sondeo	Profundidad [m]		γw	LL	Peso unitario	GS	γdcrit	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}}$	Estado
	DE	HASTA	gr/cm3		gr/cm3		gr/cm3		
S1	1.00	3.00	1.00	0.311	1.96	2.65	1.45	1.35	Suelo no colapsable
S2	1.20	3.00	1.00	0.344	1.96	2.65	1.39	1.41	Suelo no colapsable
S2	3.00	5.50	1.00	0.315	1.96	2.65	1.44	1.36	Suelo no colapsable
COLAPSABILIDAD RED DE DISTRIBUCIÓN									
Sondeo	Profundidad [m]		γw	LL	Peso unitario	GS	γdcrit	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}}$	Estado
	DE	HASTA	gr/cm3		gr/cm3		gr/cm3		
S1	0.20	1.50	1.00	0.311	1.90	2.65	1.45	1.31	Suelo no colapsable
S2	0.30	1.50	1.00	0.344	1.90	2.65	1.39	1.37	Suelo no colapsable
S3	0.60	1.50	1.00	0.315	1.90	2.65	1.44	1.32	Suelo no colapsable
S5	0.30	1.50	1.00	0.484	1.90	2.65	1.16	1.64	Suelo no colapsable
S6	0.60	1.50	1.00	0.247	1.90	2.65	1.60	1.19	Suelo no colapsable
S7	0.60	1.50	1.00	0.466	1.90	2.65	1.19	1.60	Suelo no colapsable
S8	0.70	1.50	1.00	0.455	1.90	2.65	1.20	1.58	Suelo no colapsable
S10	0.30	1.50	1.00	0.288	1.90	2.65	1.50	1.26	Suelo no colapsable
S11	0.40	1.50	1.00	0.369	1.90	2.65	1.34	1.42	Suelo no colapsable
S12	0.30	1.50	1.00	0.492	1.90	2.65	1.15	1.65	Suelo no colapsable
S13	0.30	1.56	1.00	0.493	1.90	2.65	1.15	1.65	Suelo no colapsable
S14	0.40	1.50	1.00	0.364	1.90	2.65	1.35	1.41	Suelo no colapsable
S15	0.20	1.50	1.00	0.412	1.90	2.65	1.27	1.50	Suelo no colapsable
S16	0.20	1.50	1.00	0.27	1.90	2.65	1.54	1.23	Suelo no colapsable
S17	0.40	1.50	1.00	0.422	1.90	2.65	1.25	1.52	Suelo no colapsable
S18	0.50	1.50	1.00	0.602	1.90	2.65	1.02	1.86	Suelo no colapsable
COLAPSABILIDAD ZONA DE CAPTACIÓN									
Sondeo	Profundidad [m]		γw	LL	Peso unitario	GS	γdcrit	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}}$	Estado
	DE	HASTA	gr/cm3		gr/cm3		gr/cm3		
RIVER SCREE	1.30	3.00	1.00	0.385	2.05	2.65	1.31	1.56	Suelo no colapsable
EST. BOMEO	1.20	3.00	1.00	0.413	2.09	2.65	1.27	1.65	Suelo no colapsable
DESARENADOR 1	1.30	3.00	1.00	0.413	0.05	2.65	1.27	0.04	Suelo no colapsable
DESARENADOR 2	1.20	3.00	1.00	0.391	2.03	2.65	1.30	1.56	Suelo no colapsable

Tabla 57. Resumen potencial de colapsabilidad del suelo

A partir de lo anterior se establece que el suelo no es colapsable de acuerdo a las especificaciones de la NSR-10 - H.9.3

4.12 FACTORES DE SEGURIDAD

Factor de Seguridad FS se define como la relación entre fuerzas resistentes FR y actuantes FA y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el Estado Límite de Falla:

Factor de seguridad Directo

El viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla y el esfuerzo cortante actuante. Adicionalmente, el esfuerzo cortante a la falla se expresa usualmente con el criterio del Mohr – Coulomb, en términos de esfuerzo efectivo

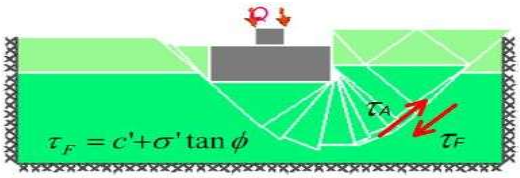


Figura 21. Falla de cortante

Además, que en cualquier caso los Factores de seguridad Básicos aplicados al material terreo (suelo, roca o material indeterminado) no deben ser inferiores a los Factores de seguridad Básico Mínimos o factores de Seguridad Básicos.

Condición	FSBM		FSBM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.1	1.4	1.15

Condición	FSBM		FSBM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.1	1.00(*)	No se permite	No se permite
Taludes - Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25	1.8	1.4
Taludes - Condición Seudoestática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sisimico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Tabla 58. Factores de seguridad directos mínimos

Factores De Seguridad Indirectos

Para poder determinar el factor de seguridad indirecto se aconseja optar por los siguientes valores que se presentan en la siguiente tabla

Tabla 59. Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	FSICP Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

4.1 ASPECTOS SISMICOS

Se realiza el estudio de amenaza sísmica para determinar los parámetros sismo resistentes de diseño y así mismo las medidas a tomar para evitar afectaciones relacionadas con la actividad sísmica del sitio de estudio.

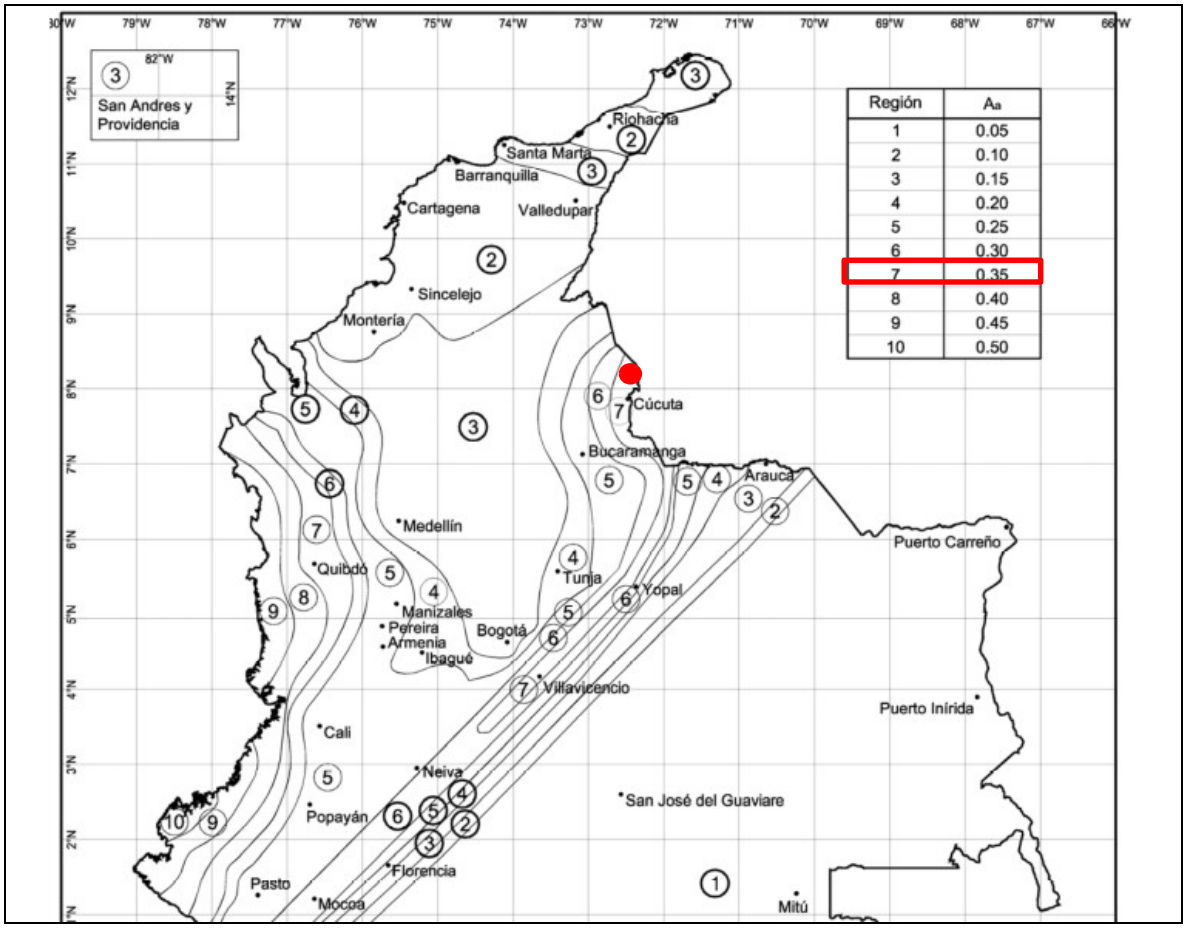


Figura 22. Mapa de zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño Aa

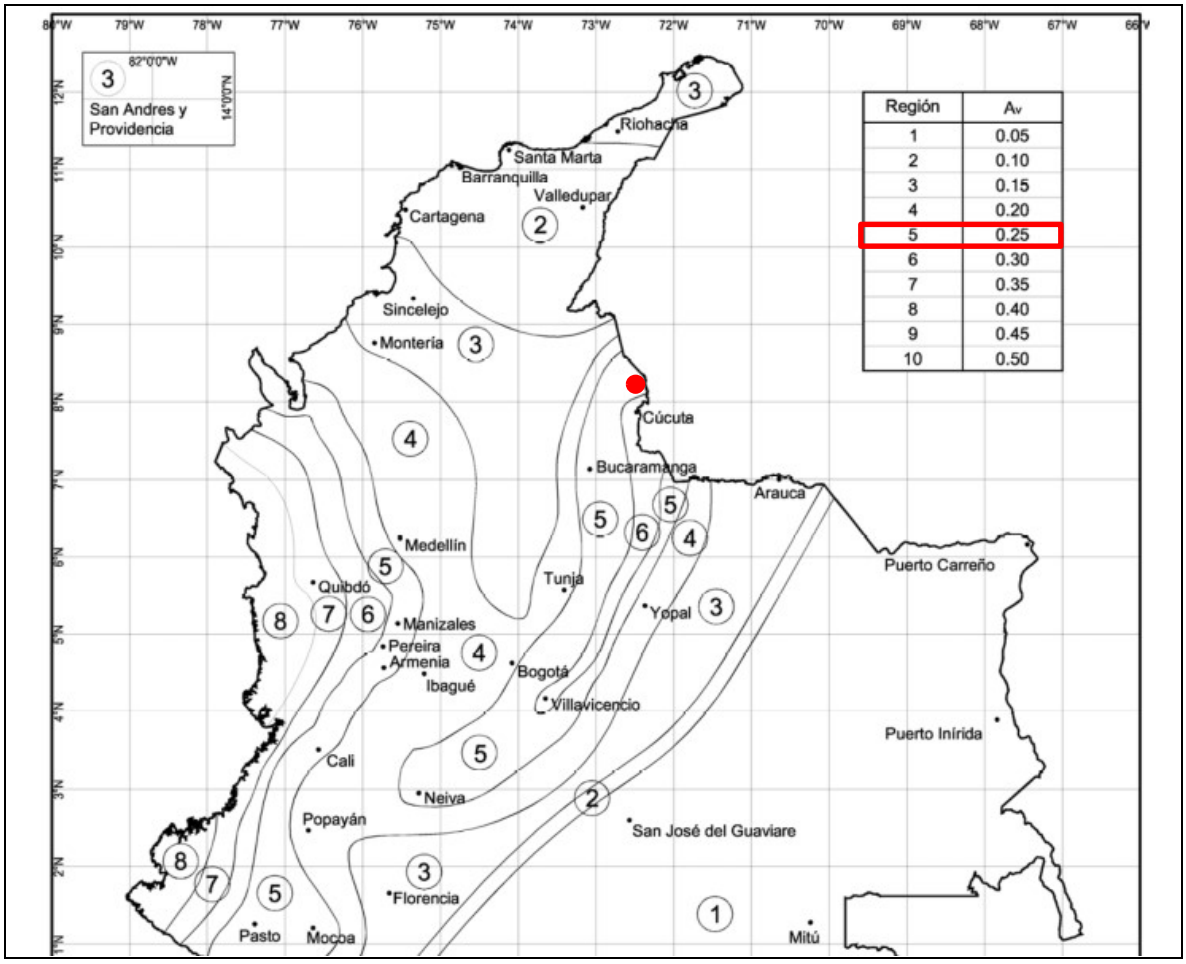


Figura 23. Mapa de zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño Av
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO A.2.

Para el análisis de los parámetros sísmicos de diseño, como primera medida se identificaron los coeficientes de aceleración sísmica Aa y Av, de acuerdo al capítulo A.2. de la Norma Sismo Resistente 2010.

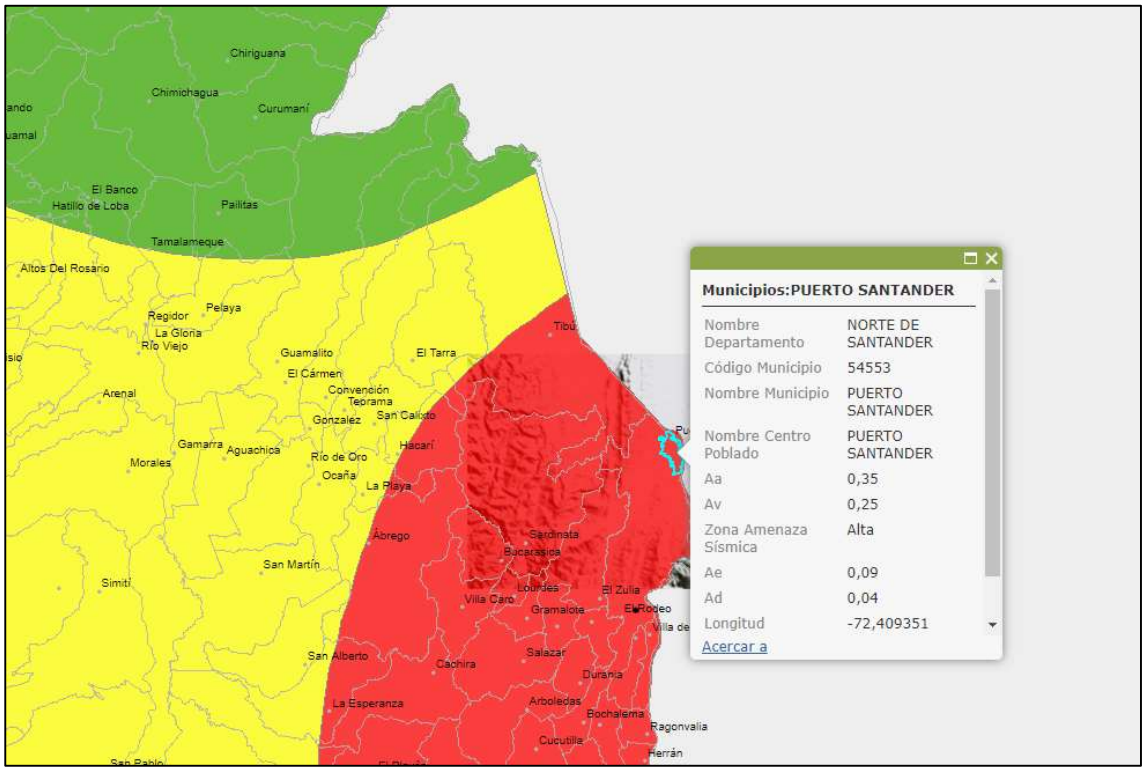


Figura 24. Mapa de zonificación geotécnica para respuesta sísmica.
Tomado de: http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Amenaza_Sismica/

En la siguiente tabla se identifican los datos sísmicos de diseño de acuerdo a las especificaciones de la NSR-10 título A.

Para determinar el perfil de suelo se consideran los valores de los parámetros presentados en el numeral A.2.4.4. de la NSR-10 donde se considera el valor de IP y de humedad. De acuerdo a los ensayos de laboratorio realizados, la humedad de las muestras no es superior al 40% y el índice de plasticidad en promedio es de 20, además que, de acuerdo al número de golpes del ensayo de penetración estándar SPT, se registraron golpes entre 15 y 50 golpes por pie, de acuerdo a todo lo anterior se consideró un perfil de suelo **Tipo D.**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 60. Identificación del perfil del suelo

Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO A No. A.2.4.4.

Se evalúa el coeficiente Fa y Fv, teniendo en cuenta el tipo de perfil de suelo y la aceleración sísmica de diseño, de acuerdo al numeral A.2.4.5 de la NSR-10

Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 61. Valores del coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro.

Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO A No. A.2.4.5.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_V \leq 0.1$	$A_V = 0.2$	$A_V = 0.3$	$A_V = 0.4$	$A_V \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 62. Valores del coeficiente Fv para la zona de periodos intermedios del espectro.
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO A No. A.2.4.5.

Para tener en cuenta el componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, este como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelero gramas.

Se debe determinar el coeficiente de importancia que modifica el espectro de diseño sísmico a partir del grupo de uso de la estructura de acuerdo a su uso. ***Se determino el Grupo I el cual involucra edificaciones de uso normal para proyectos hidráulicos.***

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 63. Valores del coeficiente de importancia *I*.
Fuente. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR - 10 TITULO A No. A.2.5.2.

A Continuación, se presenta el resumen de los parámetros sísmicos de diseño de la zona de estudio de acuerdo a las especificaciones técnicas normativas y geológicas.

Parámetro NSR-10	Nomen.	Valor
Zona Amenaza Sísmica	Intermedia	
Perfil de suelo	D	
Aceleración horizontal pico efectiva	Aa	0.35
Aceleración de representa la velocidad horizontal efectiva pico.	Av	0.25
Coef. De amplificación de la aceleración de la zona en periodos cortos	Fa	1.15
Coef. De amplificación de la aceleración de la zona en periodos intermedios	Fv	1.55
Periodo corto $T_C = 0.48\frac{A_V F_V}{A_a F_a}$	Tc	0.462
Grupo de Uso	Grupo I	1.0

Tabla 64. Resumen características sísmicas del perfil de suelo

5 ANALISIS DE CIMENTACION

CÁLCULOS GEOTECNICOS DE ESTRUCTURAS

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades. En el Anexo 1 se presenta el cálculo de capacidad portante y en el Anexo 3 se presenta la metodología con la cual se realizó la evaluación de la capacidad portante.

Para determinar la capacidad portante del suelo en estudio se considera la metodología planteada por Meyerhof y Terzagui, dando como resultado valores de capacidad portante considerando como variable la profundidad; en la siguiente grafica se presenta la capacidad portante contra la profundidad y generando un análisis de susceptibilidad realizando una variación de B/L para diferentes profundidades de desplante. Para el análisis se tomaron parámetros en condiciones no drenadas y se considera que el suelo de cimentación estará sobre el material de arcillo arenoso de baja plasticidad con grava.

De acuerdo a la profundidad de emplazamiento y ancho de los cimientos

Superficiales D/B = menor a 4

D = profundidad de desplante de la cimentación

B = ancho del cimiento

La capacidad portante del suelo en el nivel de cimentación se estimó utilizando la teoría expuesta por Meyerhof (1963) donde:

Para carga vertical:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q} N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Para carga vertical:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c + \bar{q} N_q s_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

En esta ecuación:

B’ = ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

c = cohesión

$\bar{q}$ = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación.

$\gamma =$ Peso específico del suelo

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

s_i, d_i, i_i = Factores de corrección por forma, profundidad e inclinación.

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} tan^2(45 + {}^{\varphi}/_{2})$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan 1.4\varphi$$

$$K_p = tan^2(45 + {}^{\varphi}/_{2})$$

Factores por forma:

$$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L} \qquad \text{Para todo } \varphi$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \qquad \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \qquad \varphi = 10$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B} \qquad \text{Para todo } \varphi$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B} \qquad \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \qquad \varphi = 10$$

Factores de inclinación:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^0}\right)^2 \qquad \text{Para todo } \varphi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \qquad \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 1 \qquad \theta > 0 \; and \; \varphi = 0$$

Considerando la incidencia de la geometría de la fundación y la profundidad de desplante se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en el cual se contemplaron diferentes dimensiones de cimiento y relaciones ancho/largo (B/L), para diferentes niveles de fundación. Este análisis permitió establecer que la capacidad portante de servicio para la estructura es variable, dependiendo de su geometría y del suelo de fundación. A continuación, se presenta la ecuación de capacidad utilizada con los factores por corrección:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult} - \sigma'_v}{F.S.} + \sigma'_V$$

Dónde:

q_{adm} = Carga admisible para la fundación al nivel de desplante.

q_{ult} = capacidad ultima.

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplate.

$F.S.$ = factor de seguridad.

5.1 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades. En el Anexo 1 se presenta el cálculo de capacidad portante y en el Anexo 3 se presenta la metodología con la cual se realizó la evaluación de la capacidad portante.

Con los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se realizan los cálculos de capacidad portante para el sector de estudio, se considera la profundidad como variable para el cálculo de estas capacidades. En el Anexo 1 se presenta el cálculo de capacidad portante y en el Anexo 3 se presenta la metodología con la cual se realizó la evaluación de la capacidad portante.

5.1.1 Planta de tratamiento de agua potable

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

Las dimensiones de la estructura son:

Base:5.00 m
Largo:11.50 m
Altura: 4.05 m
Profundidad de implantación:3.70 m

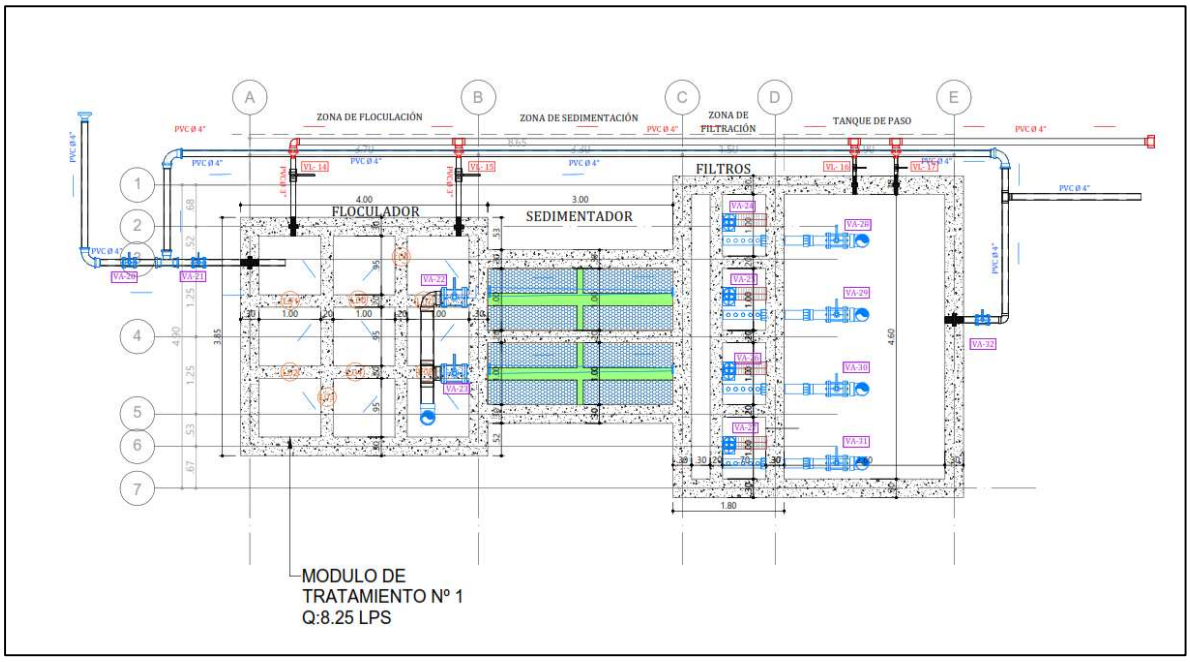


Figura 25. Localización de la general `PTAP

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 1.00 m hasta 3.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

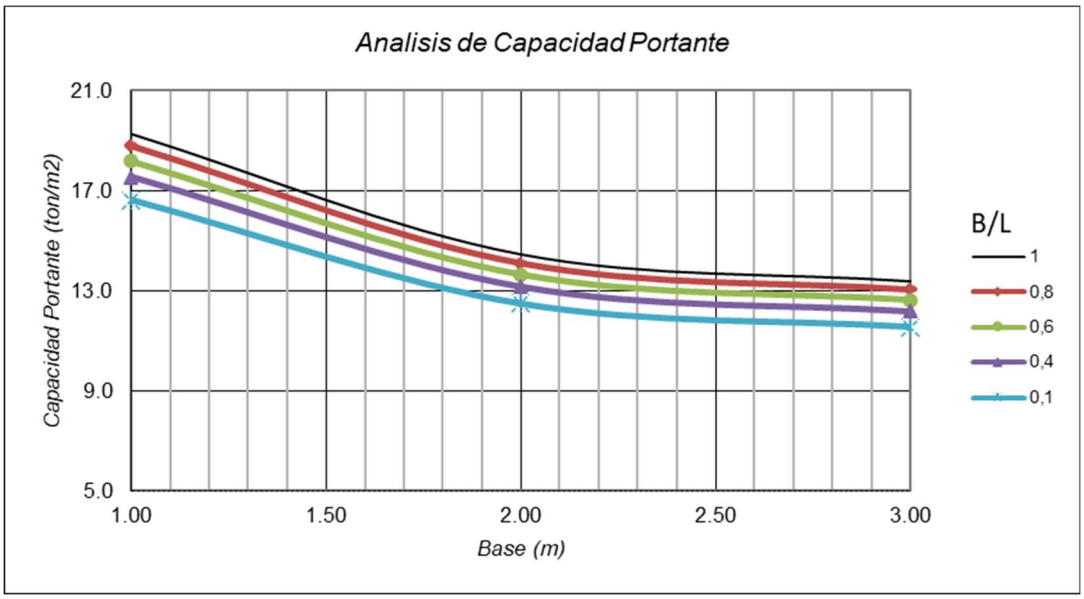


Figura 26. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m PTAP
***Fuente. Elaboración Propia.**

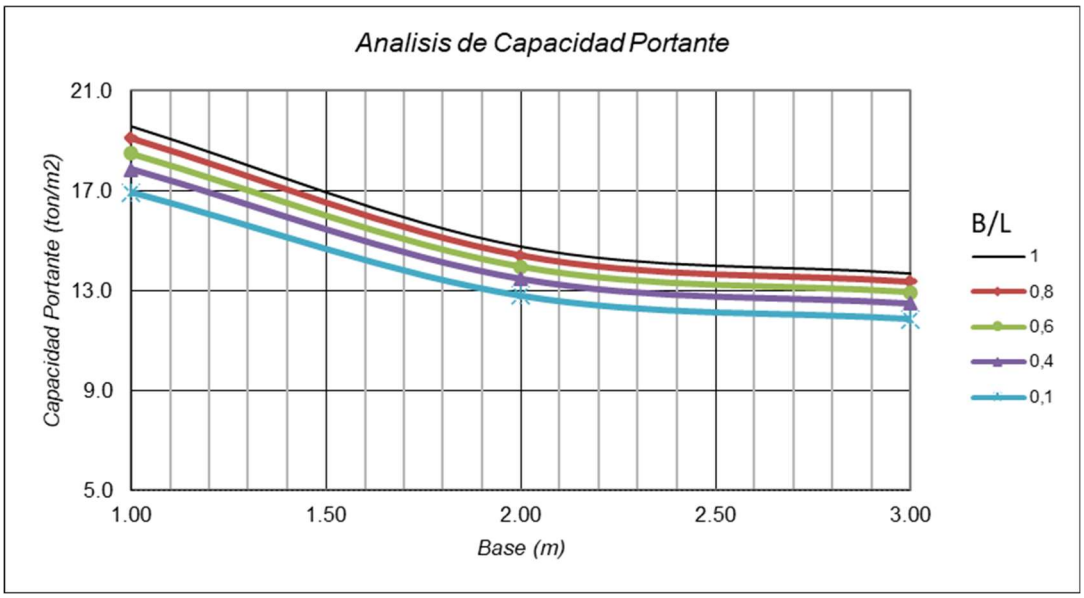


Figura 27. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m PTAP
***Fuente. Elaboración Propia.**

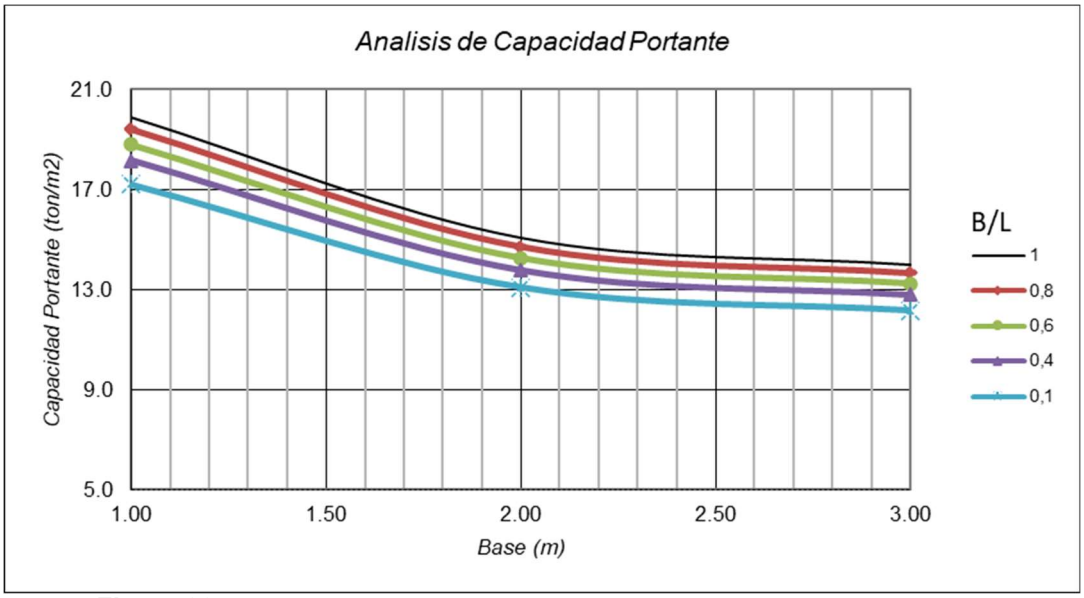


Figura 28. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m PTAP
***Fuente. Elaboración Propia**

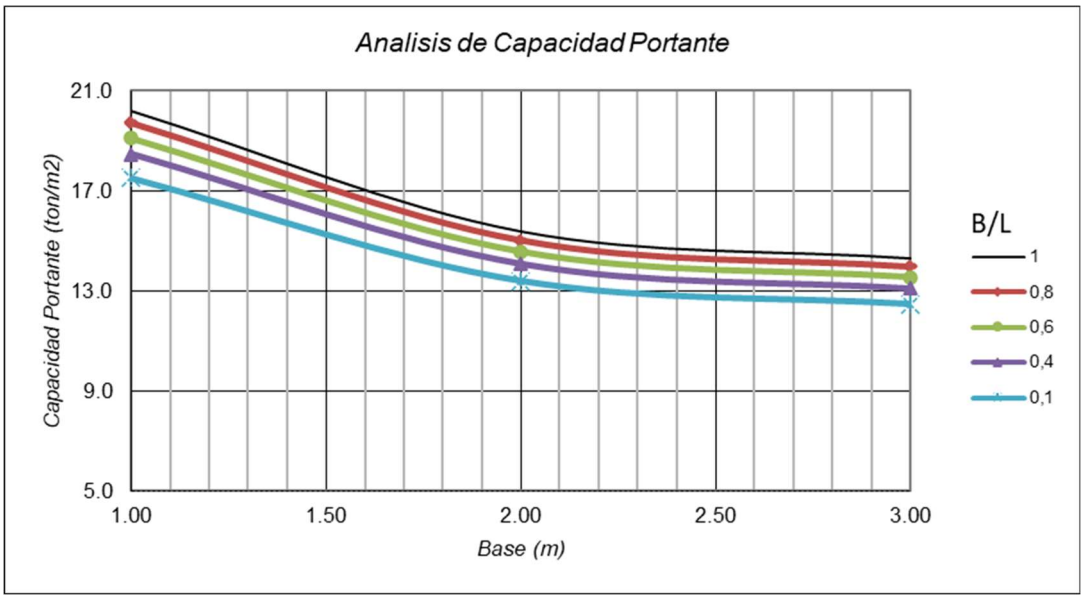


Figura 29. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m PTAP
*Fuente. Elaboración Propia.

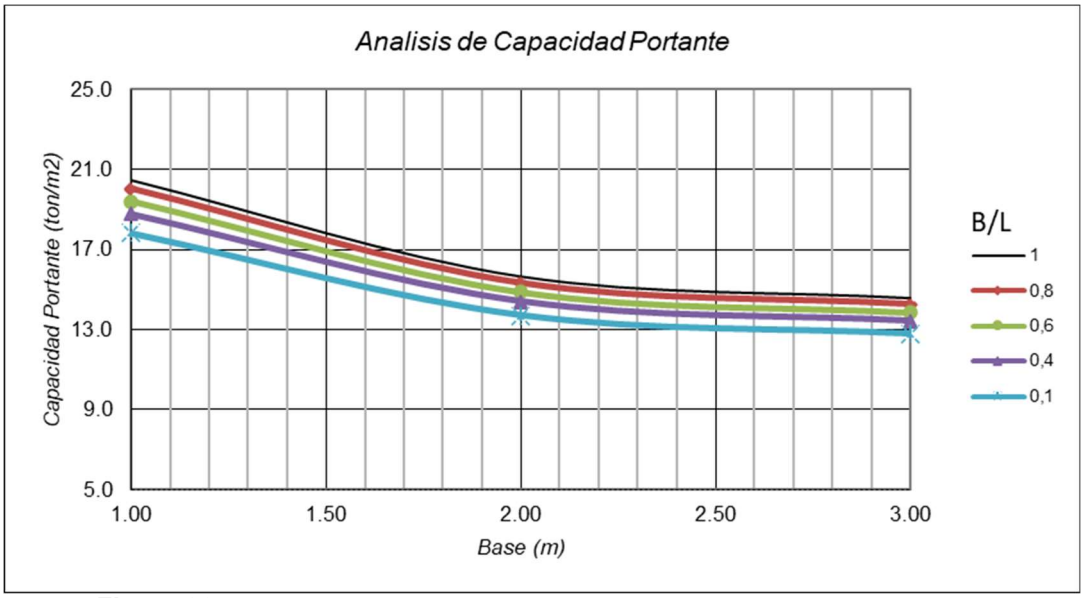


Figura 30. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 3.00 m PTAP
*Fuente. Elaboración Propia.

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	19.273
1.50	19.580
2.00	19.887
2.50	20.194
3.00	20.501

Tabla 65. Resumen de capacidades portante PTAP

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	8.10	11.06	14.16
4.00 m	10.80	14.75	18.88
5.00 m	13.50	18.44	23.60
6.00 m	16.20	22.13	28.32
7.00 m	18.90	25.82	33.04
8.00 m	21.60	29.51	37.76
9.00 m	24.30	33.19	42.48
10.00 m	27.00	36.88	47.20

Tabla 66. Valores de Capacidad Portante

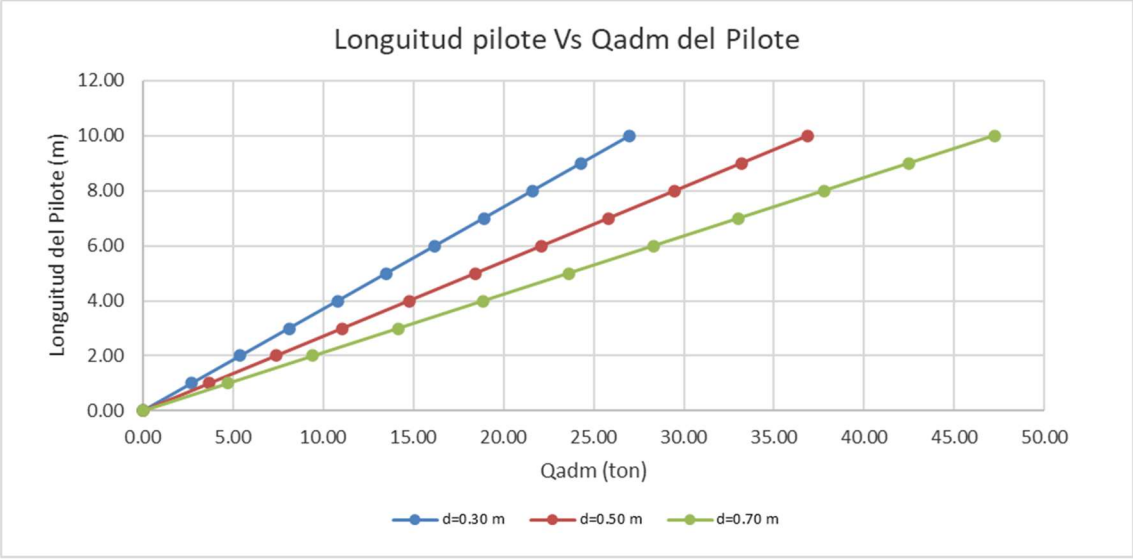


Figura 31. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.2 Lechos de secado

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

Las dimensiones de la estructura son:

Base:4.00 m
Largo:10.50 m
Altura: 4.00 m
Profundidad de implantación:1.90 m

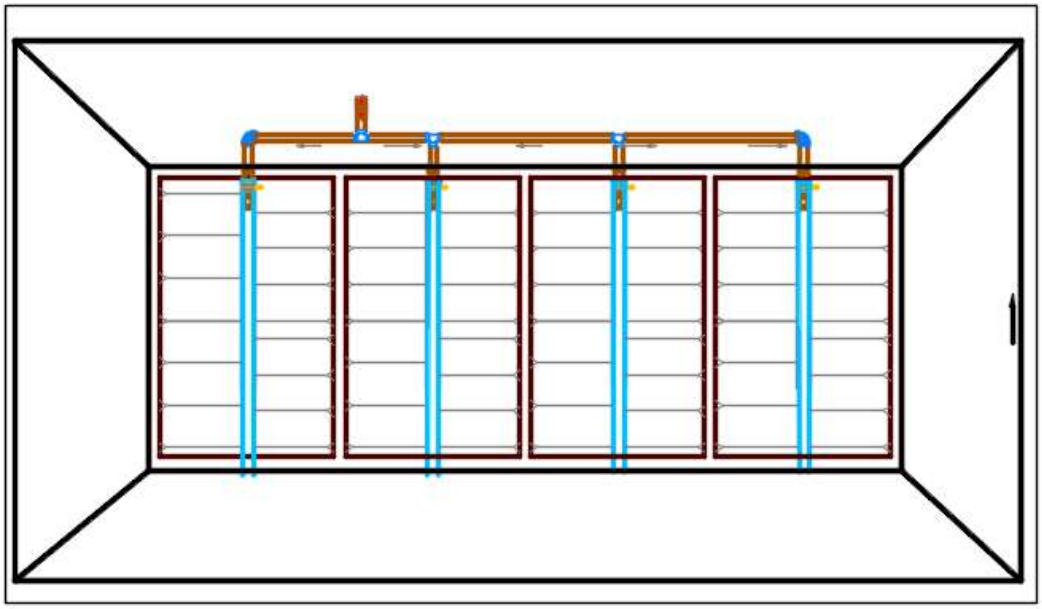


Figura 32. Esquema lechos de secado

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 1.00 m hasta 2.50 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

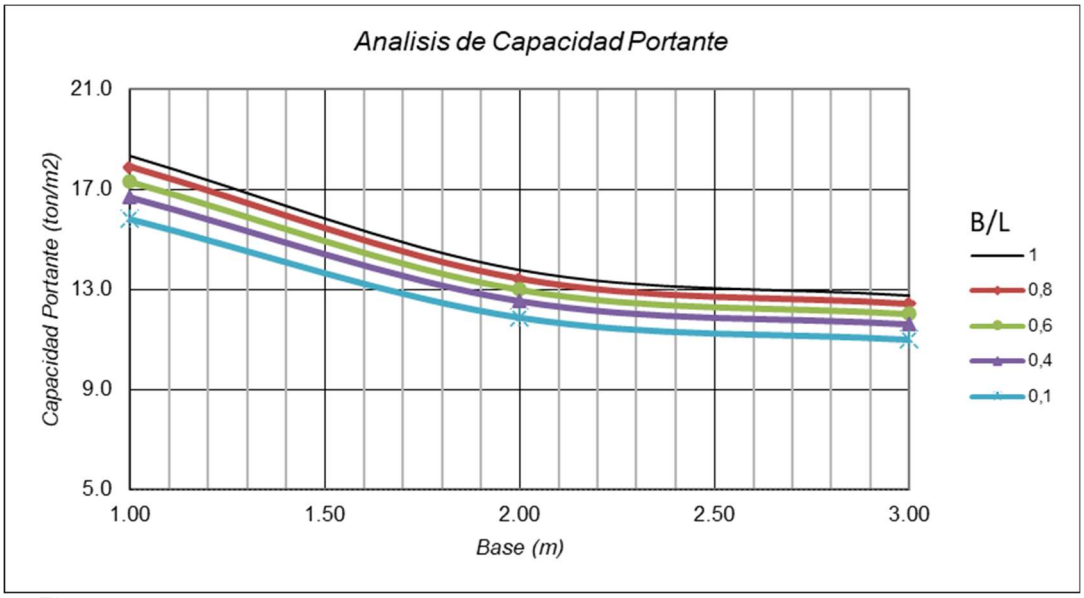


Figura 33. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m lechos de secado
*Fuente. Elaboración Propia.

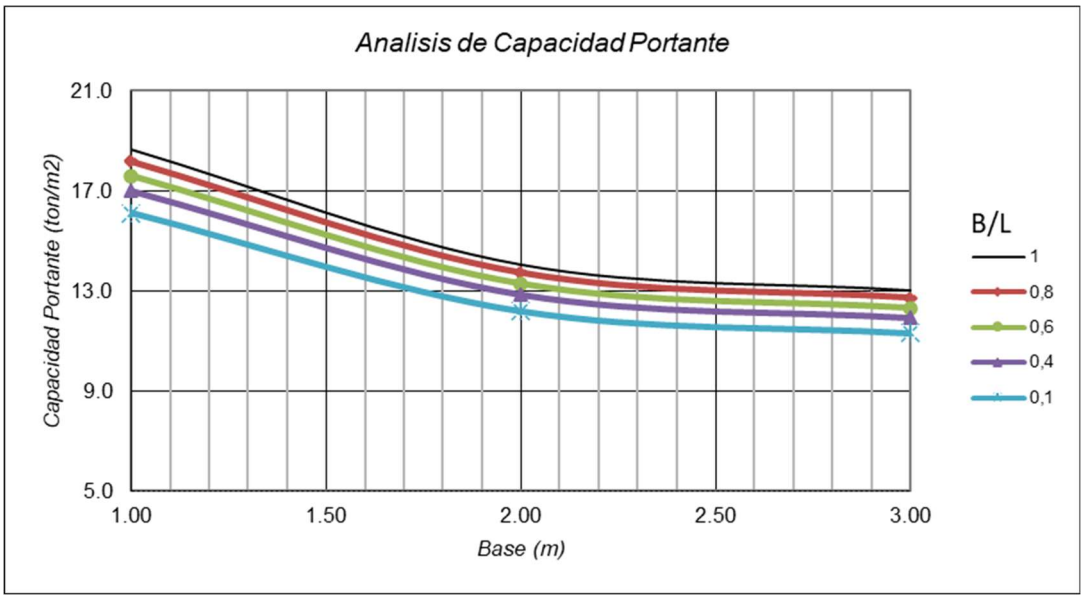


Figura 34. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m lechos de secado
*Fuente. Elaboración Propia.

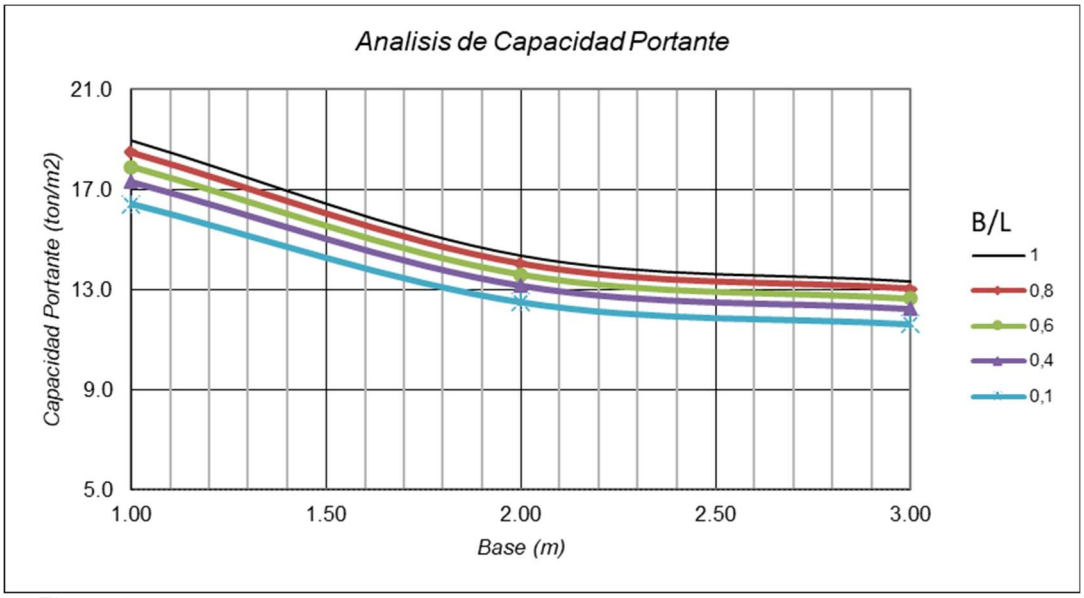


Figura 35. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m lechos de secado
*Fuente. Elaboración Propia

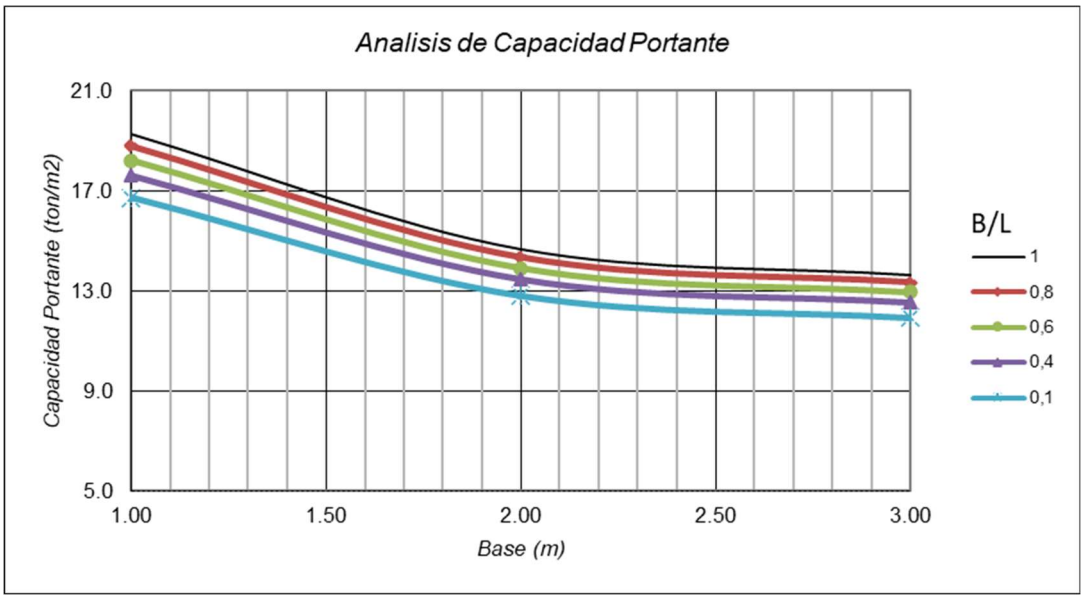


Figura 36. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m lechos de secado
*Fuente. Elaboración Propia.

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	18.328
1.50	18.637
2.00	18.945
2.50	19.254

Tabla 67. Resumen de capacidades portante lechos de secado

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	7.72	10.56	13.52
4.00 m	10.29	14.07	18.03
5.00 m	12.86	17.59	22.54
6.00 m	15.44	21.11	27.05

Tabla 68. Valores de Capacidad Portante

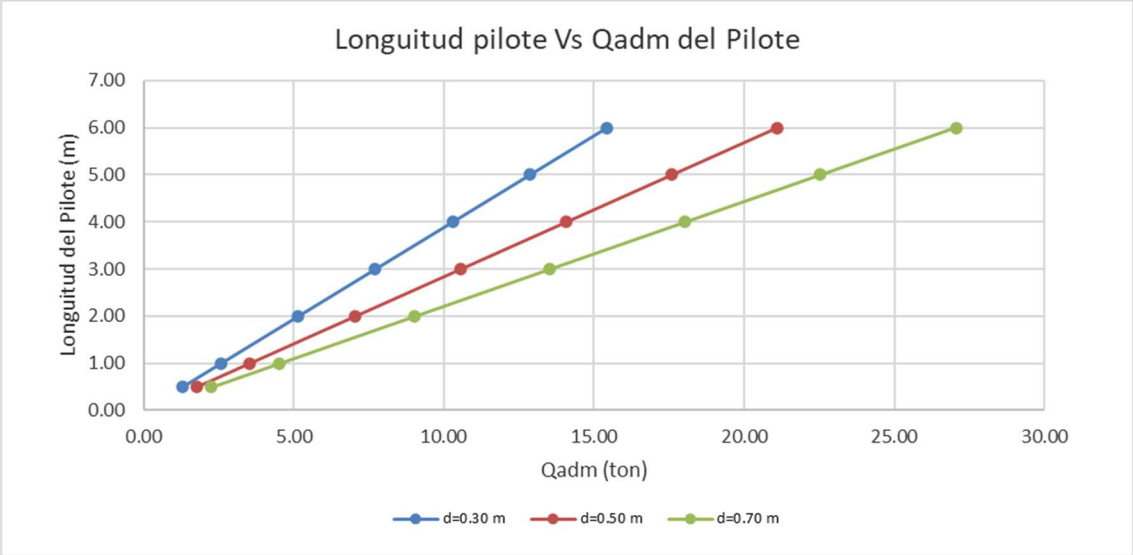


Figura 37. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.3 Paso elevado 1

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

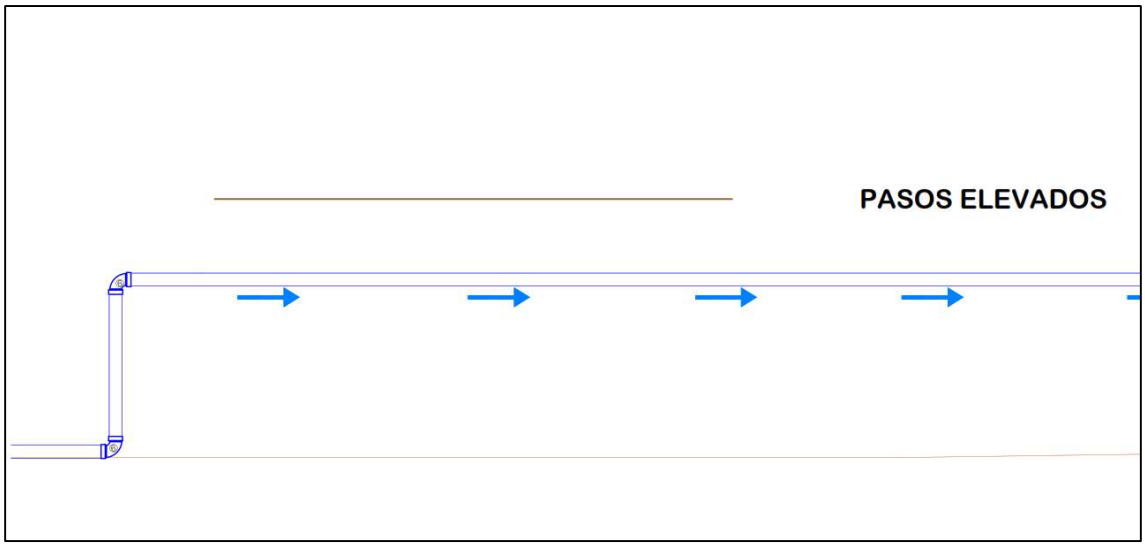


Figura 38. Esquema típico pasos elevados 1

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

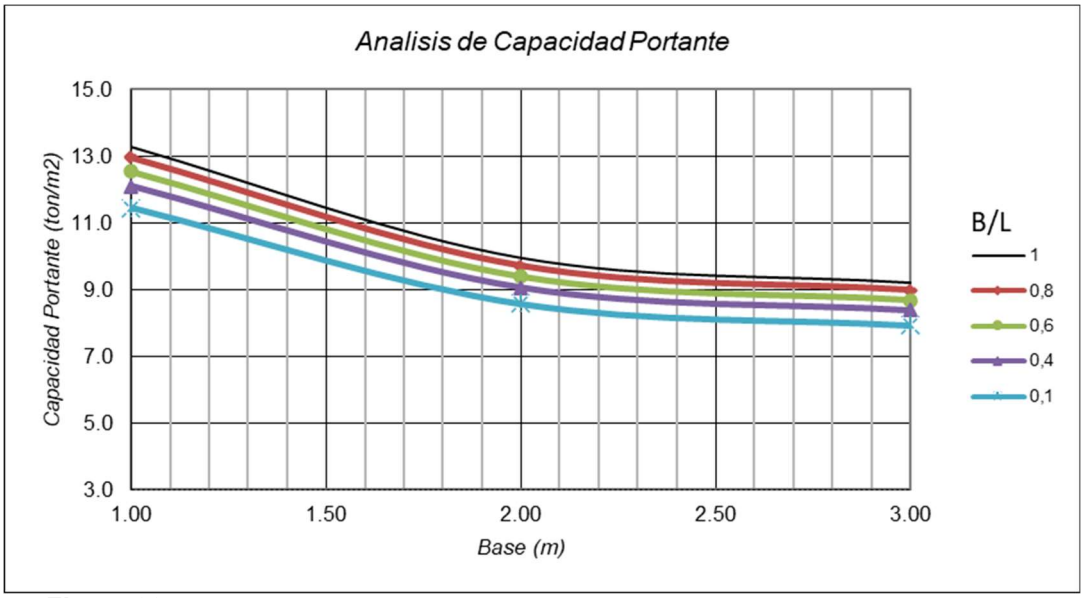


Figura 39. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m paso elevado 1
***Fuente. Elaboración Propia.**

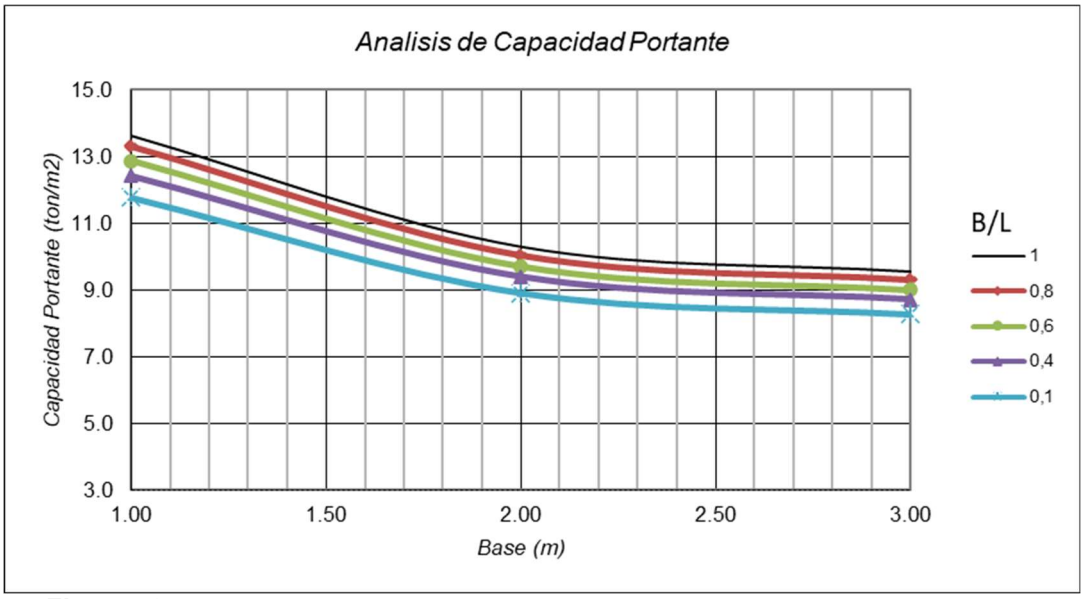


Figura 40. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m paso elevado 1
***Fuente. Elaboración Propia.**

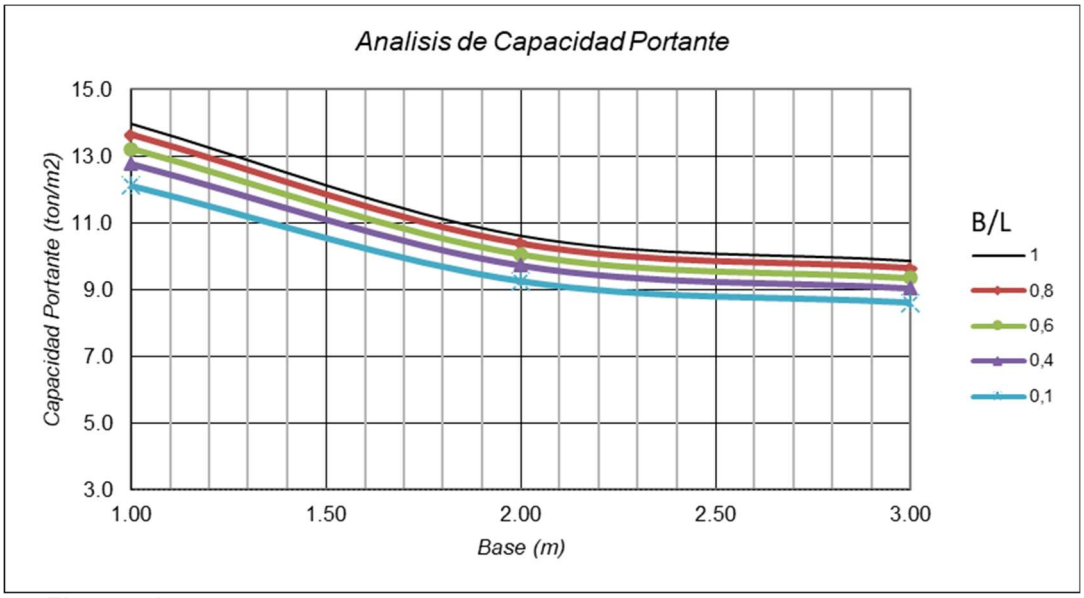


Figura 41. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m paso elevado 1
***Fuente. Elaboración Propia.**

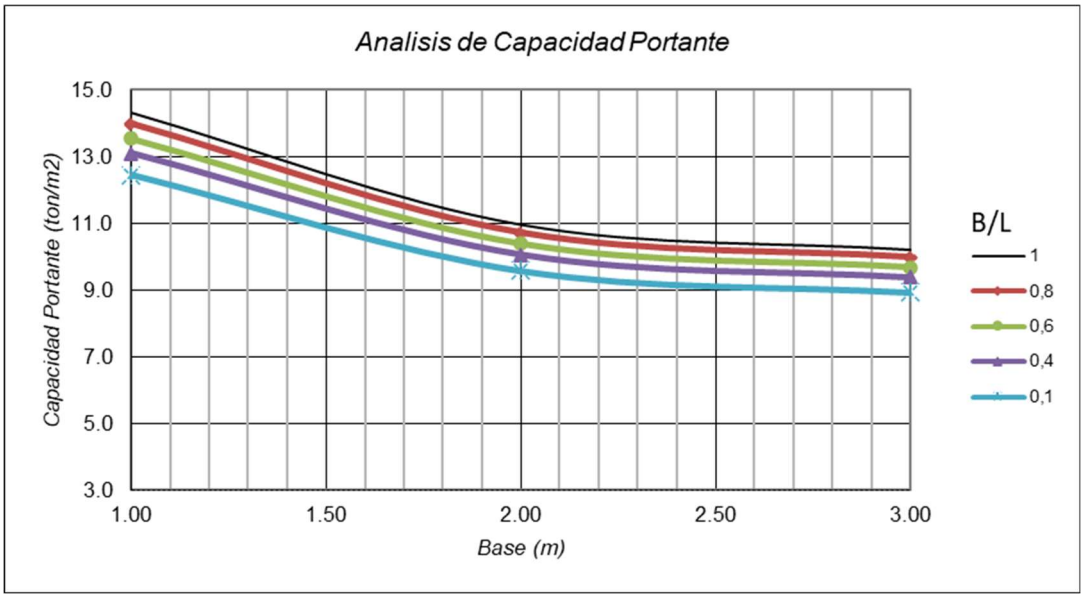


Figura 42. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m Paso elevado 1
***Fuente. Elaboración Propia**

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	13.300
1.00	13.634
1.50	13.968
2.00	14.301

Tabla 69. Resumen de capacidades portante paso elevado 1

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	5.81	8.01	10.34
4.00 m	7.75	10.68	13.79
5.00 m	9.68	13.35	17.24
6.00 m	11.62	16.02	20.69

Tabla 70. Valores de Capacidad Portante

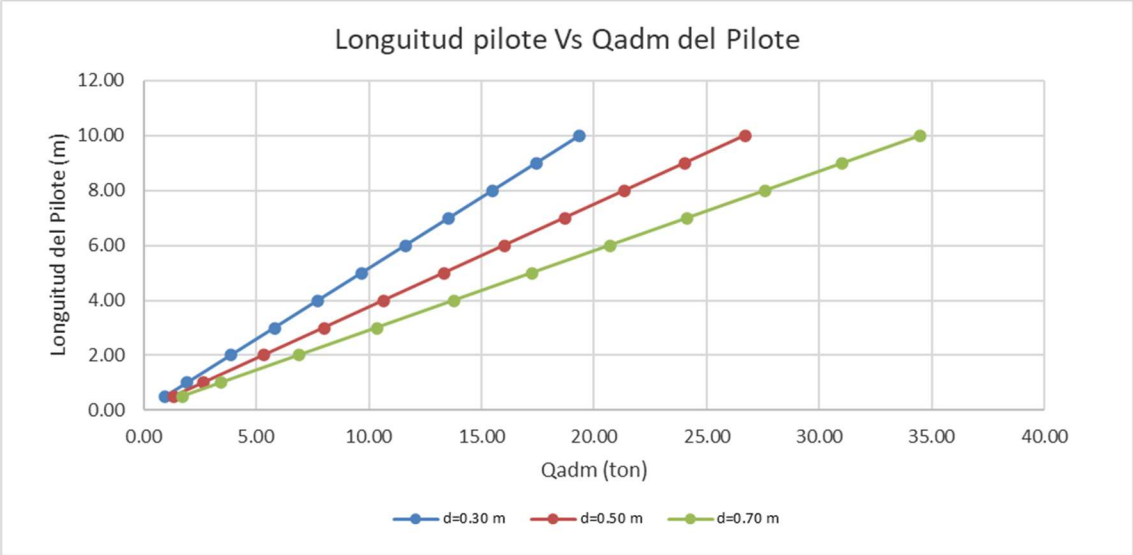


Figura 43. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.4 Paso elevado 2

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

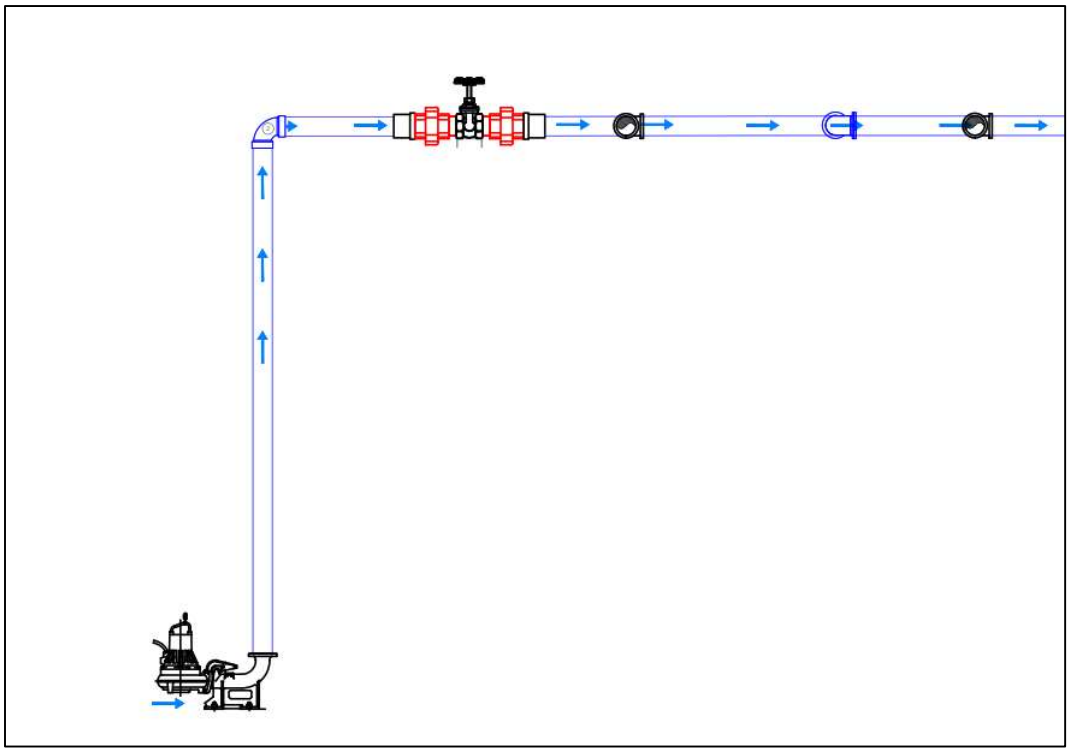


Figura 44. Esquema típico pasos elevados 2

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

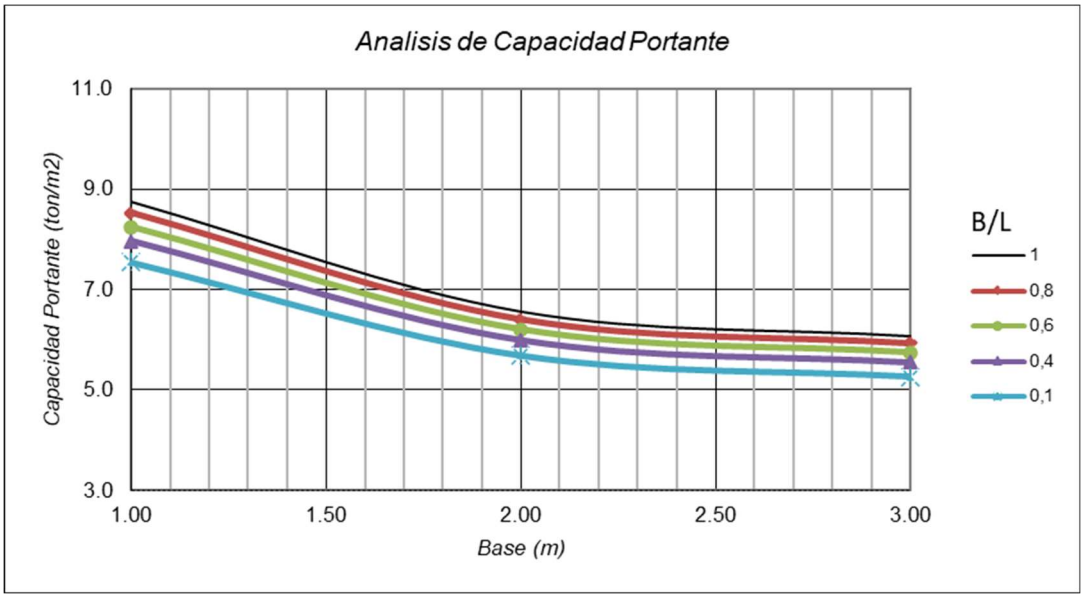


Figura 45. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m paso elevado 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

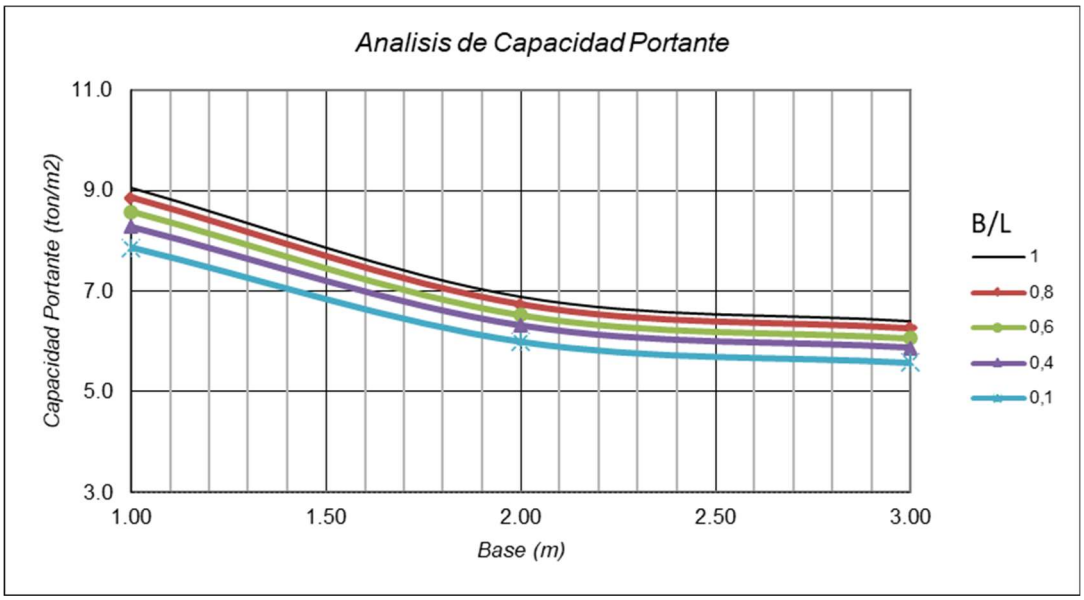


Figura 46. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m paso elevado 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

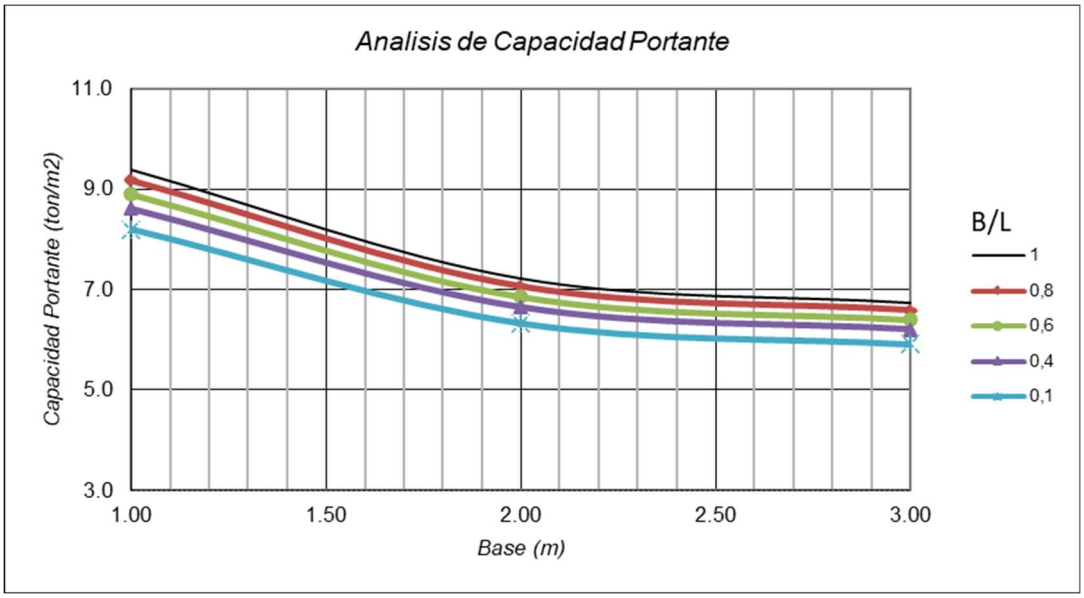


Figura 47. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m paso elevado 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

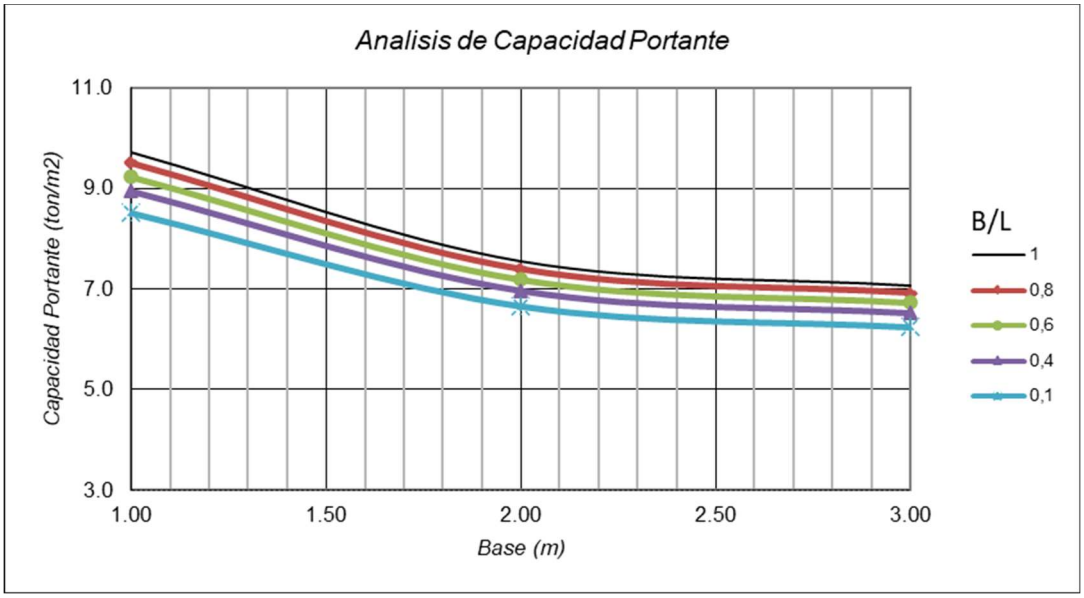


Figura 48. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m Paso elevado 2
***Fuente. Elaboración Propia**

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	8.740
1.00	9.067
1.50	9.394
2.00	9.720

Tabla 71. Resumen de capacidades portante paso elevado 2

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	3.98	5.57	7.29
4.00 m	5.30	7.42	9.72
5.00 m	6.63	9.28	12.15
6.00 m	7.96	11.14	14.58

Tabla 72. Valores de Capacidad Portante

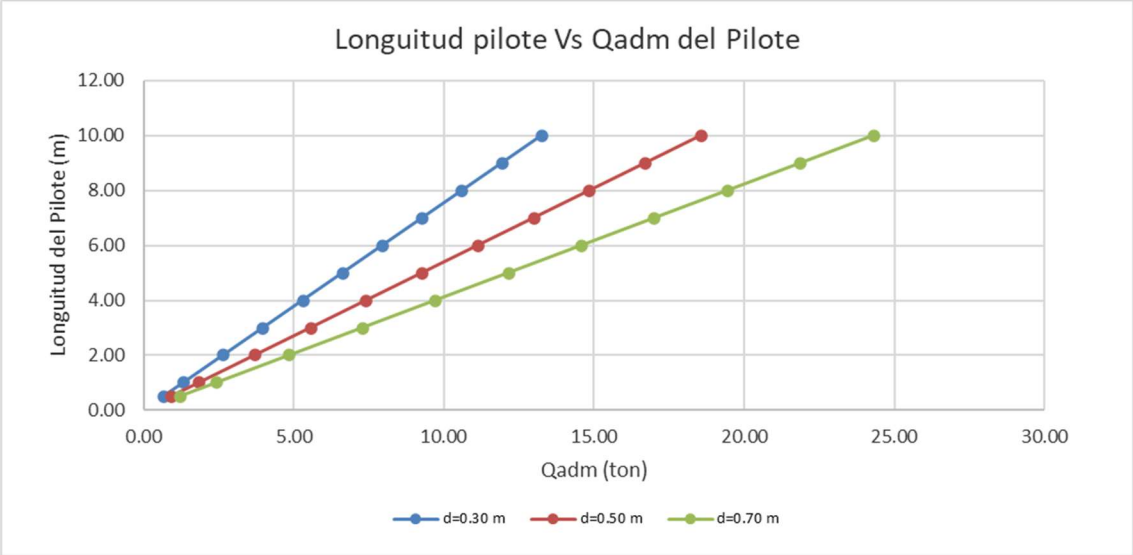


Figura 49. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.5 River Scree 1 y 2

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

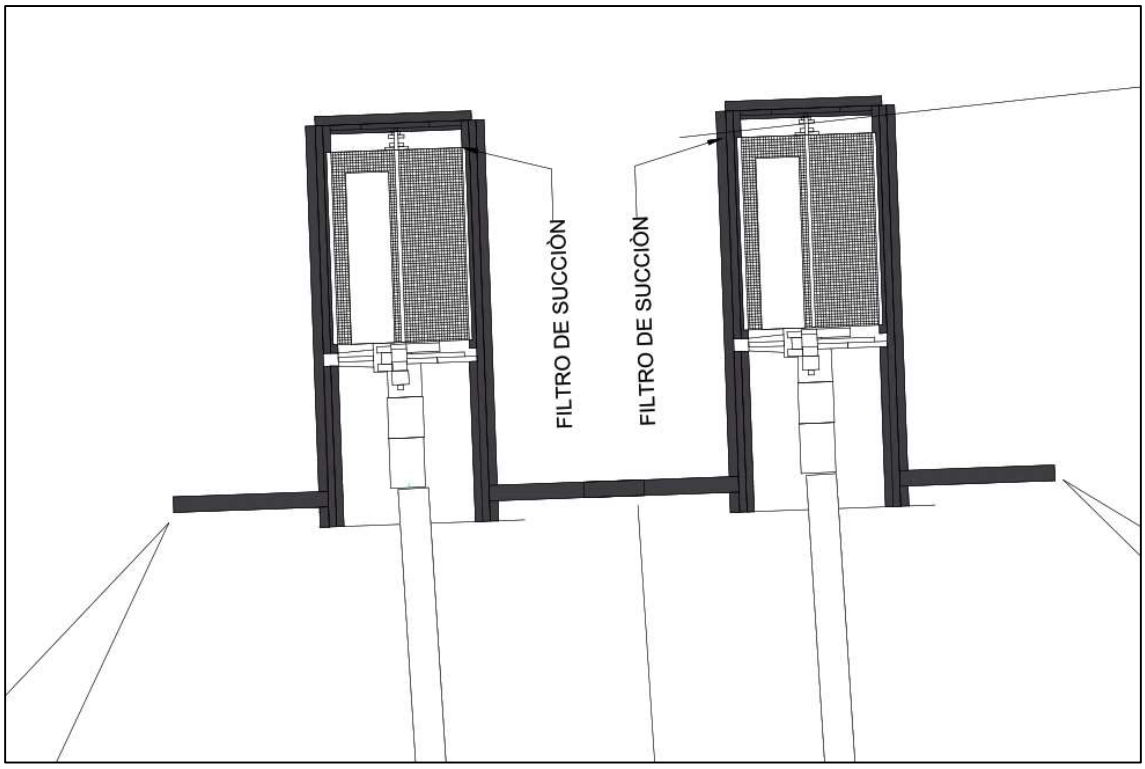


Figura 50. Esquema River Scree 1 y 2

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 1.00 m hasta 2.50 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

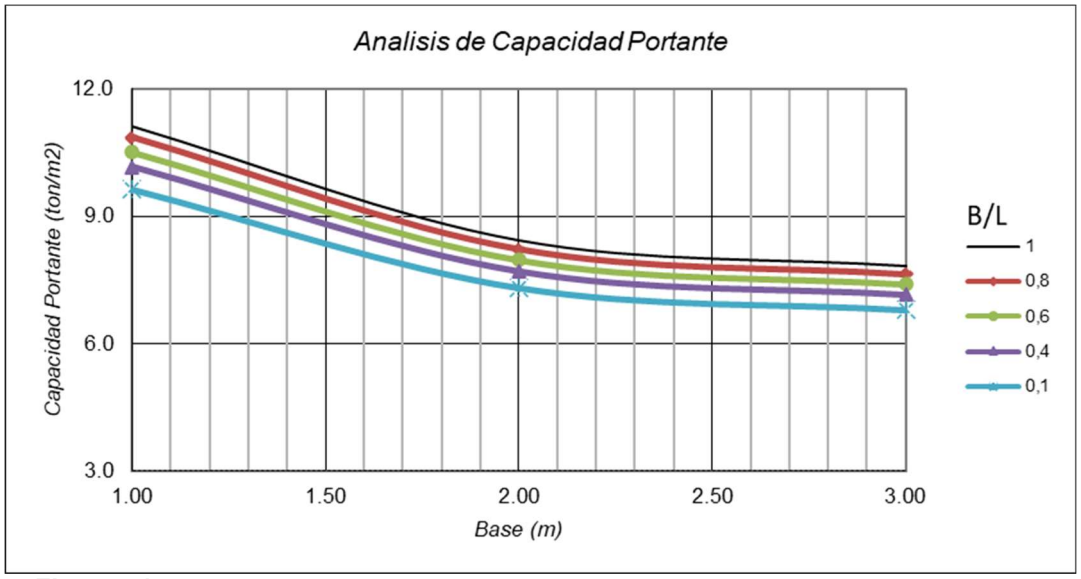


Figura 51. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m River Scree 1 y 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

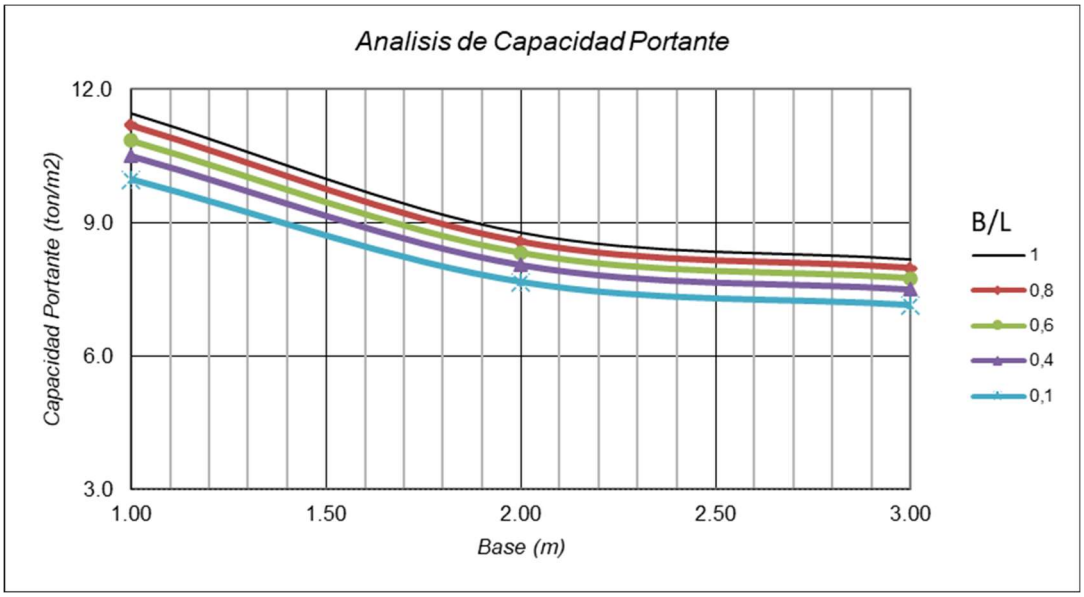


Figura 52. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m River Scree 1 y 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

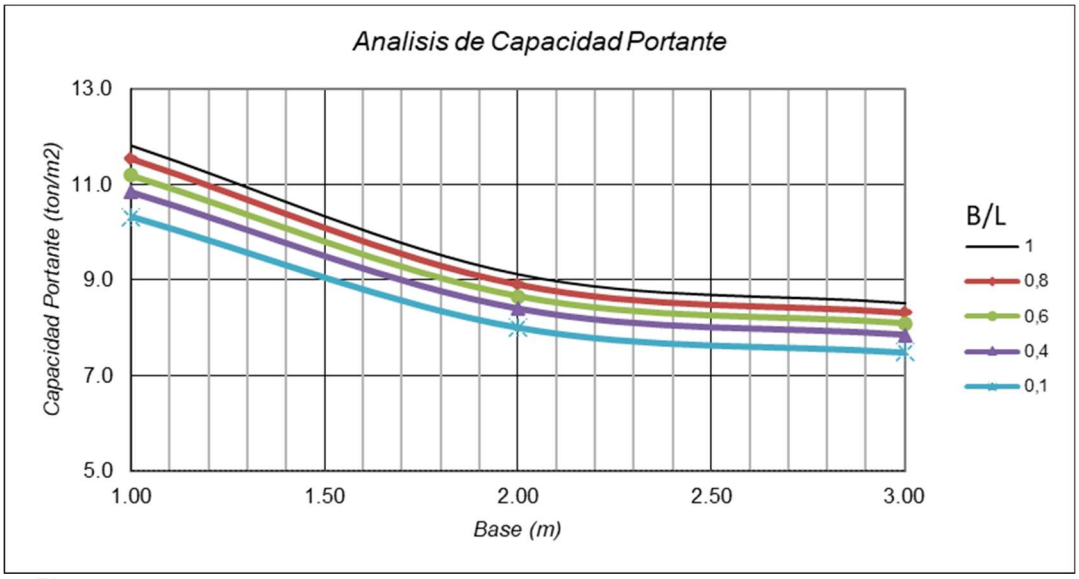


Figura 53. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m River Scree 1 y 2
***Fuente. Elaboración Propia**

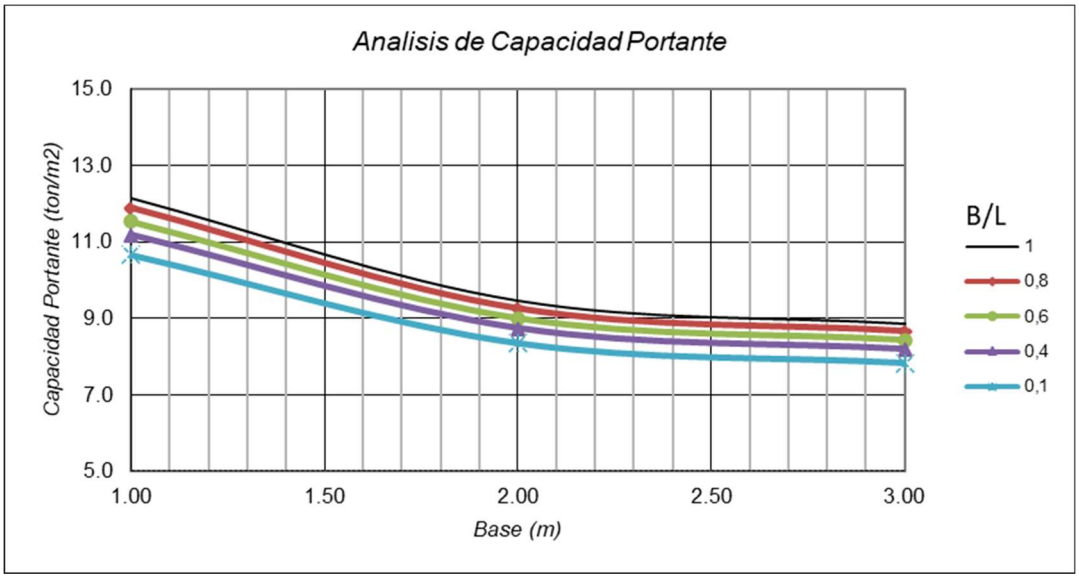


Figura 54. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m River Scree 1 y 2
***Fuente. Elaboración Propia**

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	11.121
1.50	11.463
2.00	11.805
2.50	12.147

Tabla 73. Resumen de capacidades portante River Scree 1 y 2

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.83	9.37	12.04
4.00 m	9.10	12.49	16.05
5.00 m	11.38	15.61	20.07
6.00 m	13.66	18.74	24.08

Tabla 74. Valores de Capacidad Portante

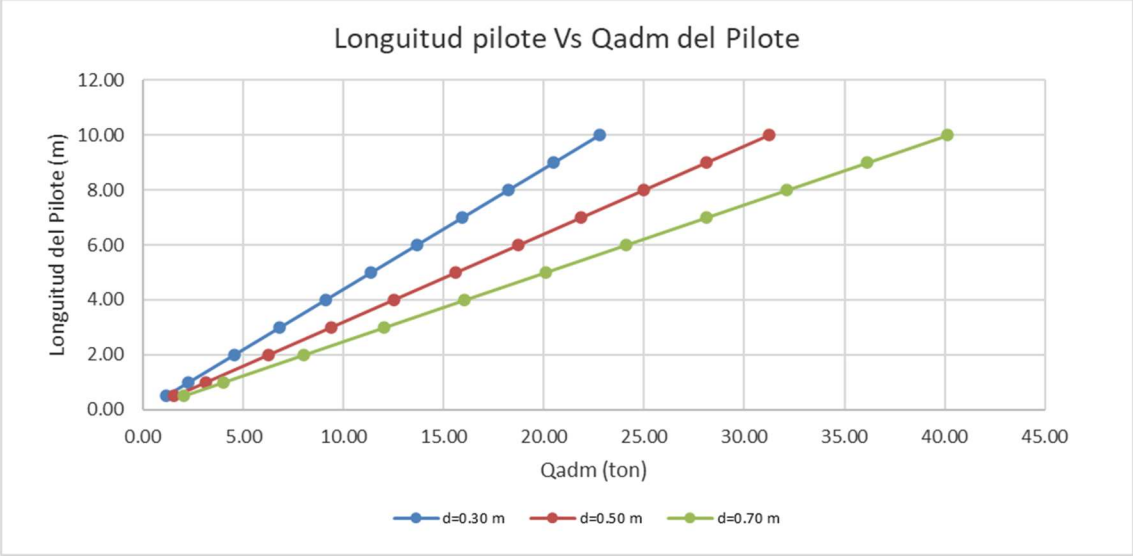


Figura 55. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.6 Estación de bombeo 1

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

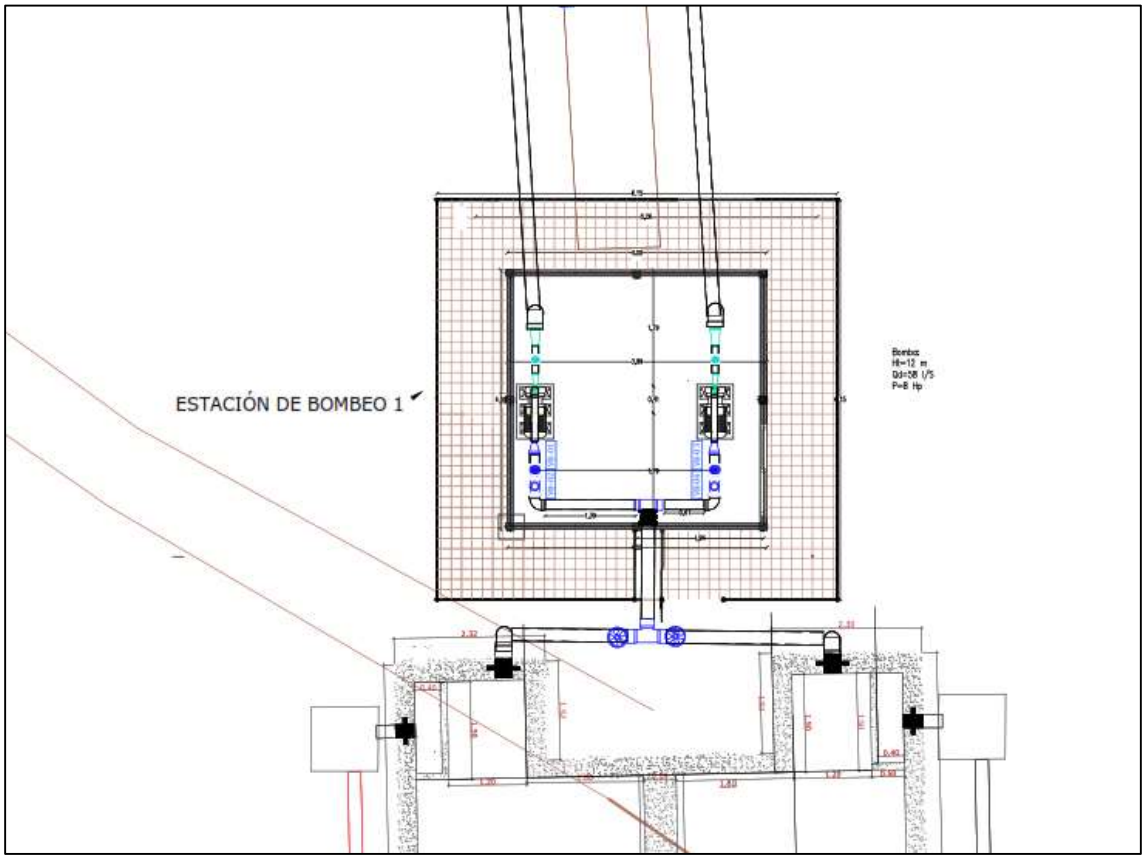


Figura 56. Esquema estación de bombeo 1

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada

para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.50 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

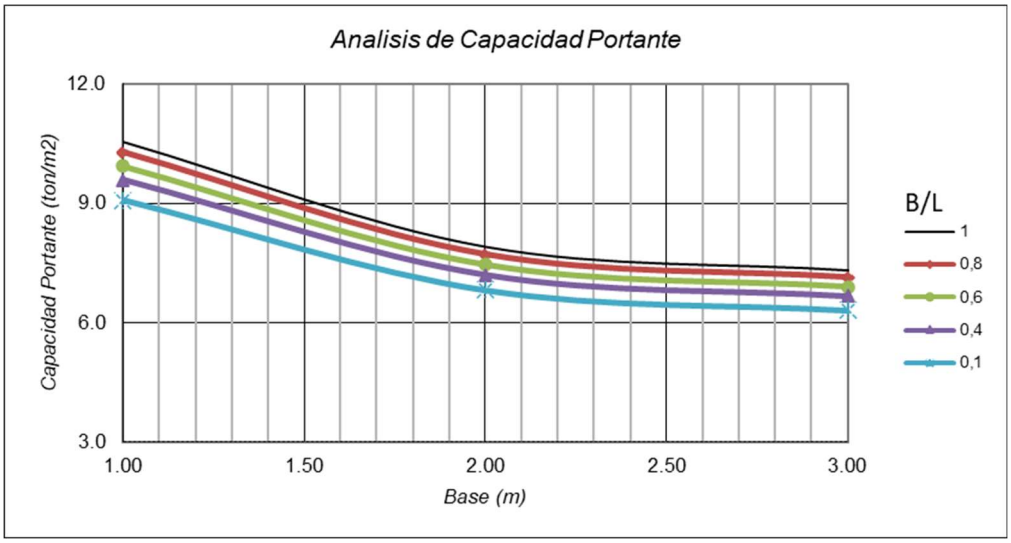


Figura 57. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m estación de bombeo 1
*Fuente. Elaboración Propia.

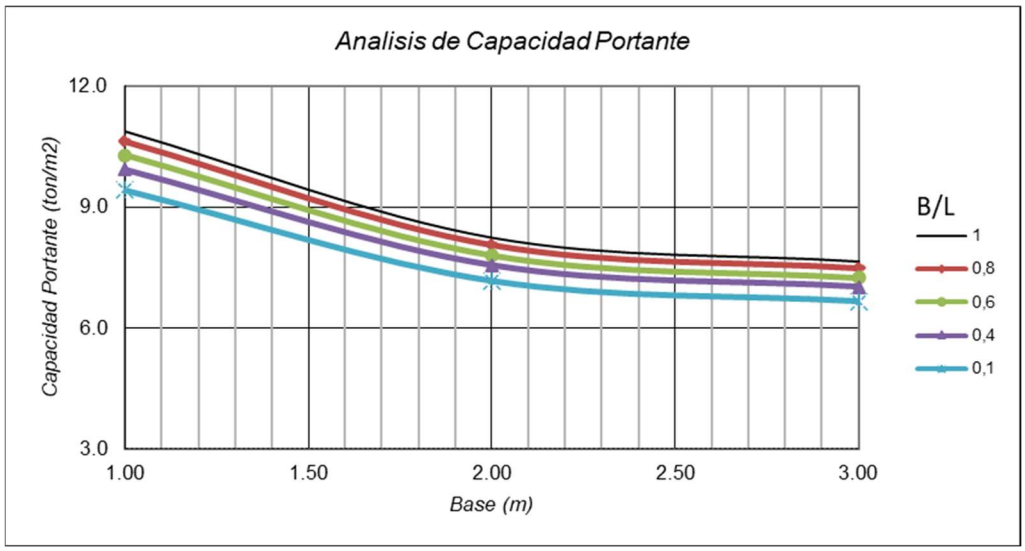


Figura 58. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m estación de bombeo 1
*Fuente. Elaboración Propia.

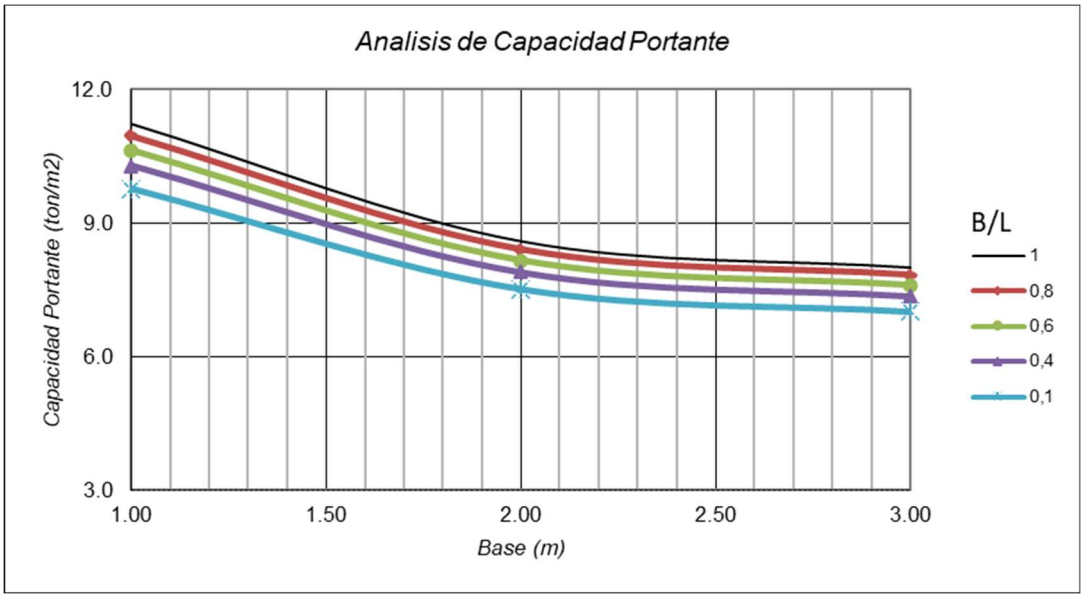


Figura 59. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m estación de bombeo 1
*Fuente. Elaboración Propia.

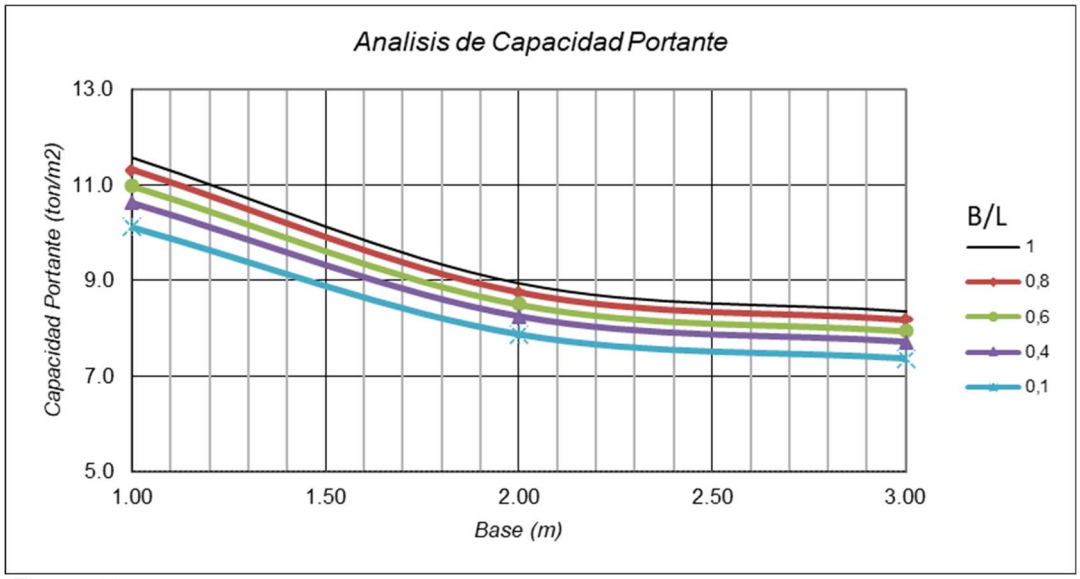


Figura 60. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m estación de bombeo 1
*Fuente. Elaboración Propia

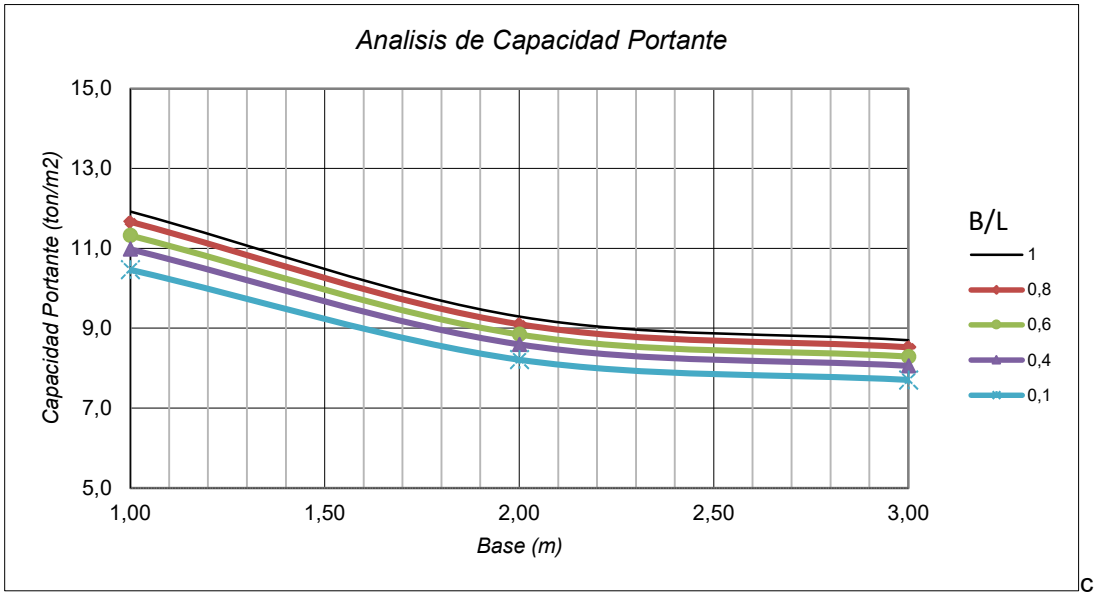


Figura 61. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m estación de bombeo 1
*Fuente. Elaboración Propia

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	10.532
1.00	10.879
1.50	11.227
2.00	11.575
2.50	11.923

Tabla 75. Resumen de capacidades portante estación de bombeo 1

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el

análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.70	9.20	11.83
4.00 m	8.93	12.26	15.77
5.00 m	11.17	15.33	19.71
6.00 m	13.40	18.40	23.66
7.00 m	15.64	21.46	27.60
8.00 m	17.87	24.53	31.54
9.00 m	20.10	27.60	35.48
10.00 m	22.34	30.66	39.43

Tabla 76. Valores de Capacidad Portante

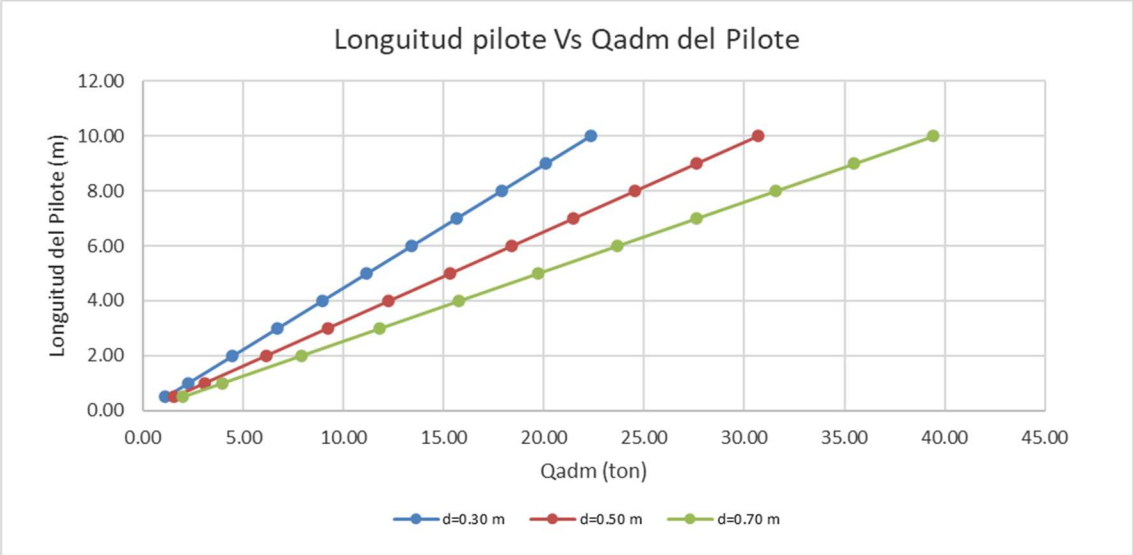


Figura 62. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.7 Desarenador

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

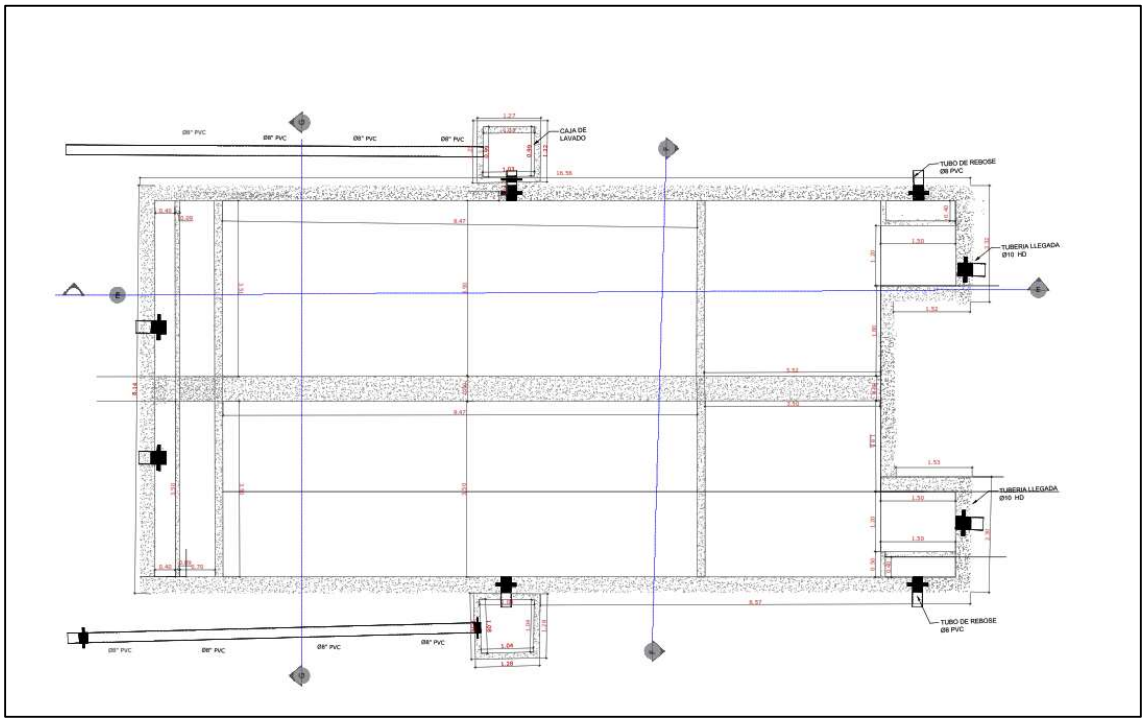


Figura 63. Esquema desarenador

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 1.00 m hasta 3.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

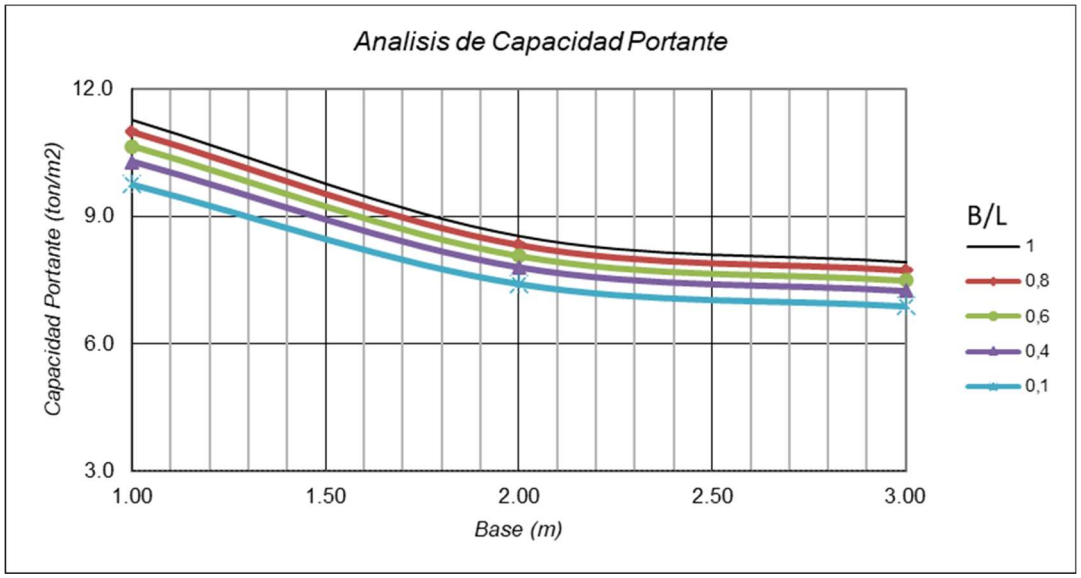


Figura 64. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m desarenador
*Fuente. Elaboración Propia.

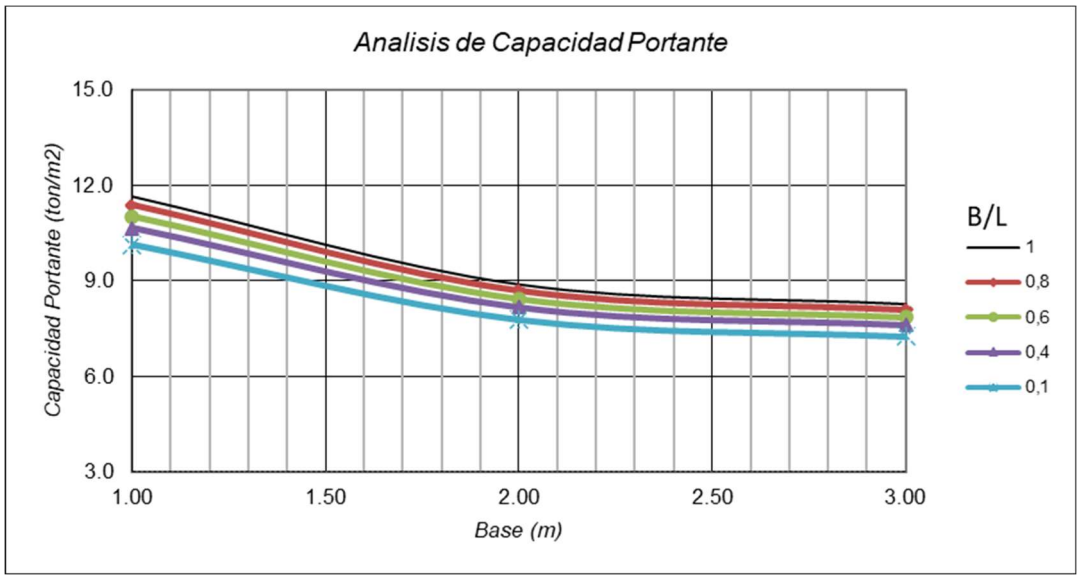


Figura 65. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m desarenador
*Fuente. Elaboración Propia.

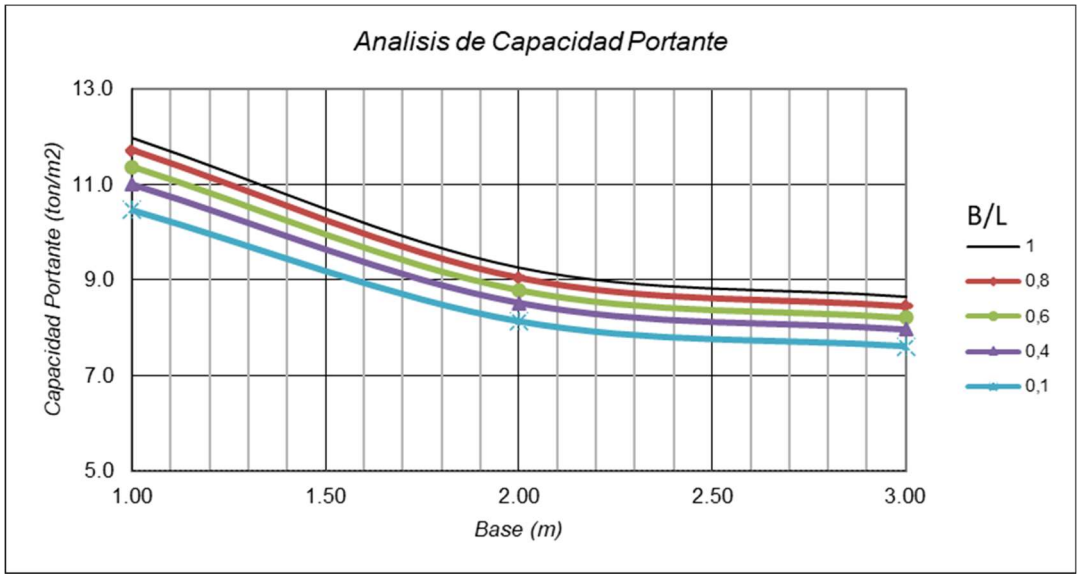


Figura 66. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m desarenador
*Fuente. Elaboración Propia

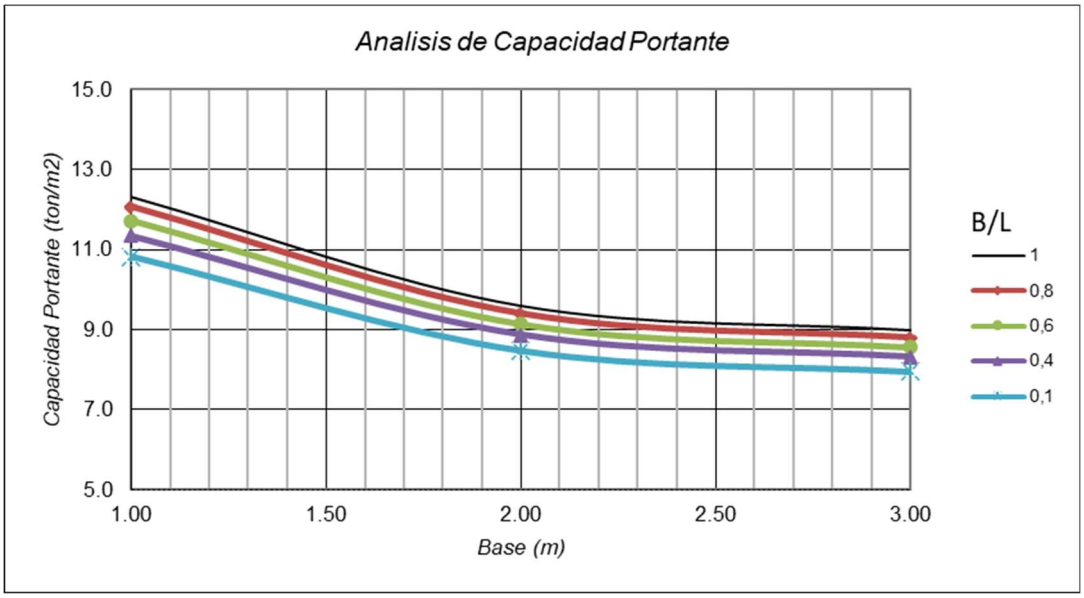


Figura 67. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m desarenador
*Fuente. Elaboración Propia

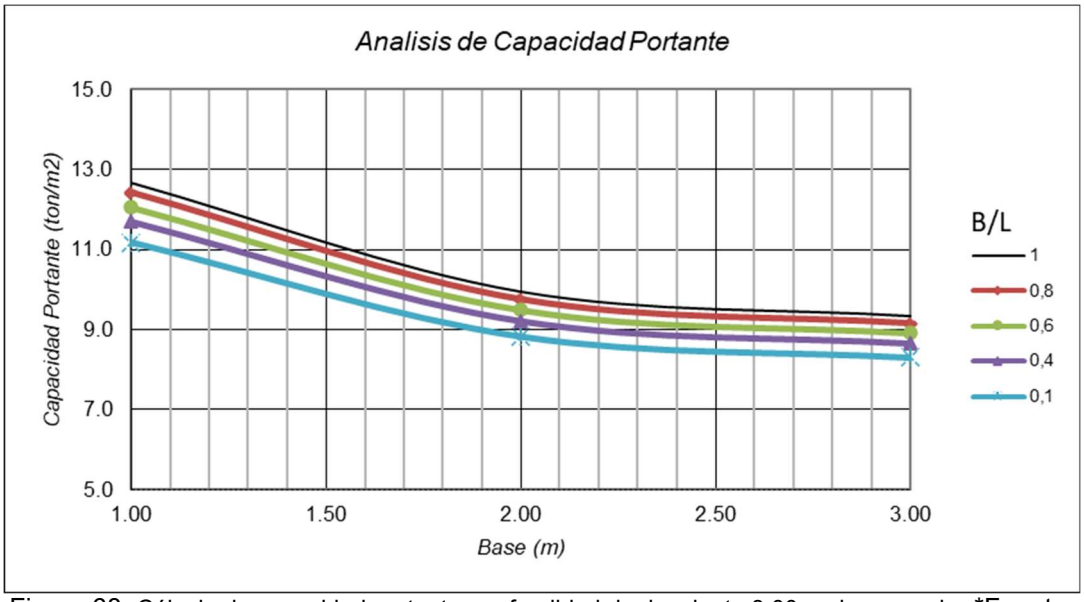


Figura 68. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 3.00 m desarenador *Fuente. Elaboración Propia

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	11.265
1.50	11.638
2.00	11.986
2.50	12.334
3.00	12.682

Tabla 77. Resumen de capacidades portante desarenador

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el

análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.87	9.20	11.83
4.00 m	9.16	12.26	15.77
5.00 m	11.44	15.33	19.71
6.00 m	13.73	18.40	23.66
7.00 m	16.02	21.46	27.60
8.00 m	18.31	24.53	31.54
9.00 m	20.60	27.60	35.48
10.00 m	22.89	30.66	39.43

Tabla 78. Valores de Capacidad Portante

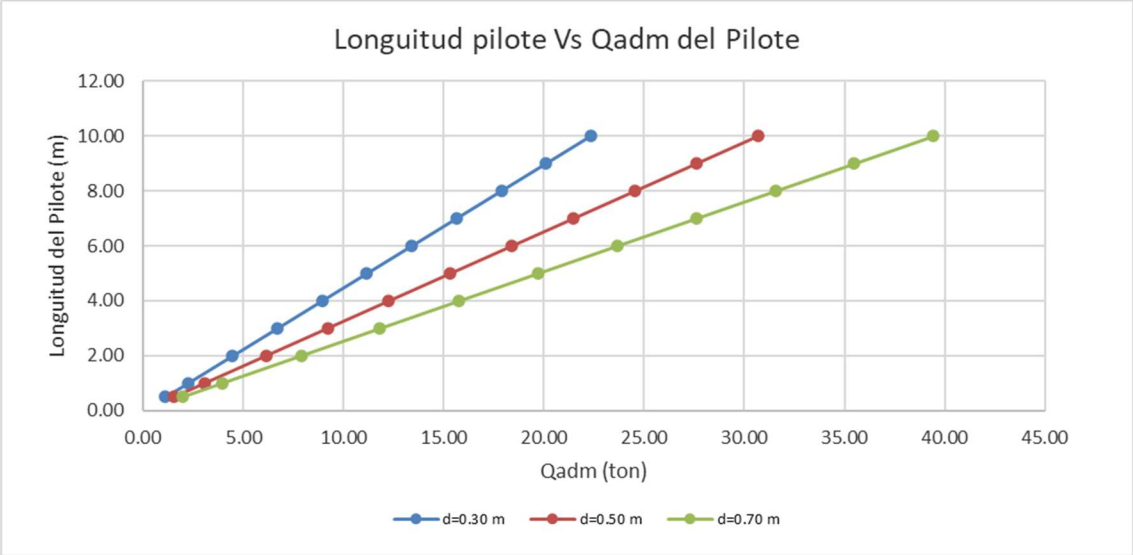


Figura 69. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.8 Estación de bombeo 2

A continuación, se presenta el esquema de la estructura proyectada:

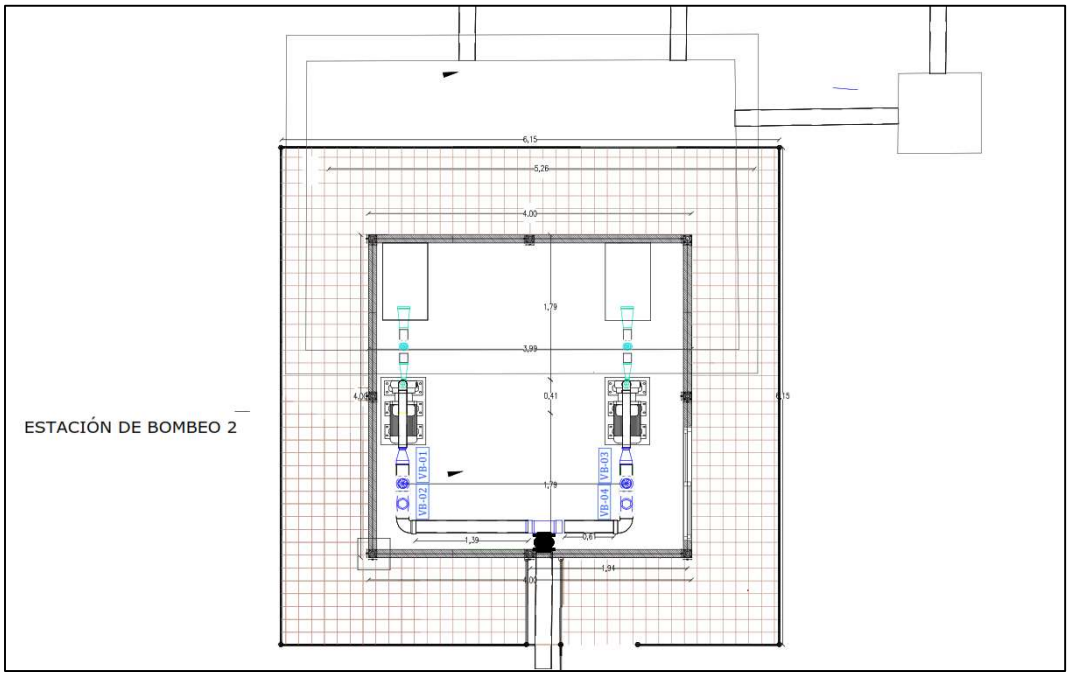


Figura 70. Esquema estación de bombeo 2

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.50 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

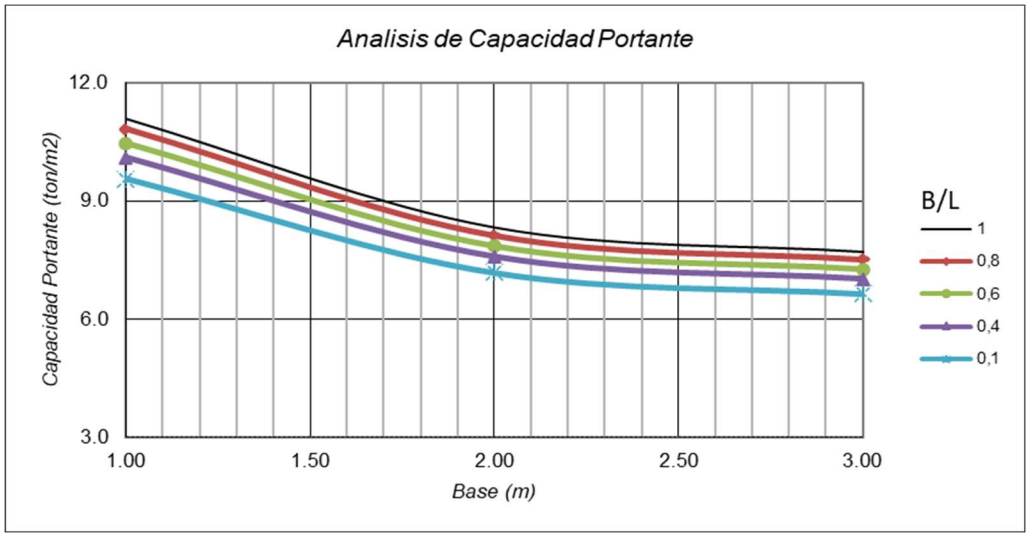


Figura 71. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m estación de bombeo 2
*Fuente. Elaboración Propia.

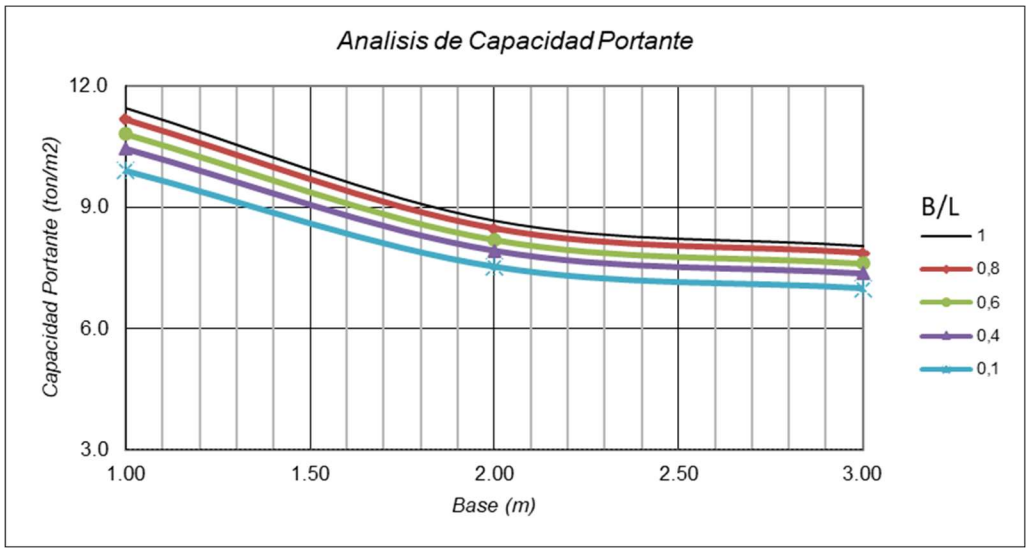


Figura 72. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m estación de bombeo 2
*Fuente. Elaboración Propia.

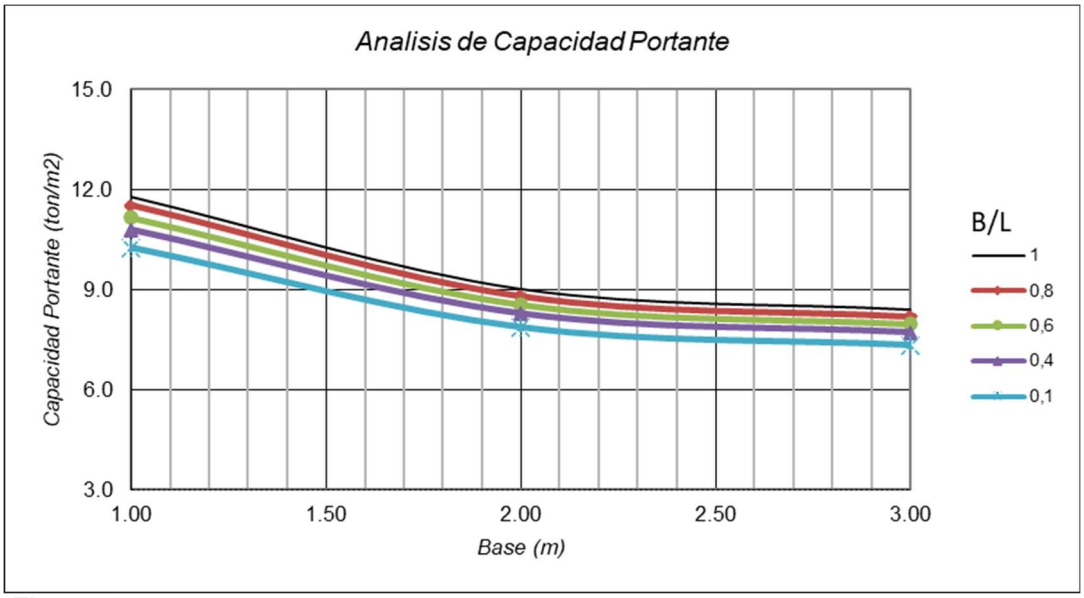


Figura 73. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m estación de bombeo 2
*Fuente. Elaboración Propia.

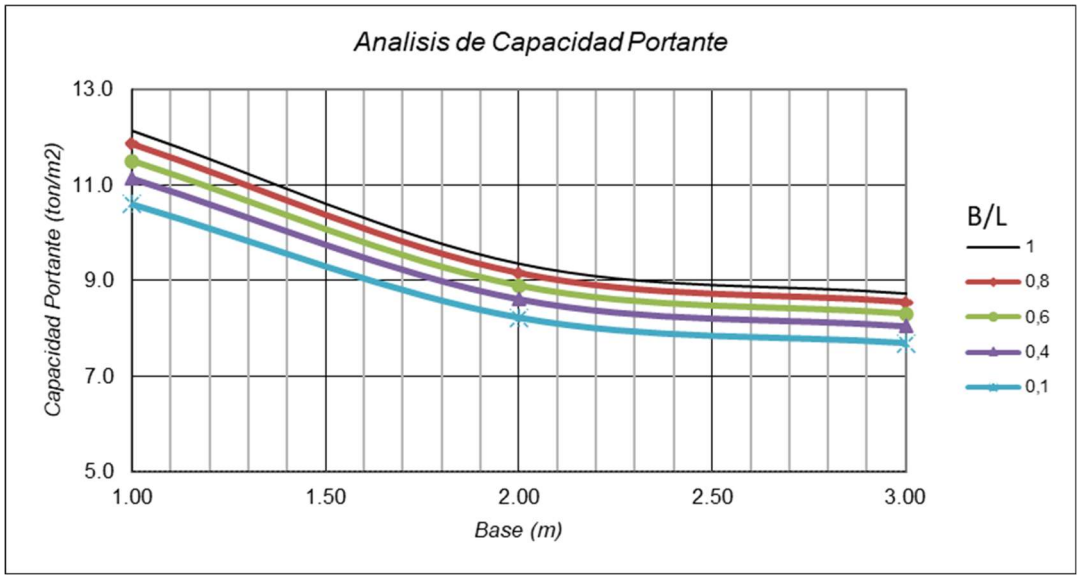


Figura 74. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m estación de bombeo 2
*Fuente. Elaboración Propia

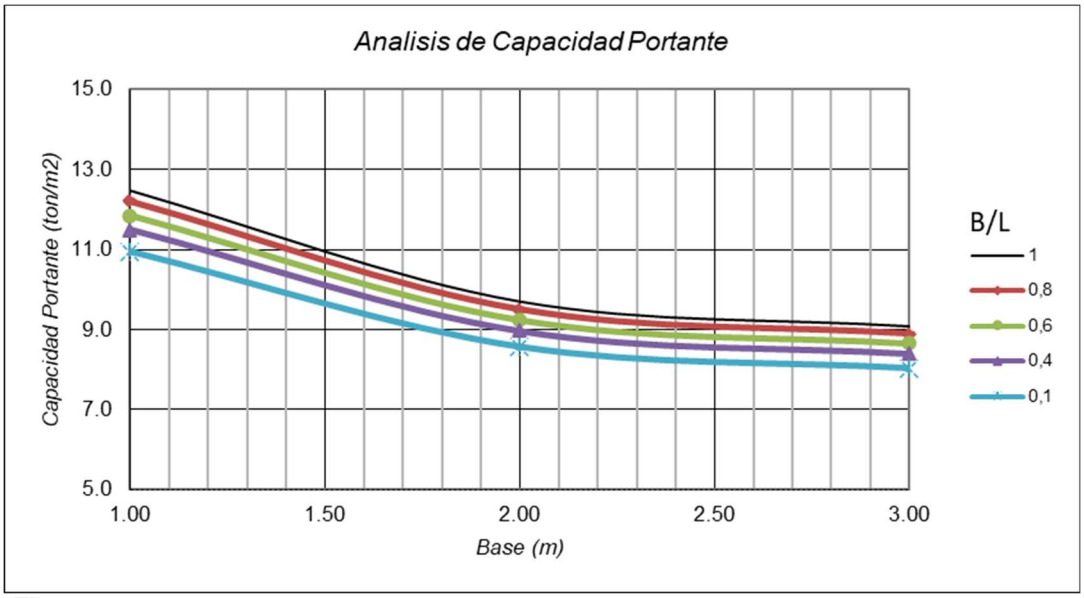


Figura 75. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.50 m estación de bombeo 2
*Fuente. Elaboración Propia

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	11.098
1.00	11.444
1.50	11.789
2.00	12.134
2.50	12.480

Tabla 79. Resumen de capacidades portante estación de bombeo 2

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el

análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

Pilotes pre-excavados

Complementando la información anterior se presenta la alternativa de capacidad portante para los pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m, teniendo en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.73	9.23	11.87
4.00 m	8.97	12.31	15.83
5.00 m	11.21	15.39	19.78
6.00 m	13.45	18.47	23.74
7.00 m	15.70	21.54	27.70
8.00 m	17.94	24.62	31.65
9.00 m	20.18	27.70	35.61
10.00 m	22.42	30.78	39.57

Tabla 80. Valores de Capacidad Portante

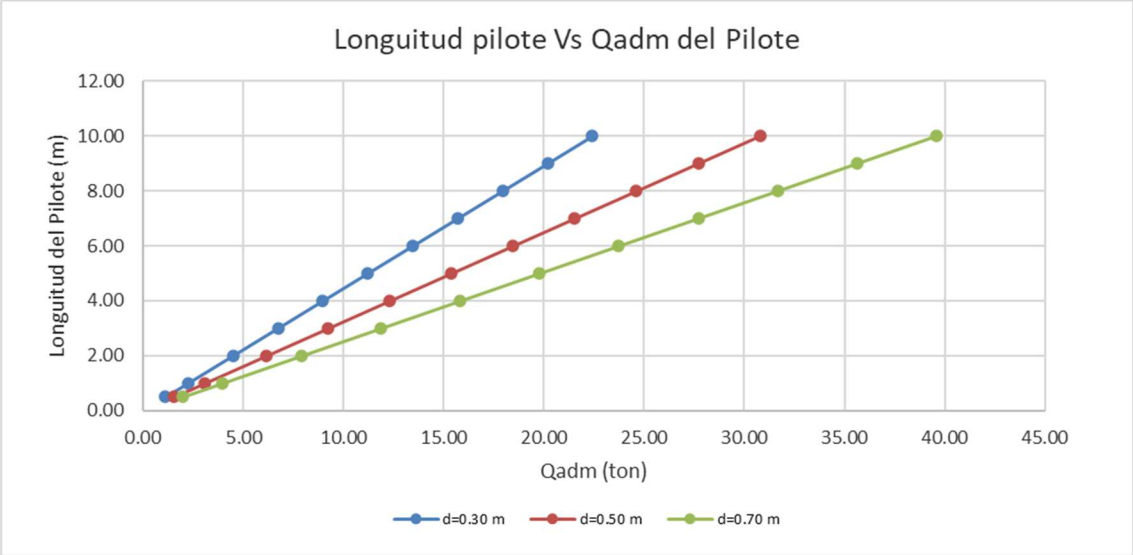


Figura 76. Gráfico de pilotes de longitud Vs Qadm

Se aclarar que la capacidad portante dada en el estudio para la placa y los pilotes se obtiene de un factor de seguridad de 3.0, correspondiente para las hipótesis de carga de Carga Viva + Carga Muerta únicamente y que para hipótesis de carga que tengan en cuenta cargas de sismo, el factor de seguridad puede ser 1.5, por lo cual para el diseño de la cimentación se debe tener en cuenta dicha condición.

Se recomienda la implementación de tabla estacas para el desarrollo de las excavaciones, estas se presentarán en el capítulo de excavaciones con el propósito de generar las recomendaciones necesarias para el desarrollo del proyecto.

Se considera como factor de seguridad indirecto mínimo un valor de 3.00 para condiciones de carga viva y muerta normal. Considerando que los factores de seguridad director propuestos por la norma son menores consideramos un valor de 3.00 como factor de seguridad para el cálculo de capacidad portante.

5.1.9 Red de distribución rural

Se presentan los cálculos geotécnicos para la cimentación de la red de distribución en el área rural del sistema de acueducto.

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

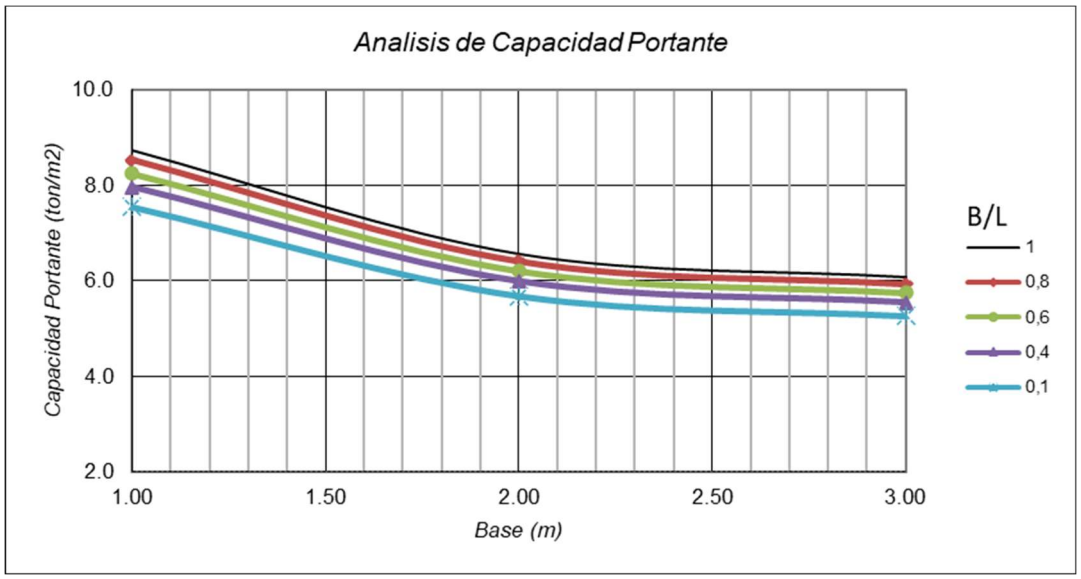


Figura 77. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m red de distribución rural
*Fuente. Elaboración Propia.

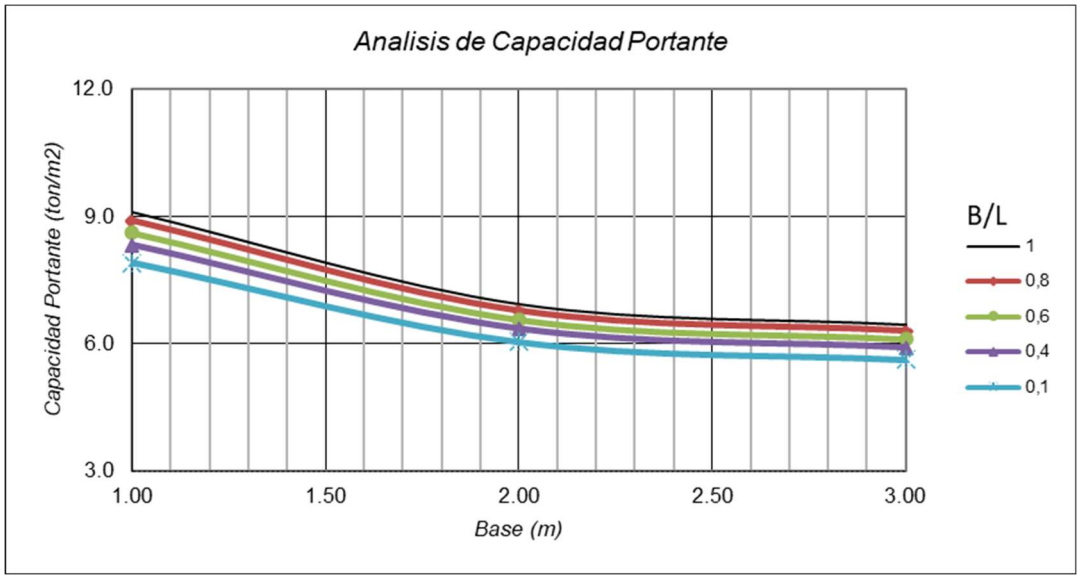


Figura 78. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m red de distribución rural
*Fuente. Elaboración Propia.

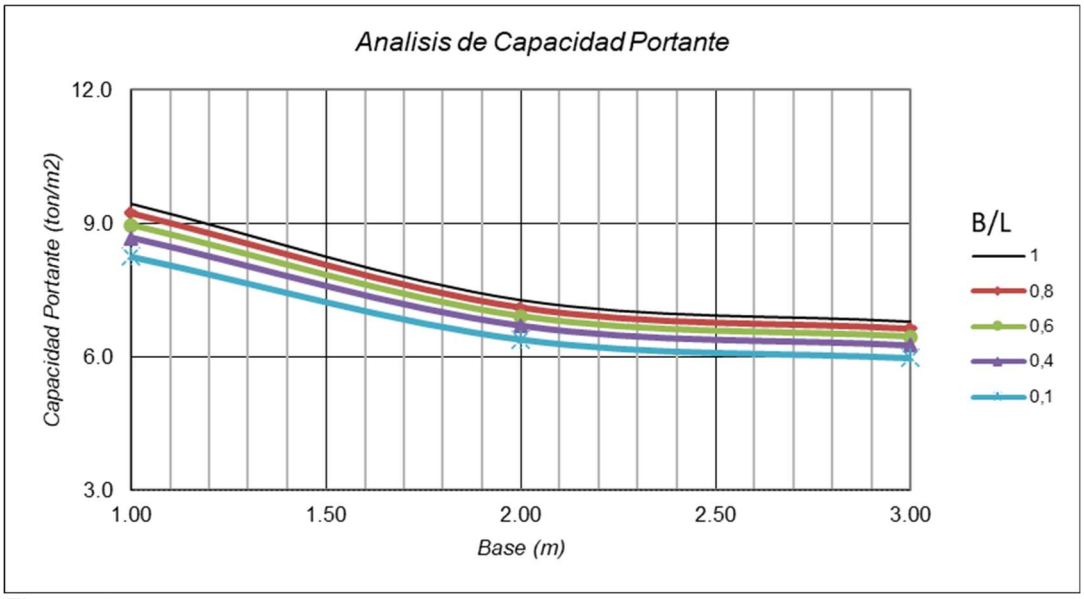


Figura 79. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m red de distribución rural
*Fuente. Elaboración Propia.

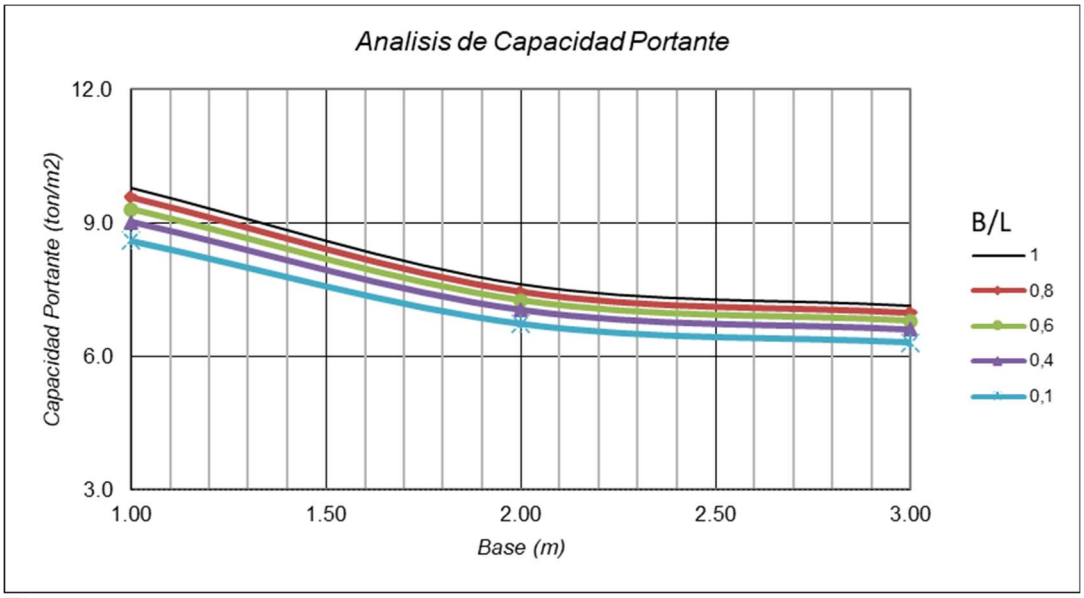


Figura 80. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m red de distribución rural
*Fuente. Elaboración Propia.

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	8.743
1.00	9.103
1.50	9.449
2.00	9.794

Tabla 81. Resumen de capacidades portante red de distribución rural

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

5.1.10 Red de distribución urbana

Se presentan los cálculos geotécnicos para la cimentación de la red de distribución en el área rural del sistema de acueducto.

Placa de Cimentación

Se genera una alternativa de cimentación para la zona de conducción, para lo cual se recomienda una losa de cimentación con una sección mínima de la estructura, evaluada para la capacidad portante desde B/L 1.00 m2, con profundidades de desplante desde 0.50 m hasta 2.00 m.

La placa puede ser diseñada por el método rígido o de flexibilidad, teniendo en cuenta la carga de subpresión debida al agua, aunque esta no se haya encontrado en los registros obtenidos de los sondeos.

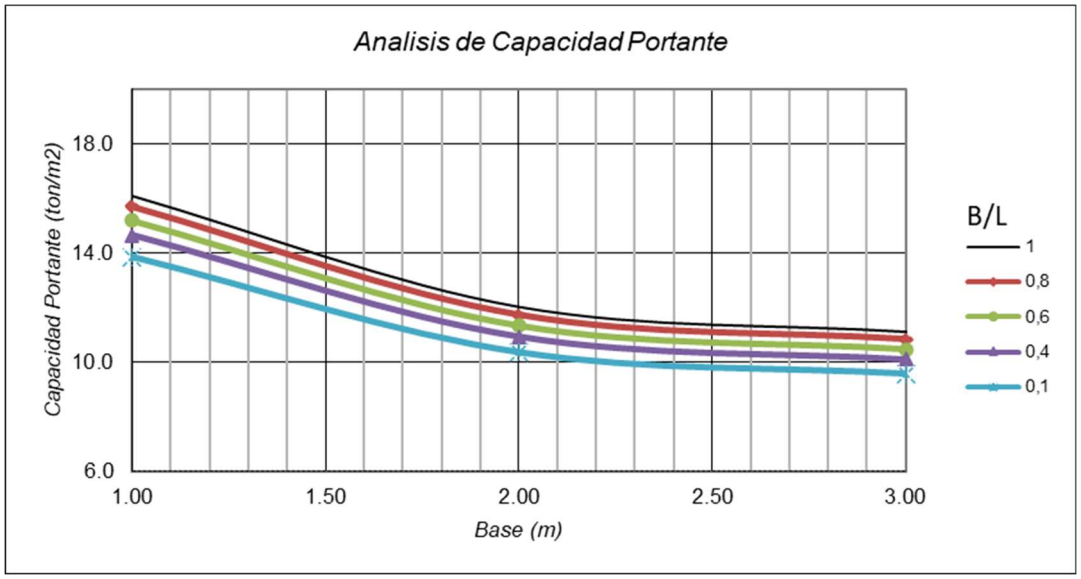


Figura 81. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 0.50 m red de distribución urbana
*Fuente. Elaboración Propia.

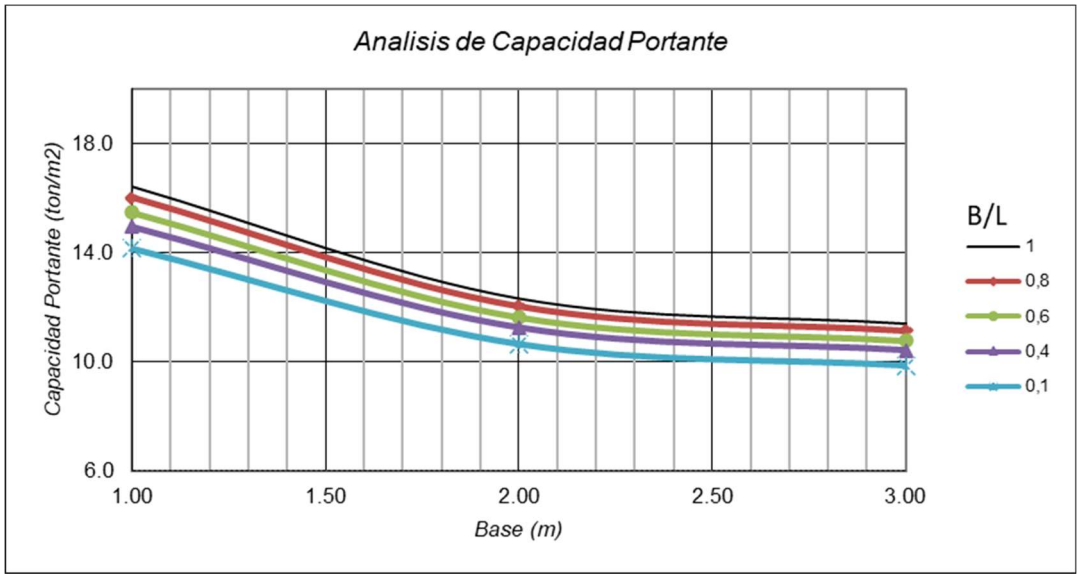


Figura 82. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.00 m red de distribución urbana
*Fuente. Elaboración Propia.

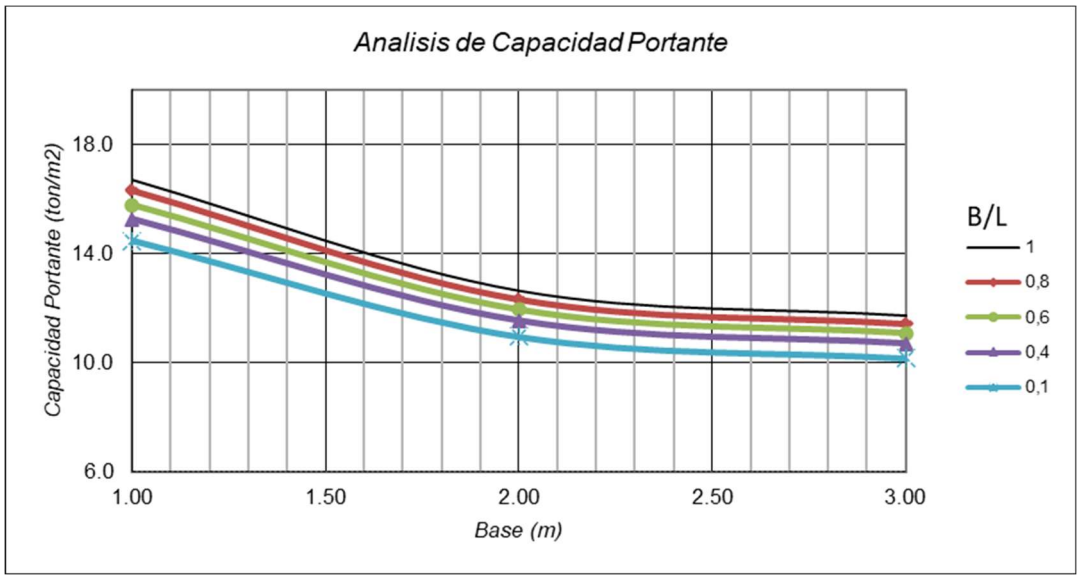


Figura 83. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 1.50 m red de distribución urbana
*Fuente. Elaboración Propia.

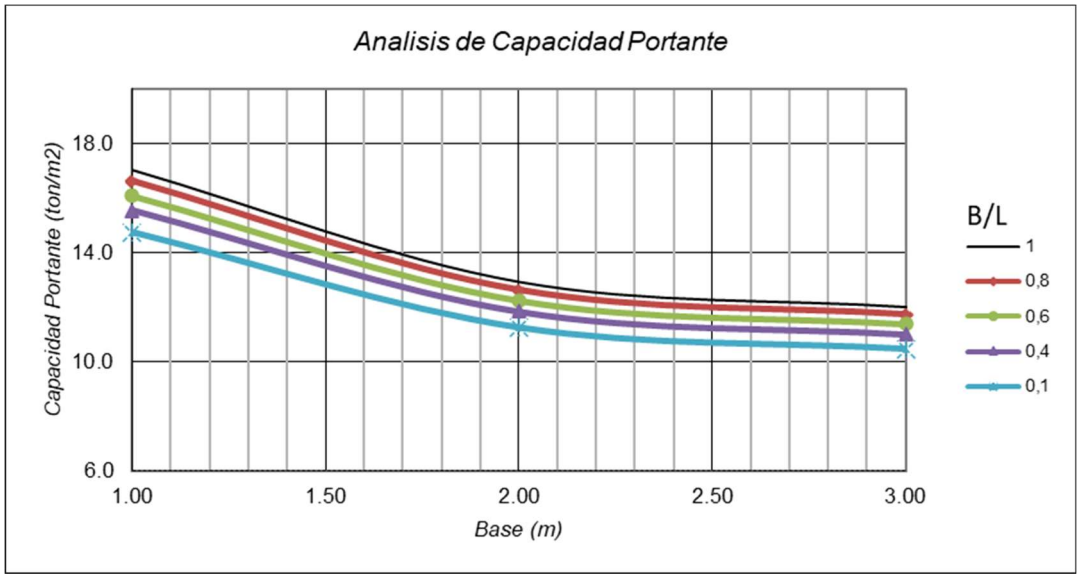


Figura 84. Cálculo de capacidad portante, profundidad de desplante 2.00 m red de distribución urbana
*Fuente. Elaboración Propia.

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad portante:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	16.113
1.00	16.414
1.50	16.714
2.00	17.014

Tabla 82. Resumen de capacidades portante red de distribución urbana

Es de precisar que la capacidad portante es menor al esfuerzo uniforme que se le está transmitiendo al terreno, por tanto, ello permite inferir que la estructura permanecerá estable. Es de precisar que la comparación se realiza con la capacidad portante admisible después de considerar un Factor de seguridad de 3.0.

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

5.2 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Para el cálculo de asentamientos se utiliza la siguiente metodología ya que es necesario estimarlos con precisión porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos. La ecuación utilizada para el cálculo de asentamientos inmediatos es la siguiente:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} m I_s I_F$$

En donde E_s, μ son los parámetros elásticos del suelo, I_s, I_F, m son los factores de influencia de Steinbrenner, Fox, y números de esquinas que contribuyen al asentamiento. Para el caso de la estimación del asentamiento producido por una cimentación rígida se trabajará con el 93% de I_s.

Cada uno de los asentamientos está calculado por carga rígida y por carga flexible, los cálculos realizados consideran el módulo de Young, Coeficiente de Poisson y la carga admisible. Debido a las características de los materiales obtenidos de las exploraciones hechas en campo, no fue posible obtener muestras adecuadas y suficientes para la realización de los ensayos de consolidación y corte directo. Por esta razón, es necesario utilizar la bibliografía existente, es el caso de la determinación de los módulos de elasticidad, en la cual se considera la teoría de Casagrande en la publicación llamada *Clasification and Identification of Soils*, ver Tabla 83

Material	Módulo de Young - E (MPa)	Razón de Poisson (v)
Arcilla suave	2 – 4	
Arcilla firme a dura	4 – 8	0.40 - 0.50
Arcilla muy dura	8 – 20	
Limo	2 – 20	0.30 - 0.35
Arena fina suelta	8 – 12	
Arena fina medio densa	12 – 20	0.25
Arena fina densa	20 – 30	
Arena suelta	10 – 30	0.20 - 0.35
Arena medio densa	30 – 50	
Arena densa	50 – 80	0.30 - 0.40
Grava suelta	30 – 80	
Grava medio densa	80 – 100	
Grava densa	100 – 200	

Tabla 83. Módulos de Elasticidad para diferentes materiales
Fuente: Classification and Identification of Soils

Como se puede apreciar en la Tabla 66 hay diferentes valores de módulo de Young para cada tipo de material definido, para los cálculos de asentamientos del presente estudio se emplearon diferentes valores de Módulo de Elasticidad, teniendo en cuenta los parámetros más críticos para los materiales presentes en la zona, tomando valores en el rango de 8 MPa hasta 12 MPa, tal como se muestra más adelante en los cálculos realizados.

A partir de los cálculos anteriores se determinó los asentamientos teóricos:

5.2.1 Planta de Tratamiento de agua potable

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
2.02	4.04	3.43	10.00

Tabla 84. Asentamientos PTAP

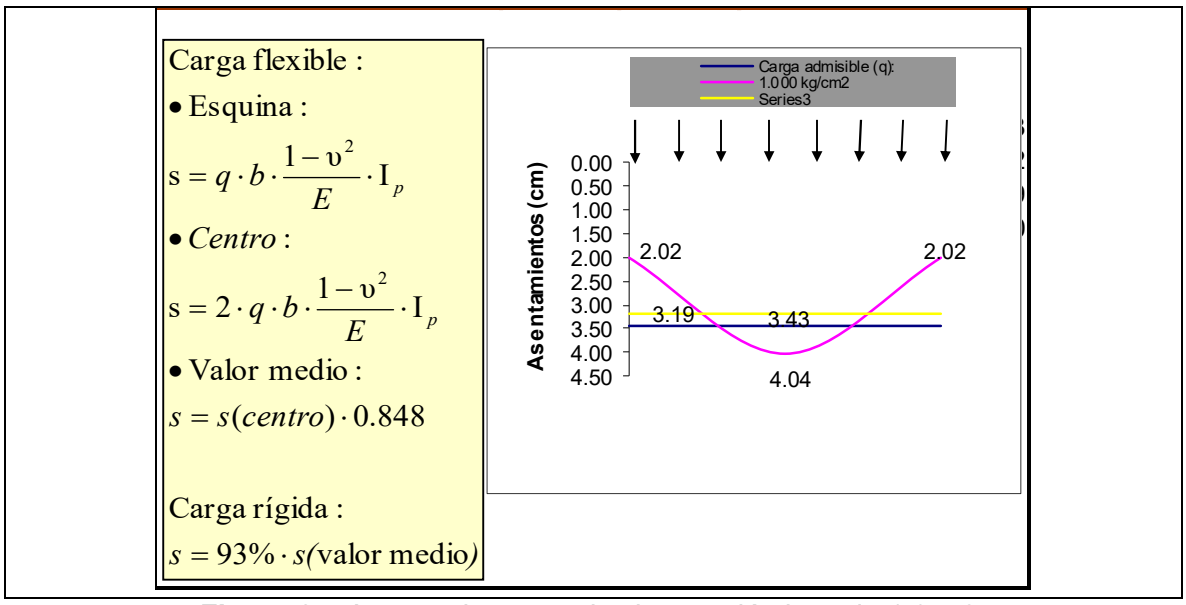


Figura 85. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	σo'	Z	Iσ	Δσ'	σo'+Δσ'	σ'p	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.276	0.150	0.756	11.342	11.618	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0090
0.300	0.828	0.450	0.476	7.134	7.962	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0054
0.600	1.380	0.750	0.327	4.898	6.278	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0036
0.900	1.932	1.050	0.238	3.569	5.501	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0025
1.200	2.484	1.350	0.181	2.716	5.200	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0018
1.500	3.036	1.650	0.142	2.136	5.172	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0013
1.800	3.588	1.950	0.115	1.724	5.312	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0009
2.100	4.140	2.250	0.095	1.420	5.560	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0007
2.400	4.692	2.550	0.079	1.190	5.882	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0005
2.700	5.244	2.850	0.067	1.012	6.256	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0004
3.000	2.760	1.500	0.160	2.400	5.160	1.298	1.820	0.260	0.026	0.0015
									Σ Δh en 20 años =	0.0278

Tabla 85. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 4.04 cm y los de por consolidación de 2.78 cm para un total de 6.82 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.2 Lechos de secado

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
3.03	6.06	5.14	15.00

Tabla 86. Asentamientos lechos de secado

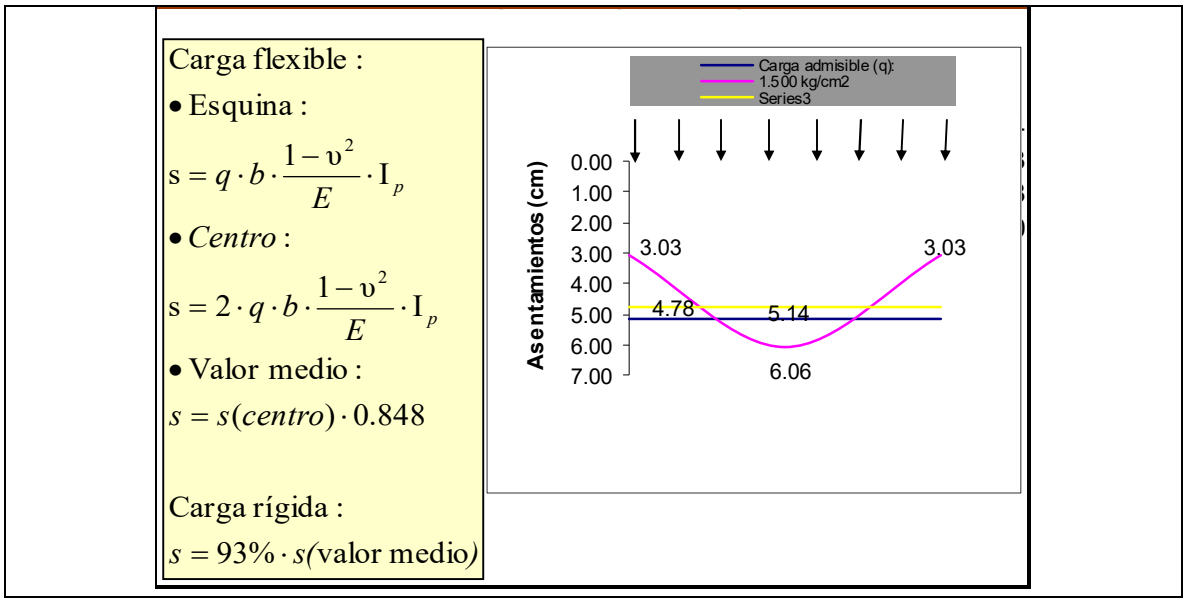


Figura 86. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	I_σ	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma' p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.278	0.150	0.756	11.342	11.620	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0090
0.300	0.833	0.450	0.476	7.134	7.967	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0054
0.600	1.388	0.750	0.327	4.898	6.285	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0036
0.900	1.943	1.050	0.238	3.569	5.512	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0025
1.200	2.498	1.350	0.181	2.716	5.214	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0018
1.500	3.053	1.650	0.142	2.136	5.188	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0013
1.800	3.608	1.950	0.115	1.724	5.331	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0009
2.100	4.163	2.250	0.095	1.420	5.583	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0007
2.400	4.718	2.550	0.079	1.190	5.908	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0005
2.700	5.273	2.850	0.067	1.012	6.284	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0004
3.000	2.775	1.500	0.160	2.400	5.175	1.232	1.820	0.260	0.026	0.0015
									$\Sigma\Delta$h en 20 años =	0.0277

Tabla 87. Asentamiento por consolidación – Fuente Propia

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 6.06 cm y los de por consolidación de 2.77 cm para un total de 8.83 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.3 Paso elevado 1

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
1.01	2.02	1.71	5.00

Tabla 88. Asentamientos Paso elevado 1

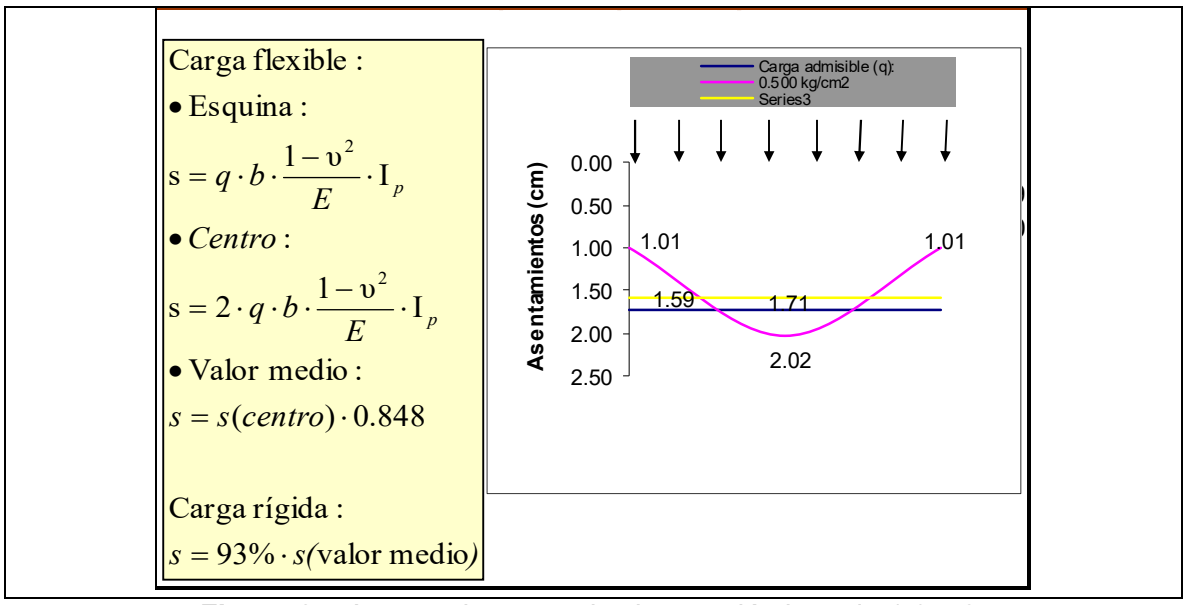


Figura 87. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**
-

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	$I\sigma$	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma' p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m^2	m		ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2				m
0.000	0.300	0.150	0.756	3.781	4.081	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0063
0.300	0.900	0.450	0.476	2.378	3.278	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0031
0.600	1.500	0.750	0.327	1.633	3.133	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0018
0.900	2.100	1.050	0.238	1.190	3.290	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0011
1.200	2.700	1.350	0.181	0.905	3.605	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0007
1.500	3.300	1.650	0.142	0.712	4.012	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0005
1.800	3.900	1.950	0.115	0.575	4.475	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0003
2.100	2.100	1.050	0.238	1.190	3.290	0.902	1.820	0.260	0.026	0.0011
									$\Sigma\Delta$h en 20 años =	0.0148

Tabla 89. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 2.02 cm y los de por consolidación de 1.48 cm para un total de 3.50 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.4 Paso elevado 2

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
1.15	2.31	1.96	5.00

Tabla 90. Asentamientos Paso elevado 2

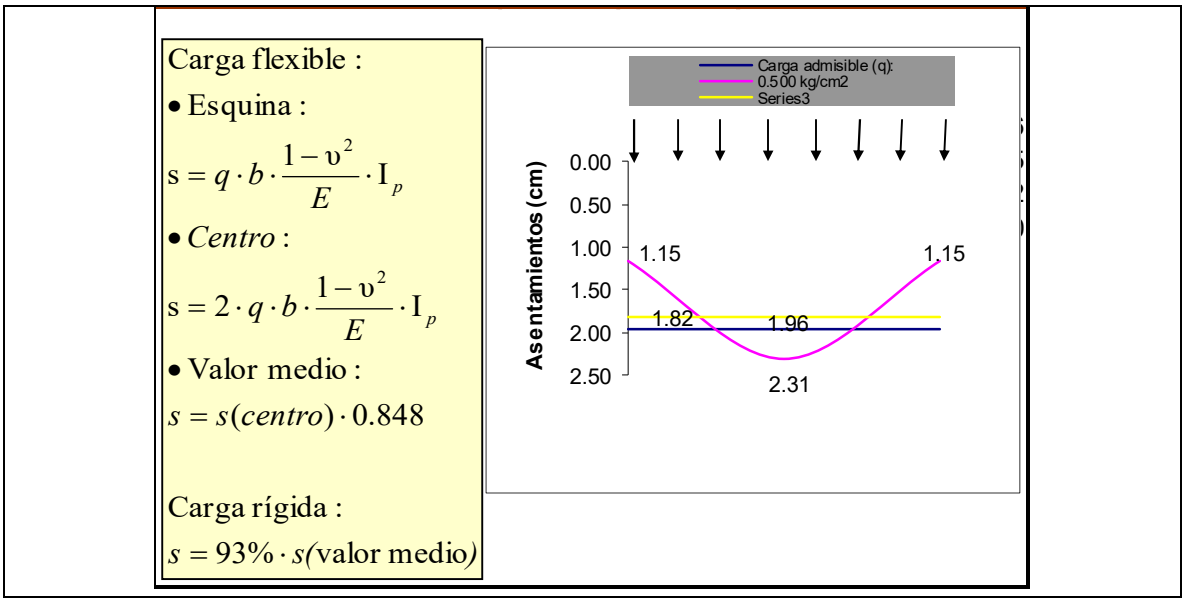


Figura 88. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

-

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	$I\sigma$	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma'p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m^2	m		ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2				m
0.000	0.294	0.150	0.756	3.781	4.075	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0063
0.300	0.882	0.450	0.476	2.378	3.260	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0031
0.600	1.470	0.750	0.327	1.633	3.103	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0018
0.900	2.058	1.050	0.238	1.190	3.248	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0011
1.200	2.646	1.350	0.181	0.905	3.551	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0007
1.500	3.234	1.650	0.142	0.712	3.946	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0005
1.800	3.822	1.950	0.115	0.575	4.397	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0003
2.100	2.058	1.050	0.238	1.190	3.248	0.585	1.820	0.260	0.026	0.0011
								$\Sigma\Delta$h en 20 años =		0.0150

Tabla 91. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se Infiere que los asentamientos inmediatos son de 2.31 cm y los de por consolidación de 1.50 cm para un total de 3.81 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.5 River scree 1 y 2

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
1.35	2.69	2.28	5.00

Tabla 92. Asentamientos River scree 1 y 2

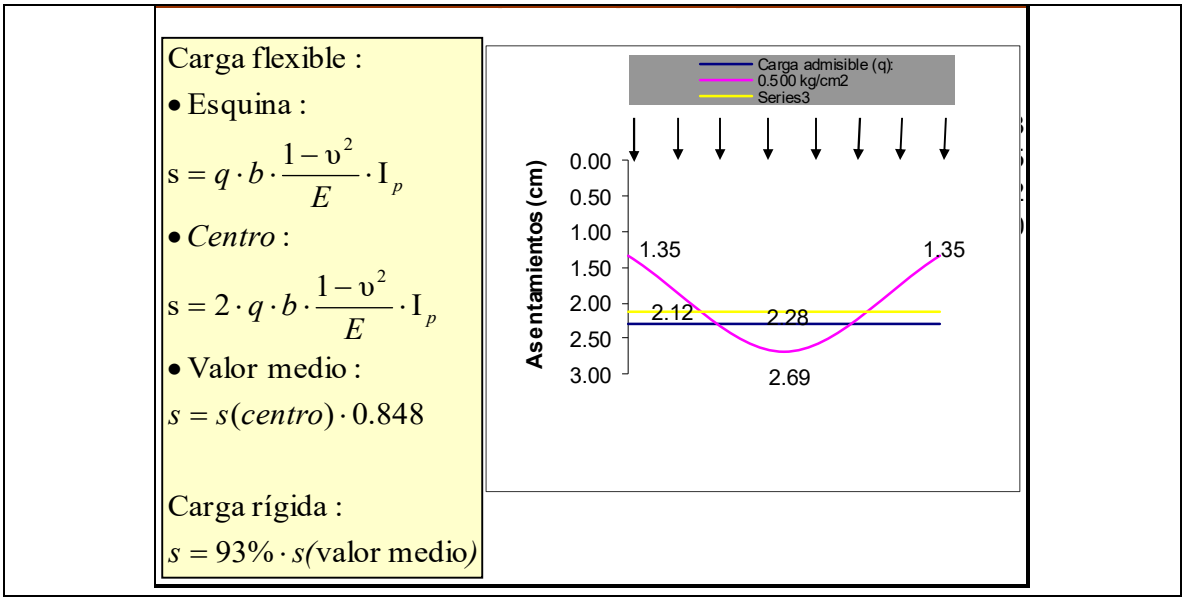


Figura 89. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	σo'	Z	Iσ	Δσ'	σo'+Δσ'	σ'p	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.308	0.150	0.756	3.781	4.088	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0062
0.300	0.923	0.450	0.476	2.378	3.301	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0031
0.600	1.538	0.750	0.327	1.633	3.170	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0017
0.900	2.153	1.050	0.238	1.190	3.342	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0011
1.200	2.768	1.350	0.181	0.905	3.673	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0007
1.500	3.383	1.650	0.142	0.712	4.094	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0005
1.800	3.998	1.950	0.115	0.575	4.572	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0003
2.100	4.613	2.250	0.095	0.473	5.086	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0002
2.400	5.228	2.550	0.079	0.397	5.624	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0002
2.700	5.843	2.850	0.067	0.337	6.180	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0001
3.000	3.075	1.500	0.160	0.800	3.875	0.726	1.820	0.260	0.026	0.0006
									Σ Δh en 20 años =	0.0146

Tabla 93. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 2.69 cm y los de por consolidación de 1.46 cm para un total de 4.15 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.6 Estación de bombeo 1

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
1.62	3.23	2.74	10.00

Tabla 94. Asentamientos estación de bombeo 1

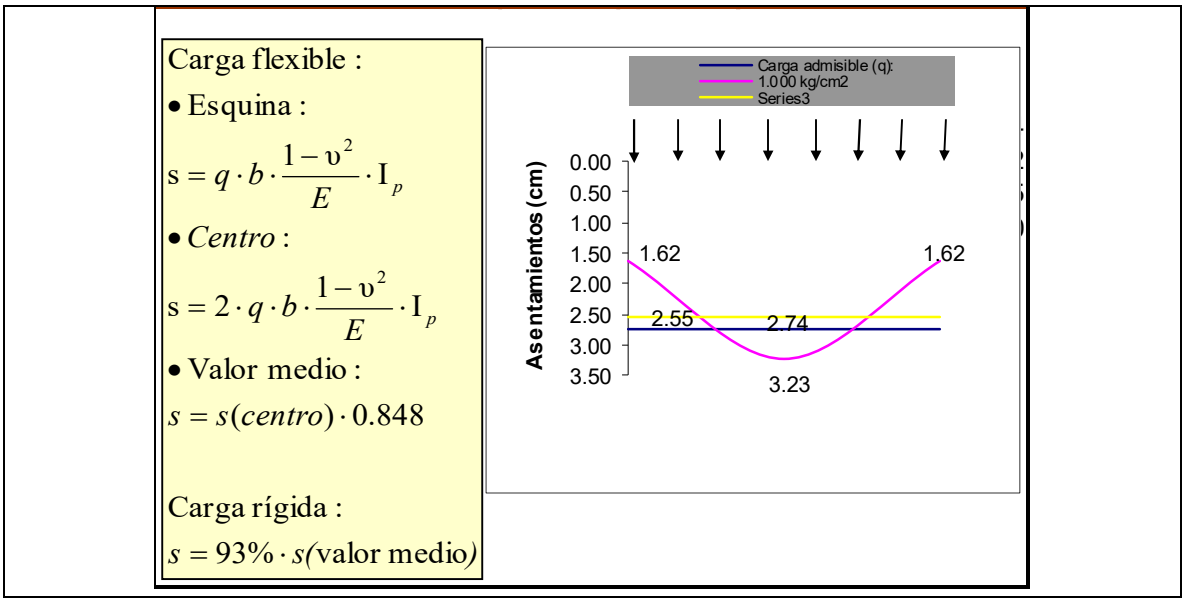


Figura 90. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	$I\sigma$	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma'p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m^2	m		ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2				m
0.000	0.313	0.150	0.756	7.561	7.874	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0060
0.300	0.938	0.450	0.476	4.756	5.694	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0033
0.600	1.564	0.750	0.327	3.265	4.829	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0021
0.900	2.189	1.050	0.238	2.380	4.569	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0014
1.200	2.815	1.350	0.181	1.811	4.626	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0009
1.500	3.440	1.650	0.142	1.424	4.864	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0006
1.800	4.066	1.950	0.115	1.149	5.215	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0005
2.100	4.691	2.250	0.095	0.947	5.638	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0003
2.400	5.317	2.550	0.079	0.793	6.110	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0003
2.700	5.942	2.850	0.067	0.675	6.617	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0002
3.000	3.128	1.500	0.160	1.600	4.728	0.708	1.820	0.200	0.020	0.0008
									$\Sigma\Delta$h en 20 años =	0.0163

Tabla 95. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 3.23 cm y los de por consolidación de 1.63 cm para un total de 4.86 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.7 Desarenador

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
2.42	4.85	4.11	15.00

Tabla 96. Asentamientos Desarenador

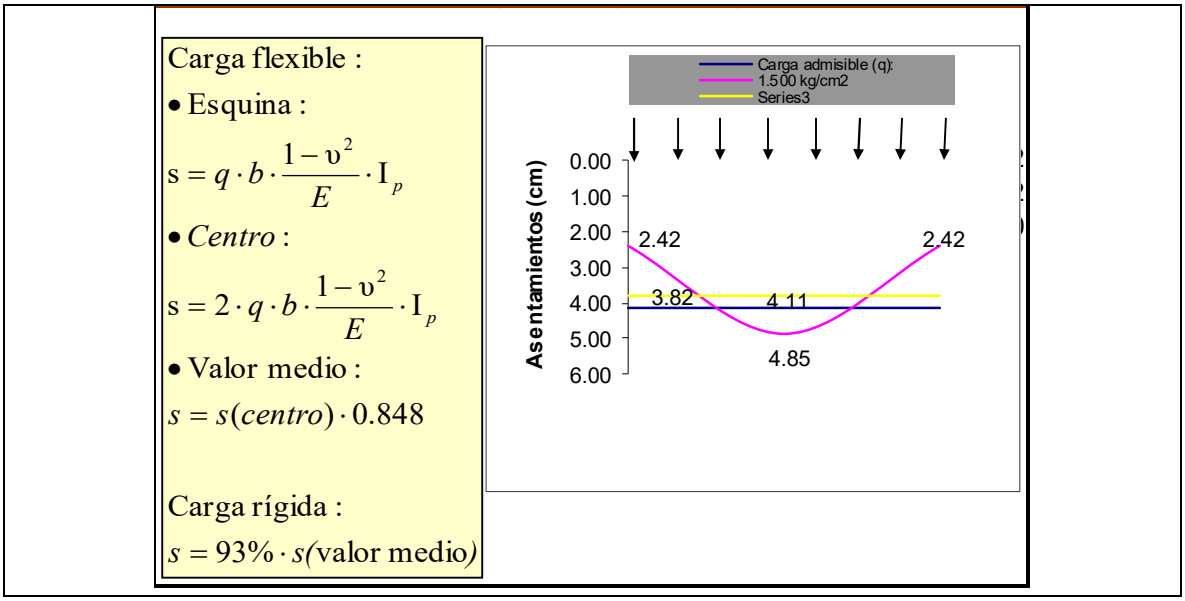


Figura 91. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	σo'	Z	Iσ	Δσ'	σo'+Δσ'	σ'p	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.302	0.150	0.756	11.342	11.644	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0068
0.300	0.905	0.450	0.476	7.134	8.039	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0040
0.600	1.508	0.750	0.327	4.898	6.405	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0027
0.900	2.111	1.050	0.238	3.569	5.680	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0018
1.200	2.714	1.350	0.181	2.716	5.430	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0013
1.500	3.317	1.650	0.142	2.136	5.452	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0009
1.800	3.920	1.950	0.115	1.724	5.643	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0007
2.100	4.523	2.250	0.095	1.420	5.943	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0005
2.400	5.126	2.550	0.079	1.190	6.316	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0004
2.700	5.729	2.850	0.067	1.012	6.740	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0003
3.000	3.015	1.500	0.160	2.400	5.415	0.737	1.820	0.200	0.020	0.0011
									Σ Δh en 20 años =	0.0204

Tabla 97. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 4.85 cm y los de por consolidación de 2.04 cm para un total de 6.89 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.8 Estación de bombeo 2

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
1.80	3.59	3.05	10.00

Tabla 98. Asentamientos Estación de bombeo 2

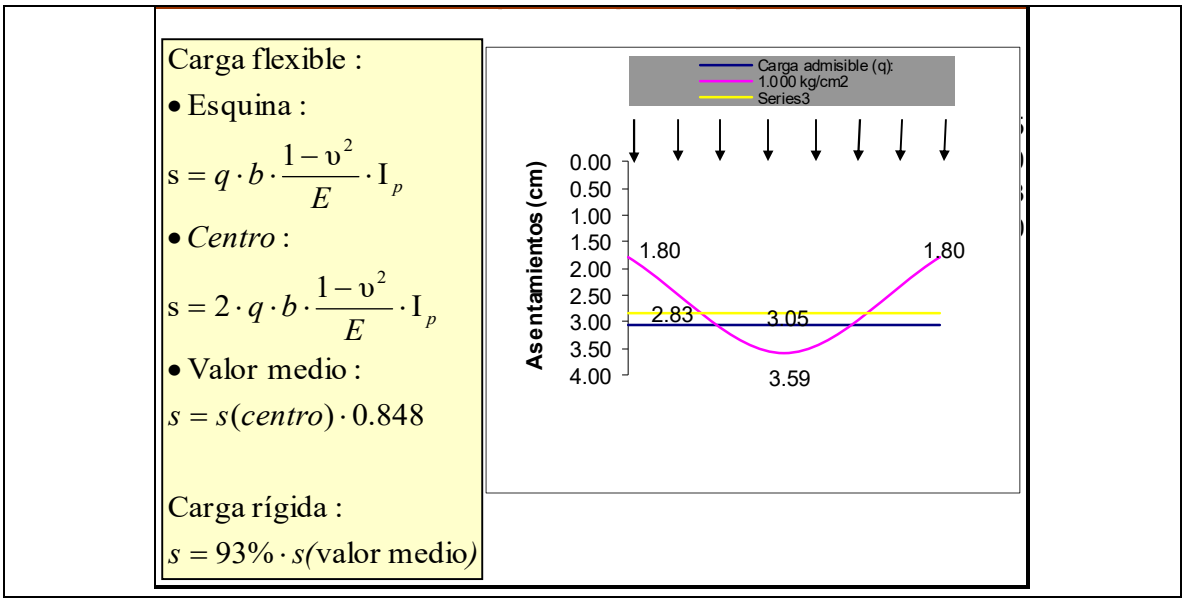


Figura 92. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	$I\sigma$	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma'p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.311	0.150	0.756	7.561	7.872	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0054
0.300	0.932	0.450	0.476	4.756	5.688	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0030
0.600	1.553	0.750	0.327	3.265	4.818	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0019
0.900	2.174	1.050	0.238	2.380	4.553	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0012
1.200	2.795	1.350	0.181	1.811	4.605	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0008
1.500	3.416	1.650	0.142	1.424	4.839	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0006
1.800	4.037	1.950	0.115	1.149	5.186	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0004
2.100	4.658	2.250	0.095	0.947	5.604	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0003
2.400	5.279	2.550	0.079	0.793	6.072	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0002
2.700	5.900	2.850	0.067	0.675	6.574	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0002
3.000	3.105	1.500	0.160	1.600	4.705	0.748	1.820	0.180	0.018	0.0007
									$\Sigma\Delta$h en 20 años =	0.0147

Tabla 99. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 3.59 cm y los de por consolidación de 1.47 cm para un total de 5.06 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.9 Red de distribución rural

Asentamientos carga flexible			
Esquina	**Centro**	**Valor medio**	**Carga total**
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
0.48	0.97	0.82	3.00

Tabla 100. Asentamientos Distribución rural

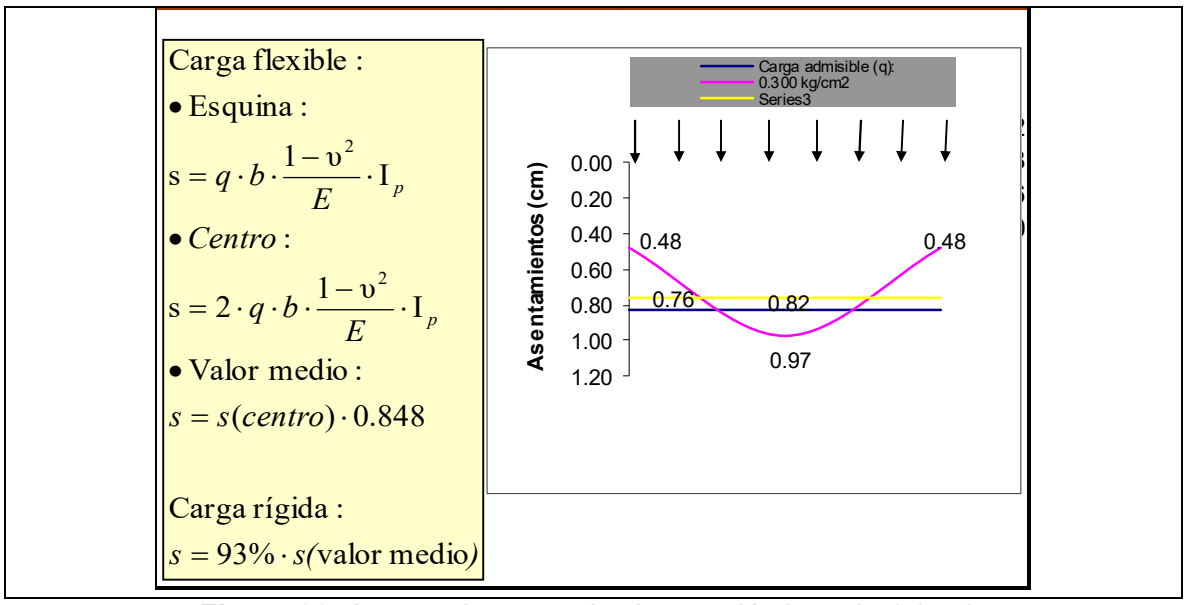


Figura 93. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	σo'	Z	Iσ	Δσ'	σo'+Δσ'	σ'p	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m²	m		ton/m²	ton/m²	ton/m²				m
0.000	0.297	0.150	0.756	2.268	2.565	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0040
0.300	0.891	0.450	0.476	1.427	2.318	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0018
0.600	1.485	0.750	0.327	0.980	2.465	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0009
0.900	2.079	1.050	0.238	0.714	2.793	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0005
1.200	2.673	1.350	0.181	0.543	3.216	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0003
1.500	3.267	1.650	0.142	0.427	3.694	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0002
1.800	3.861	1.950	0.115	0.345	4.206	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0002
2.100	4.455	2.250	0.095	0.284	4.739	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0001
2.400	5.049	2.550	0.079	0.238	5.287	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0001
2.700	5.643	2.850	0.067	0.202	5.845	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0001
3.000	2.970	1.500	0.160	0.480	3.450	0.585	1.820	0.200	0.020	0.0003
									ΣΔh en 20 años =	0.0085

Tabla 101. Asentamiento por consolidación

Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 0.97 cm y los de por consolidación de 0.85 cm para un total de 1.82 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.2.10 Red de distribución urbana

Asentamientos carga flexible			
Esquina	Centro	Valor medio	Carga total
(cm)	(cm)	(cm)	(T/m2)
0.54	1.08	0.91	3.00

Tabla 102. Asentamientos distribución urbana

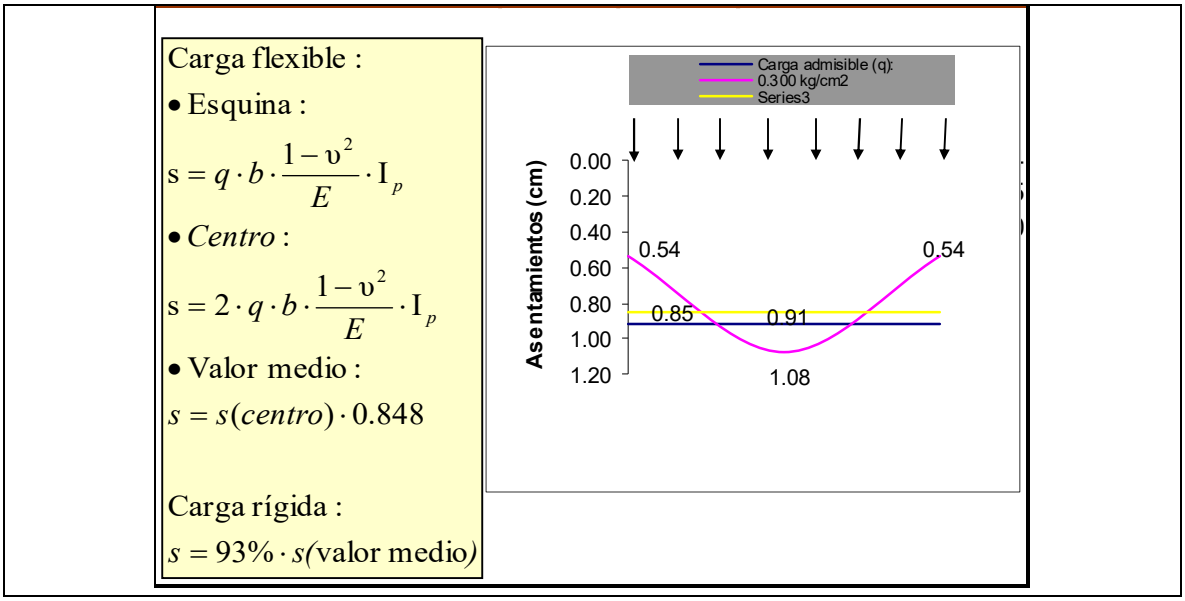


Figura 94. Asentamientos en la cimentación losa de 1.0 m2.
Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, se considera la capacidad portante para la profundidad de implantación de la estructura, lo cual nos permite identificar valores de asentamientos. Conforme al análisis se tiene que el peso propio del elemento a través del análisis estructural es el que se presenta a continuación, para lo cual es necesario realizar el cálculo de los asentamientos por consolidación.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

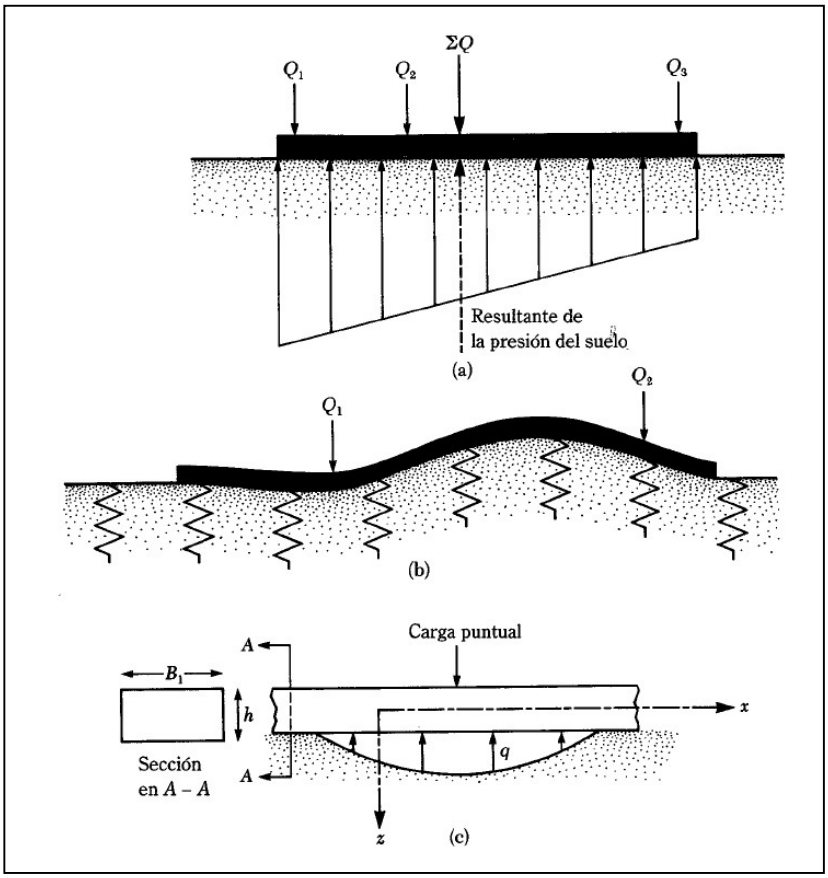
ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN										
Prof	$\sigma o'$	Z	$I\sigma$	$\Delta\sigma'$	$\sigma o'+\Delta\sigma'$	$\sigma'p$	e_o	Cc	Cr	ΔH
m	ton/m^2	m		ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2				m
0.000	0.270	0.150	0.756	2.268	2.538	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0041
0.300	0.810	0.450	0.476	1.427	2.237	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0019
0.600	1.350	0.750	0.327	0.980	2.330	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0010
0.900	1.890	1.050	0.238	0.714	2.604	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0006
1.200	2.430	1.350	0.181	0.543	2.973	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0004
1.500	2.970	1.650	0.142	0.427	3.397	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0002
1.800	3.510	1.950	0.115	0.345	3.855	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0002
2.100	4.050	2.250	0.095	0.284	4.334	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0001
2.400	4.590	2.550	0.079	0.238	4.828	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0001
2.700	5.130	2.850	0.067	0.202	5.332	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0001
3.000	2.700	1.500	0.160	0.480	3.180	1.100	1.820	0.200	0.020	0.0003
								$\Sigma\Delta$h en 20 años =		0.0090

Tabla 103. Asentamiento por consolidación

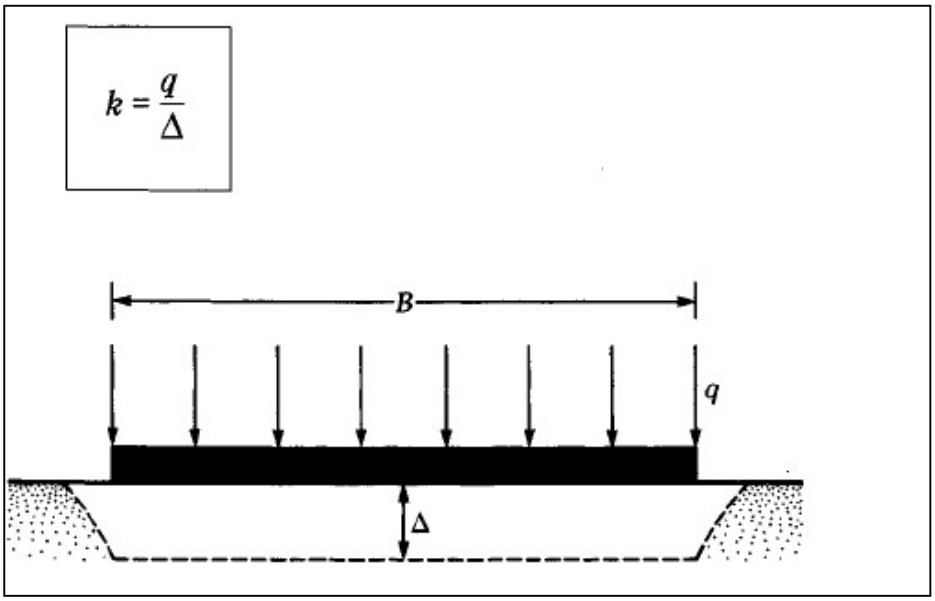
Con base en lo anterior, se infiere que los asentamientos inmediatos son de 1.08 cm y los de por consolidación de 0.90 cm para un total de 1.98 cm. Es de precisar que los asentamientos cumplen con el límite de asentamiento total propuesto por el NSR-2010 – H.4.9.2 – Limites de asentamientos totales para lo cual se considera un asentamiento máximo de 15 cm.

5.3 REACCIÓN DEL SUELO

Para el cálculo del módulo de reacción del suelo se tuvo en cuenta el método flexible aproximado de diseño, donde, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como muestra la figura, denominada a veces como la cimentación Winkler. La constante elástica de esos resortes supuestos se denomina el coeficiente k de reacción del subsuelo. Para entender los conceptos fundamentales del diseño de cimentaciones flexibles, considere una viga de ancho B1 y longitud infinita, como muestra la figura. La viga está sometida a una sola carga concentrada Q.



Para efectuar el análisis para el diseño estructural, deben conocerse los principios de la evaluación del coeficiente, k, de reacción del subsuelo. Donde en una cimentación de ancho B que está sometida a una carga por área unitaria q, la cual sufrirá un asentamiento, el coeficiente de módulo, k, del subsuelo se define como:



Las unidades de k son kN/m3. El valor del coeficiente de reacción del subsuelo no es una constante para un suelo dado. Éste depende de varios factores, como la longitud, L, y el ancho, B, de la cimentación y también de la profundidad del empotramiento de ésta. Terzaghi (1955) hizo un amplio estudio de los parámetros que influyen en el coeficiente de reacción del subsuelo. Determinó que el valor del coeficiente disminuye con el ancho de la

El valor de k se relaciona con cimentaciones grandes que midan B X B de la siguiente manera. Dependiendo el tipo de suelo a cimentar

Para cimentaciones rectangulares con dimensiones $B \times L$ (para suelo y q similares)

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1 + 0.5\,\frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

donde k = coeficiente del módulo del subsuelo de la cimentación rectangular $(L \times B)$

$k_{(B\times B)}$ = coeficiente del módulo del subsuelo de una cimentación cuadrada con dimensiones $B \times B$

5.3.1 Planta de tratamiento de agua potable

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	77114.70	60345.68	55212.30	52731.17	51269.87	50307.08	49624.95	49116.42

Tabla 104. Modulo reacción del Suelo PTAP
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.2 Lechos de secado

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	79487.46	62202.47	56911.14	54353.67	52847.40	51854.99	51151.87	50627.69

Tabla 105. Modulo reacción del Suelo lechos de secado
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.3 Paso elevado 1

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	59319.00	46419.75	42471.00	40562.44	39438.36	38697.75	38173.04	37781.86

Tabla 106. Modulo reacción del Suelo paso elevado 1
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.4 Paso elevado 2

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	41523.30	32493.83	29729.70	28393.71	27606.85	27088.43	26721.13	26447.30

Tabla 107. Modulo reacción del Suelo paso elevado 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.5 River scree 1 y 2

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	65250.90	51061.73	46718.10	44618.68	43382.20	42567.53	41990.34	41560.05

Tabla 108. Modulo reacción del Suelo River scree 1 y 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.6 Estación de bombeo 1

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	71182.80	55703.70	50965.20	48674.93	47326.03	46437.30	45807.65	45338.23

Tabla 109. Modulo reacción del Suelo Estación de bombeo 1
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.7 Desarenador

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	88978.50	69629.63	63706.50	60843.66	59157.54	58046.63	57259.56	56672.79

Tabla 110. Modulo reacción del Suelo Desarenador
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.8 Estación de bombeo 2

b (m)	1.0 (m)	2.0 (m)	3.0 (m)	4.0 (m)	5.0 (m)	6.0 (m)	7.0 (m)	8.0 (m)
k s (kN/m^3)	83046.60	64987.65	59459.40	56787.41	55213.70	54176.85	53442.26	52894.60

Tabla 111. Modulo reacción del Suelo Estación de bombeo 2
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.9 Red de distribución rural

b (m)	0.5 (m)	1.0 (m)	1.5 (m)	2.0 (m)	2.5 (m)	3.0 (m)	3.5 (m)	4.0 (m)
k s (kN/m^3)	44928.00	29659.50	25272.00	23209.88	22014.72	21235.50	20687.51	20281.22

Tabla 112. Modulo reacción del Suelo Red de distribución rural
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.3.10 Red de distribución urbana

b (m)	0.5 (m)	1.0 (m)	1.5 (m)	2.0 (m)	2.5 (m)	3.0 (m)	3.5 (m)	4.0 (m)
k s (kN/m^3)	71884.80	47455.20	40435.20	37135.80	35223.55	33976.80	33100.02	32449.95

Tabla 113. Modulo reacción del Suelo Red de distribución urbana
***Fuente. Elaboración Propia.**

5.4 CALCULO DE EMPUJES

Se realiza el cálculo de empuje de tierras en condición activo y pasivo, teniendo en cuenta las características del material presente:

Empuje activo

$$K_a = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$\sigma_a = \sigma'_z * K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

$$E_a = \int_{z_0}^{z} \left(\gamma' z * K_a - 2c'\sqrt{K_a}\right) dz$$

Empuje pasivo

$$K_a = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

$$\sigma_p = \sigma'_z * K_p + 2c'\sqrt{K_p}$$

$$E_p = \int_{z_0}^{z} \left(\gamma' z * K_p + 2c'\sqrt{K_p}\right) dz$$

5.4.1 Planta de tratamiento de agua potable

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	18.40	0.40	1.0	0.361	2.770	8.219	2.967	3.948	22.765	23.746	0.99	5.94
1.000	18.40	0.40	5.9	0.361	2.770	12.514	4.518	10.404	34.662	40.548	5.20	20.27
2.000	18.40	0.40	15.7	0.361	2.770	21.104	7.619	23.315	58.454	74.150	23.32	74.15
3.000	18.40	0.40	25.5	0.361	2.770	29.694	10.721	36.227	82.247	107.753	54.34	161.63
4.000	18.40	0.40	35.3	0.361	2.770	38.284	13.822	49.138	106.040	141.356	98.28	282.71
5.000	18.40	0.40	45.1	0.361	2.770	46.874	16.923	62.049	129.833	174.959	155.12	437.40
6.000	18.40	0.40	54.9	0.361	2.770	55.464	20.024	74.960	153.626	208.562	224.88	625.68
7.000	18.40	0.40	64.7	0.361	2.770	64.054	23.126	87.872	177.418	242.164	307.55	847.58
8.000	18.40	0.40	74.6	0.361	2.770	72.644	26.227	100.783	201.211	275.767	403.13	1103.07

Tabla 114. Determinación de empujes laterales estáticos PTAP

5.4.2 Lechos de secado

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	18.40	0.40	1.0	0.361	2.770	8.219	2.967	3.948	22.765	23.746	0.99	5.94
1.000	18.40	0.40	5.9	0.361	2.770	12.514	4.518	10.404	34.662	40.548	5.20	20.27
2.000	18.40	0.40	15.7	0.361	2.770	21.104	7.619	23.315	58.454	74.150	23.32	74.15
3.000	18.40	0.40	25.5	0.361	2.770	29.694	10.721	36.227	82.247	107.753	54.34	161.63
4.000	18.40	0.40	35.3	0.361	2.770	38.284	13.822	49.138	106.040	141.356	98.28	282.71
5.000	18.40	0.40	45.1	0.361	2.770	46.874	16.923	62.049	129.833	174.959	155.12	437.40
6.000	18.40	0.40	54.9	0.361	2.770	55.464	20.024	74.960	153.626	208.562	224.88	625.68
7.000	18.40	0.40	64.7	0.361	2.770	64.054	23.126	87.872	177.418	242.164	307.55	847.58
8.000	18.40	0.40	74.6	0.361	2.770	72.644	26.227	100.783	201.211	275.767	403.13	1103.07

Tabla 115. Determinación de empujes laterales estáticos Lechos de secado

5.4.3 Paso elevado 1

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	20.00	0.30	2.0	0.455	2.198	8.038	3.657	5.619	17.667	19.629	1.40	4.91
1.000	20.00	0.30	6.9	0.455	2.198	13.133	5.975	12.842	28.866	35.733	6.42	17.87
2.000	20.00	0.30	16.7	0.455	2.198	23.323	10.611	27.288	51.264	67.941	27.29	67.94
3.000	20.00	0.30	26.5	0.455	2.198	33.513	15.247	41.734	73.661	100.148	62.60	150.22
4.000	20.00	0.30	36.3	0.455	2.198	43.703	19.883	56.180	96.059	132.356	112.36	264.71
5.000	20.00	0.30	46.1	0.455	2.198	53.893	24.519	70.626	118.456	164.563	176.57	411.41
6.000	20.00	0.30	55.9	0.455	2.198	64.083	29.155	85.072	140.854	196.771	255.22	590.31
7.000	20.00	0.30	65.7	0.455	2.198	74.273	33.791	99.518	163.251	228.978	348.31	801.42
8.000	20.00	0.30	75.5	0.455	2.198	84.463	38.427	113.964	185.649	261.186	455.86	1044.74

Tabla 116. Determinación de empujes laterales estáticos Paso elevado 1

5.4.4 Paso elevado 2

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	19.60	0.60	0.0	0.422	2.371	9.800	4.133	4.133	23.238	23.238	1.03	5.81
1.000	19.60	0.60	3.9	0.422	2.371	15.676	6.611	10.535	37.171	41.095	5.27	20.55
2.000	19.60	0.60	13.7	0.422	2.371	25.466	10.740	24.474	60.385	74.119	24.47	74.12
3.000	19.60	0.60	23.5	0.422	2.371	35.256	14.869	38.413	83.598	107.142	57.62	160.71
4.000	19.60	0.60	33.4	0.422	2.371	45.046	18.997	52.351	106.812	140.166	104.70	280.33
5.000	19.60	0.60	43.2	0.422	2.371	54.836	23.126	66.290	130.026	173.190	165.72	432.98
6.000	19.60	0.60	53.0	0.422	2.371	64.626	27.255	80.229	153.240	206.214	240.69	618.64
7.000	19.60	0.60	62.8	0.422	2.371	74.416	31.383	94.167	176.454	239.238	329.59	837.33
8.000	19.60	0.60	72.6	0.422	2.371	84.206	35.512	108.106	199.668	272.262	432.42	1089.05

Tabla 117. Determinación de empujes laterales estáticos Paso elevado 2

5.4.5 River scree 1 y 2

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	20.50	3.00	0.0	0.406	2.464	10.250	4.160	4.160	25.255	25.255	1.04	6.31
1.000	20.50	3.00	0.0	0.406	2.464	20.500	8.320	8.320	50.510	50.510	4.16	25.26
2.000	20.50	3.00	0.0	0.406	2.464	41.000	16.640	16.640	101.020	101.020	16.64	101.02
3.000	20.50	3.00	0.0	0.406	2.464	61.500	24.960	24.960	151.531	151.531	37.44	227.30
4.000	20.50	3.00	9.8	0.406	2.464	72.190	29.299	39.109	177.870	187.680	78.22	375.36
5.000	20.50	3.00	19.6	0.406	2.464	82.880	33.638	53.258	204.209	223.829	133.14	559.57
6.000	20.50	3.00	29.4	0.406	2.464	93.570	37.976	67.406	230.548	259.978	202.22	779.93
7.000	20.50	3.00	39.2	0.406	2.464	104.260	42.315	81.555	256.888	296.128	285.44	1036.45
8.000	20.50	3.00	49.1	0.406	2.464	114.950	46.653	95.703	283.227	332.277	382.81	1329.11

Tabla 118. Determinación de empujes laterales estáticos River scree 1 y 2

5.4.6 Estación de bombeo 1

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	20.90	3.00	0.0	0.406	2.464	10.450	4.241	4.241	25.748	25.748	1.06	6.44
1.000	20.90	3.00	0.0	0.406	2.464	20.900	8.482	8.482	51.496	51.496	4.24	25.75
2.000	20.90	3.00	0.0	0.406	2.464	41.800	16.965	16.965	102.992	102.992	16.96	102.99
3.000	20.90	3.00	0.0	0.406	2.464	62.700	25.447	25.447	154.487	154.487	38.17	231.73
4.000	20.90	3.00	9.8	0.406	2.464	73.790	29.948	39.758	181.812	191.622	79.52	383.24
5.000	20.90	3.00	19.6	0.406	2.464	84.880	34.449	54.069	209.137	228.757	135.17	571.89
6.000	20.90	3.00	29.4	0.406	2.464	95.970	38.950	68.380	236.462	265.892	205.14	797.68
7.000	20.90	3.00	39.2	0.406	2.464	107.060	43.451	82.691	263.787	303.027	289.42	1060.59
8.000	20.90	3.00	49.1	0.406	2.464	118.150	47.952	97.002	291.111	340.161	388.01	1360.65

Tabla 119. Determinación de empujes laterales estáticos Estación de bombeo 1

5.4.7 Desarenador

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	20.10	3.00	0.0	0.406	2.464	10.050	4.079	4.079	24.762	24.762	1.02	6.19
1.000	20.10	3.00	0.0	0.406	2.464	20.100	8.158	8.158	49.525	49.525	4.08	24.76
2.000	20.10	3.00	0.0	0.406	2.464	40.200	16.316	16.316	99.049	99.049	16.32	99.05
3.000	20.10	3.00	0.0	0.406	2.464	60.300	24.473	24.473	148.574	148.574	36.71	222.86
4.000	20.10	3.00	9.8	0.406	2.464	70.590	28.650	38.460	173.928	183.738	76.92	367.48
5.000	20.10	3.00	19.6	0.406	2.464	80.880	32.826	52.446	199.281	218.901	131.11	547.25
6.000	20.10	3.00	29.4	0.406	2.464	91.170	37.002	66.432	224.635	254.065	199.30	762.19
7.000	20.10	3.00	39.2	0.406	2.464	101.460	41.178	80.418	249.989	289.229	281.46	1012.30
8.000	20.10	3.00	49.1	0.406	2.464	111.750	45.355	94.405	275.342	324.392	377.62	1297.57

Tabla 120. Determinación de empujes laterales estáticos Estación de bombeo 1

5.4.8 Estación de bombeo 2

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	20.70	3.00	0.0	0.406	2.464	10.350	4.201	4.201	25.501	25.501	1.05	6.38
1.000	20.70	3.00	0.0	0.406	2.464	20.700	8.401	8.401	51.003	51.003	4.20	25.50
2.000	20.70	3.00	0.0	0.406	2.464	41.400	16.803	16.803	102.006	102.006	16.80	102.01
3.000	20.70	3.00	0.0	0.406	2.464	62.100	25.204	25.204	153.009	153.009	37.81	229.51
4.000	20.70	3.00	9.8	0.406	2.464	72.990	29.624	39.434	179.841	189.651	78.87	379.30
5.000	20.70	3.00	19.6	0.406	2.464	83.880	34.043	53.663	206.673	226.293	134.16	565.73
6.000	20.70	3.00	29.4	0.406	2.464	94.770	38.463	67.893	233.505	262.935	203.68	788.81
7.000	20.70	3.00	39.2	0.406	2.464	105.660	42.883	82.123	260.337	299.577	287.43	1048.52
8.000	20.70	3.00	49.1	0.406	2.464	116.550	47.303	96.353	287.169	336.219	385.41	1344.88

Tabla 121. Determinación de empujes laterales estáticos Estación de bombeo 2

5.4.9 Red de distribución rural

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	19.80	0.50	0.0	0.422	2.371	9.900	4.175	4.175	23.475	23.475	1.04	5.87
1.000	19.80	0.50	4.9	0.422	2.371	14.895	6.282	11.187	35.319	40.224	5.59	20.11
2.000	19.80	0.50	14.7	0.422	2.371	24.885	10.495	25.210	59.007	73.722	25.21	73.72
3.000	19.80	0.50	24.5	0.422	2.371	34.875	14.708	39.233	82.695	107.220	58.85	160.83

Tabla 122. Determinación de empujes laterales estáticos Red de distribución rural

5.4.10 Red de distribución urbana

Empujes Activos y Pasivos

Prof m	γ kN/m3	Nivel freático	Presión de poros	Ka	Kp	σv' kPa	σha´ kPa	σha kPa	σhp´ kPa	σhp kPa	Ea kN/m	Ep kN/m
0.500	18.00	0.50	0.0	0.390	2.561	9.000	3.514	3.514	23.050	23.050	0.88	5.76
1.000	18.00	0.50	4.9	0.390	2.561	13.095	5.113	10.018	33.537	38.442	5.01	19.22
2.000	18.00	0.50	14.7	0.390	2.561	21.285	8.311	23.026	54.512	69.227	23.03	69.23
3.000	18.00	0.50	24.5	0.390	2.561	29.475	11.509	36.034	75.488	100.013	54.05	150.02

Tabla 123. Determinación de empujes laterales estáticos Red de distribución urbana

6 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Los resultados de capacidad portante y asentamientos, se consideran admisibles para las estructuras, sin embargo, el ingeniero estructural puede hacer las correcciones de geometría pertinentes, en función a las cargas determinadas y a las características de resistencia del suelo de fundación.

Si se presentan cambios de nivel mayores a 1.00 m se deberá informar para realizar los análisis de estabilidad y proponer la geometría de las obras de contención que se requieran.

A continuación, se presentan las recomendaciones constructivas para las estructuras a construir en el sector de estudio.

6.1 EXCAVACIÓN PROFUNDIDADES INFERIORES A 1 METRO

Se realizarán excavaciones a cielo abierto con taludes laterales de inclinación de 45 grados, estas excavaciones se deben realizar con equipo adecuado y que realice las excavaciones en una sola fase de excavación.

A continuación, se presenta la relación adecuada para las excavaciones de acuerdo al tipo de material predominante de la zona de estudio

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Figura 95. Pendiente propuesta para las excavaciones

6.2 EXCAVACIÓN PROFUNDIDADES INFERIORES A 2 METROS

Para las excavaciones proyectadas, se debera realizar el respectivo manejo y abatimiento de las aguas subsuperficiales, subterraneas y provenientes de la escorrentia mediante un sistema de bombeo, el cual debe estar debidamente conectado con una red de drenaje que realice el descole directamente en la red pluvial mas cercana.

Para las excavaciones proyectadas con una profundidad inferior a 2 metros, se deben realizar con equipos adecuados en una sola fase con pared vertical, protegiendo de forma inmediata la pared de la misma, se deben proteger las paredes de la excavación mediante el uso de entibados de tipo metálico.

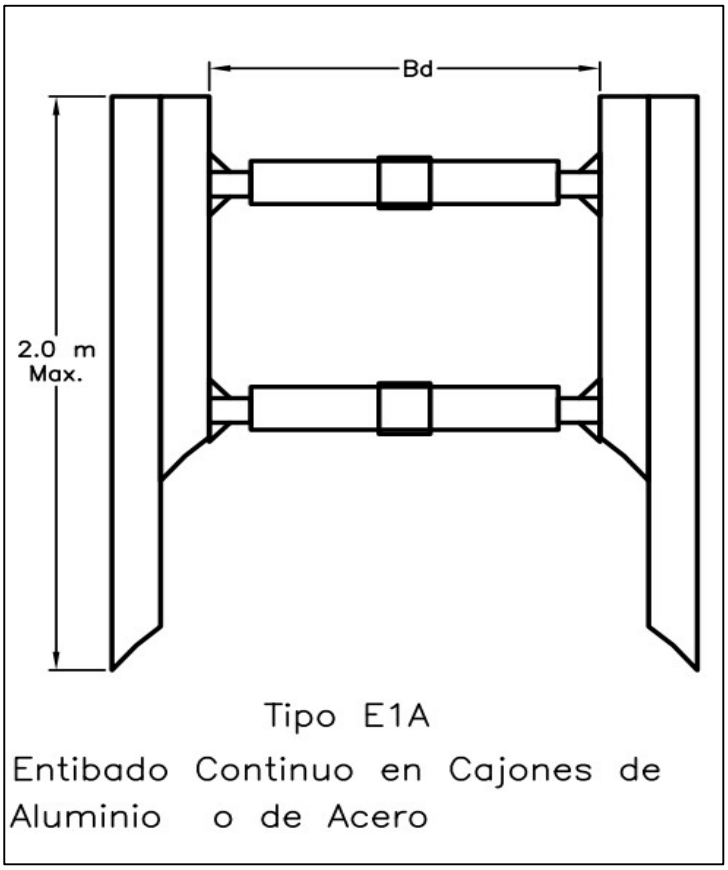


Figura 96. Entibado E1A

6.3 RECOMENDACIONES EXCAVACIONES CON PROFUNDIDADES ENTRE 2 METROS Y 3 METROS

Para las excavaciones proyectadas, se debera realizar el respectivo manejo y abatimiento de las aguas subsuperficiales, subterraneas y provenientes de la escorrentia mediante un sistema de bombeo, el cual debe estar debidamente conectado con una red de drenaje que realice el descole directamente en la red pluvial mas cercana.

Para las excavaciones proyectadas con una profundidad inferior a 3 metros, se deben realizar con equipos adecuados en una sola fase con pared vertical, protegiendo de forma inmediata la pared de la misma, se deben proteger las paredes de la excavación mediante el uso de entibados de tipo metálico deslizante.

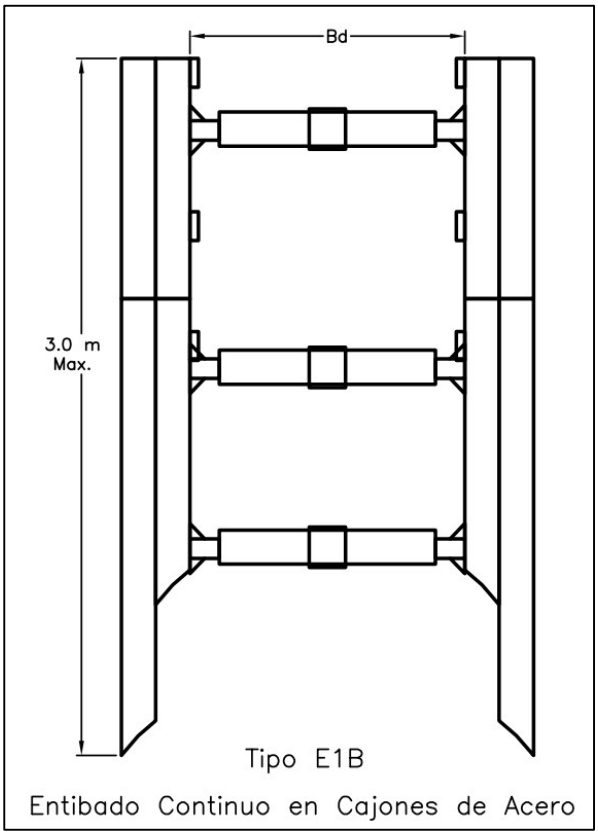


Figura 97. Entibado E1B

6.4 RECOMENDACIONES EXCAVACIONES CON PROFUNDIDADES MAYORES A 3 METROS

Para las excavaciones proyectadas, se debera realizar el respectivo manejo y abatimiento de las aguas subsuperficiales, subterraneas y provenientes de la escorrentia mediante un sistema de bombeo, el cual debe estar debidamente conectado con una red de drenaje que realice el descole directamente en la red pluvial mas cercana.

El entibado deslizante consiste en un sistema continuo en acero, compuesto por columnas, vigas transversales tipo codal y paneles, que permiten una protección total de las paredes de la excavación.

a continuación, se presenta el esquema del entibado proyectado:

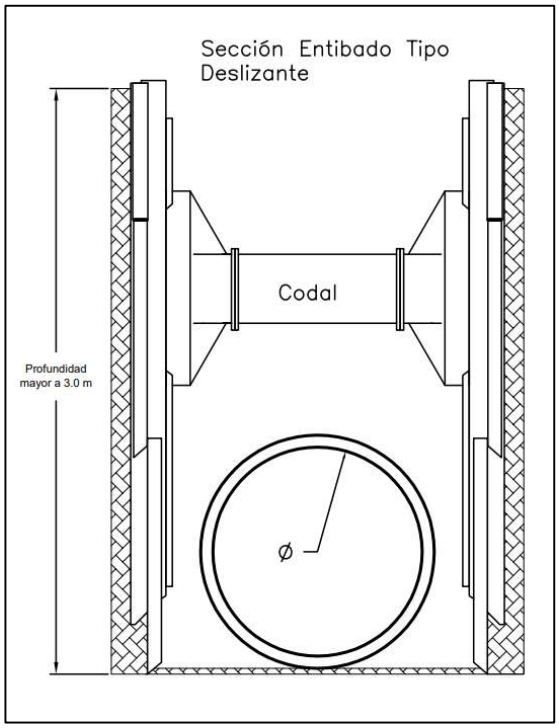


Figura 98. Entibado E2

Las paredes de los entibados se deberan rellenar con recebo seleccionado debidamente compactado el cual debera cumplir los siguientes requisitos:

6.5 EXCAVACIÓN

Como ya se mencionó se realizarán excavaciones a cielo abierto, de pared vertical, estas excavaciones se deben realizar con equipo adecuado y que realice las excavaciones en varios tramos intercalados para poder evitar desprendimiento de material.

Se realizarán excavaciones a cielo abierto, de pared vertical, estas excavaciones se deben realizar con equipo adecuado y que realice las excavaciones en una sola fase de excavación.

Las excavaciones correspondientes deben llevarse a cabo en el menor tiempo posible y realizar los trabajos de construcción, inmediatamente después de haber llegado al nivel de fundación.

Para el manejo de aguas de escorrentía superficial o de infiltración se debe realizar la evacuación de estas por medio de equipos adecuados y realizando la disposición en la red de aguas lluvias más cercana.

6.5.1 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA LOS ENTIBADOS

A continuación, se describe el proceso constructivo propuesto para la excavación de redes utilizando zanjas y entibados estructurales o tablestacados.

Este procedimiento puede ser optimizado en la etapa de construcción por el contratista de obra de acuerdo con la experiencia que este posea en el desarrollo de obras similares a las aquí diseñadas.

Para la elaboración del proceso constructivo se han tenido en cuenta los condicionantes que presentan las obras de construcción:

Como ya se mencionó se deben realizar excavaciones a cielo abierto, de pared vertical, por lo cual estas excavaciones se deben realizar con equipo adecuado y que realice las excavaciones en una sola fase de excavación.

El terreno se clasifica como suelo, en su mayoría arcilloso y limoso con presencia de arenas y gravas en menor cuantía, por lo que la excavación puede realizarse con medios mecánicos convencionales (retroexcavadora) y perfilados manuales en el fondo de la excavación de tal forma que se garantice apoyo uniforme de la tubería instalada y un ancho de zanja de acuerdo con los planos de diseño.

Teniendo en cuenta estas limitaciones, se describe a continuación el proceso constructivo paso a paso:

1.Corte y retirada de pavimento superficial

2.Excavación por medios manuales hasta 1,2 m de profundidad para la detección de servicios. Si existe absoluta seguridad que no se afectarán redes de servicios existentes este primer metro de excavación puede realizarse por medios mecánicos.

3.Hinca de los perfiles metálicos especificados en el diseño geotécnico del entibado (EC-1 EC-2) a ambos lados de la futura zanja (si la profundidad de la excavación es superior a 1,5 m) con una separación longitudinal entre perfiles de acuerdo lo que indiquen los planos o la especificación del entibado. Los perfiles se separan transversalmente de acuerdo con el ancho de zanja definido para cada tramo a construir. Los perfiles deben alcanzar, al menos H/5 bajo la cota de excavación prevista, siendo H la profundidad de la excavación.

4.Introducción de paneles de entibado entre los perfiles hincados y el terreno a sostener, hasta la profundidad excavada y colocación de primer nivel de apuntalamientos entre 0,5 y 1,0 m de profundidad, según lo indicado en los planos.

5.Continuación de la excavación con retroexcavadora hasta 2,5 m de profundidad, con una inclinación del frente de la excavación entre 45° y 60° aproximadamente para una mayor facilidad constructiva. La longitud del tramo excavado debe ser de 8,0 m más la distancia requerida.

6.A medida que avance la excavación se deben desplazar los paneles de entibado hacia el fondo excavado empujándolos con nuevos paneles ubicados en la parte superior de los ya instalados. Una vez se alcance una profundidad indicada en los planos, se instalará el segundo nivel de apuntalamiento.

7.Si el tramo a instalar no se localiza sobre tuberías existentes se procederá con excavación mecánica hasta alcanzar una profundidad entre 10 y 15 cm por encima del fondo de la excavación y a partir de este nivel se continuará de forma manual de tal forma que no se altere el terreno de apoyo.

8.Si el tramo a instalar se localiza sobre una red existente, antes de realizar la demolición del tramo a remplazar se deberán implementar medidas de manejo y control del caudal presente en la red para evitar inundar la zanja lo cual puede ocasionar inestabilidades en los entibados y por consiguiente en las paredes de la excavación. Dentro de las medidas para el control de caudal que se pueden implementar se encuentran:
Taponamiento temporal de las cámaras de inspección aguas arriba del tramo intervenido.
Taponamiento temporal de las acometidas existentes en la red intervenida.
Instalación temporal de manijas de trabajo. Será responsabilidad del contratista adelantar las acciones necesarias para garantizar el desarrollo de los trabajos en seco.

9.Tan pronto se termine la excavación mecánica y manual y que el fondo de la excavación sea avalado por la interventoría del proyecto se procederá con la instalación de una capa de material como encamado con características de acuerdo al tipo de cimentación definido.

10.A continuación se procederá con la instalación de la tubería y para tal fin puede ser necesario el desplazamiento temporal de los puntales más cercanos al frente de la excavación, logrando que la tubería pueda ser ubicada en el fondo de la excavación sin deflactarla. Para facilitar esta operación no se debe colocar ningún apuntalamiento a una distancia inferior a 2,0 m desde el fondo de la excavación. Antes de quitar cualquier puntal se deberán ubicar dos puntales provisionales los más próximos posibles al eliminado, garantizando que no se presenten concentraciones de esfuerzos en la estructura y esta pueda colapsar.

11.Una vez se ubique la tubería y antes de acoplarla a la cámara de inspección o al tramo anterior de debe garantizar que no existan piedras, suelos blandos o escombros bajo la tubería a causa de la bajada del tubo. Se colocará una estructura de empuje en el frente del tubo (Elementos de madera), se limpiará la campana del tubo instalado y se lubricará el empaque del nuevo tubo antes de empujar y ajustar el elemento.

12.El empuje de la tubería se realizará con ayuda de la retroexcavadora hasta conseguir el acople correcto con el tramo de tubería anterior.

13.Antes de iniciar el llenado de la zanja deberá instalarse una estructura de transición que permita el funcionamiento de la red hasta el inicio de la siguiente etapa de construcción. Este elemento debe garantizar que además de existir un funcionamiento hidráulico la zanja pueda ser llenada. El llenado de la zanja se realizará una vez se dé la aprobación de la instalación por parte de la Interventoría. El relleno inicial y final de la tubería se realizarán con los materiales y las especificaciones contenidas en los planos de diseño. Las primeras capas de llenado de la zanja se deben compactar con pisón manual hasta alcanzar 30 cm sobre la clave de la tubería, para evitar esfuerzos o vibraciones perjudiciales para la tubería. Se debe rellenar simultáneamente a ambos lados de la tubería para evitar esfuerzos laterales sobre ella. A partir de ese punto, se recomienda la colocación de capas de 30 cm de espesor y realizar compactación mecánica. El número de pasadas del equipo de compactación estarán definidas por la clase de material, el equipo utilizado y la densidad especificada.

14.El llenado y compactado del resto de la zanja se realizará con material propio de la excavación, siempre y cuando cumpla con los requerimientos de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado. Los materiales se compactarán en capas de máximo 30 cm de espesor hasta alcanzar el 95% del Proctor Modificado.

15.Los apuntalamientos y paneles del entibado serán retirados a medida que se realice el llenado de la zanja, siempre y cuando el tramo de zanja en el cual se efectúe el retiro del entibado, no presente problemas de inestabilidad y el relleno se coloque inmediatamente hasta cubrir mínimo 50 cm por encima de la clave de la tubería en todo el tramo considerado. Los paneles deben contar con un elemento de unión entre ellos, para permitir la extracción del panel inferior tirando desde el panel superior, si es el caso. Los perfiles metálicos se quitarán un metro antes que el relleno alcance la rasante de la vía y los huecos dejados en el terreno deben ser rellenados convenientemente con material propio de la excavación.

16.Teniendo en cuenta que las obras se realizarán en una zona con gran afluencia de tráfico vehicular y peatonal se estima que los trabajos a ejecutar serán nocturnos y que durante el día existirá una movilidad limitada, pero sin obras. Por lo tanto, se considera que las

excavaciones se llenarán totalmente al final de cada jornada. Este hecho implica que las cantidades de excavación y el relleno y compactación (sin material) de los rellenos se incrementarán en un 40% para tramos de 6,0 m de longitud y 5,0 m de profundidad.

6.6 RECOMENDACIONES PARA EL RELLENO

Se recomienda realizar el relleno de las paredes laterales de la estructura con materiales seleccionados, Recebo que cumpla con las siguientes características:

Relleno con Recebo seleccionado

El material considerado debe cumplir los siguientes requisitos mínimos:

- Debe encontrarse homogeneo, sin presencia de ningun tipo de residuo antropico
- Contenido de materia organica menor al 1%
- Tamaño máximo del material debe ser de 1”
- Porcentaje que pasa el tamiz 200 máximo 25%
- Limite liquido menor al 45%
- Indice de plasticidad debe ser menor al 12%
- Porcentaje que pasa el tamiz 200 máximo 20%
- La distribución granulometrica debe encontrarse dentro del siguiente huso:

Tabla 124: Husos granulométricos

Tamiz	Porcentaje que pasa
1”	100%
No. 4	30% - 75%
No. 40	10% - 40%
No. 200	5% - 25%

La instalacion se debe realizar en capas de 15 cm de espesor mediante apisonado con pisones apropiados o planchas vibratorias y se debe realizar el control de calidad del material mediante la verificación de los requisitos propuestos anteriormente, el porcentaje

mínimo de compactación de la capa instalada debera ser **mínimo** el 95% del peso unitario seco máximo de laboratorio y la capacidad de soporte de la capa evaluado bajo ese nivel de compactación debera ser de mínimo el 10%.

6.7 POTENCIAL DE EXPANSIVIDAD

Ante la presencia de un suelo potencialmente expansivo se recomienda tomar la siguiente alternativa:

1) Modificar las propiedades expansivas del suelo mediante procedimientos: estabilización mediante cal, cemento, inyecciones, etc.

Esta recomendación de fundamenta en lo siguiente

La acción, tanto de la cal, como la del cemento consisten en modificar las características plásticas del suelo, reduciendo el límite líquido, el Índice de Plasticidad e incrementado el límite de contracción. La cantidad a agregar de cal y de cemento es de 2 % en peso de la mezcla, esto con el fin de disminuir el potencial de expansividad en los tres tramos de estudio.

A continuación, se presenta las recomendaciones constructivas a tener en cuenta al momento de ***emplear esta alternativa con Cal:***

a) Se deberá escarificar en todo el ancho de la capa que se va a mezclar, hasta una profundidad suficiente para que, una vez compactada, la capa estabilizada alcance el espesor señalado en los planos de estudio.

b) La cal podrá aplicarse en bolsas o a granel. En cualquier caso, se esparcirá sobre el agregado pulverizado empleando el procedimiento aceptado por el Interventor durante la fase de experimentación, este sólo podrá extenderse en la superficie que pueda quedar terminada en la jornada de trabajo.

c) Inmediatamente después de ser esparcido el cemento, se efectuará la mezcla, empleando el equipo aprobado, en todo el espesor establecido hasta que la mezcla sea homogénea.

d) Posteriormente se realizará la compactación de la mezcla de acuerdo con el plan propuesto por el contratista y aprobado por el Interventor. Estos trabajos de compactación deberán ser terminados en un lapso mayor a dos (2) horas desde el inicio de la mezcla.

e) Una vez terminada la compactación, la superficie deberá mantenerse húmeda hasta que se aplique el riego de curado.

f) Las juntas entre trabajos realizados en días sucesivos deberán cuidarse para proteger la capa construida cuando se vaya a esparcir y compactar la adyacente. Al término de la jornada de trabajo se formará una junta transversal perpendicular al eje de la calzada, haciendo un corte vertical en el material compactado. Si la base estabilizada no se construye en todo el ancho de la calzada sino por franjas, deberán disponerse también, mediante un procedimiento aceptable por el Interventor, juntas longitudinales en corte vertical y paralelas al eje longitudinal de la calzada.

g) La base estabilizada con cal sólo podrá abrirse al tránsito de vehículos y al de los equipos de construcción a los siete (7) días de su compactación. La apertura será inicialmente durante un tiempo corto que permita verificar el comportamiento de la capa compactada y localizar las áreas que deban ser objeto de corrección. [1]

6.8 NIVEL FREATICO

En dado caso que se llegue a presenciar el nivel freático en cualquiera de las locaciones de las estructuras hidraulicas, se recomienda realizar la utilización de los siguientes métodos de abatimiento:

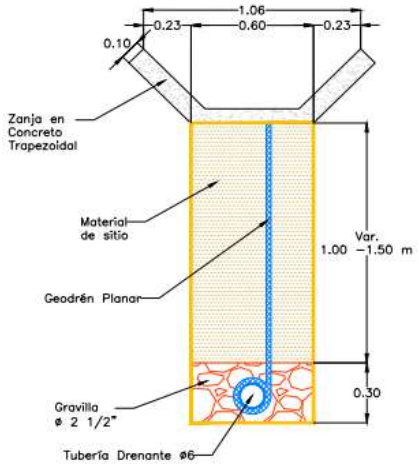
Filtro Frances: Es de precisar que las obras propuestas son esquemáticas, lo cual implica que el proyectista hidráulico, las debe diseñar de acuerdo a los requerimientos hidráulicos del sitio. Se recomienda la instalación de un filtro francés con sección mínima de 60cm x 30cm.

En relación con las características de la grava del filtro, es necesario realizar un control riguroso de la gradación del material, para lo cual se recomienda la siguiente:

PORCENTAJE ADMISIBLE					
TAMIZ			Filtro francés Opciones		
Nº	pulg.	cm.	min.	max.	Prom.
3	3,0	7,62	100	100	100
2	2,0	5	100	100	100
1 1/2	1,5	3,75	100	100	100
1	1,0	2,5	100	100	100
3/4	0,750	1,91	100	100	100
3/8	0,375	0,95	100	100	100
4	0,250	0,48	94,1	100	97,05
8	0,125	0,32	80,4	99,2	89,8
10	0,100	0,2	73,1	100	86,55

Fuente: Recomendado por las especificaciones técnicas del IDRD, Bogotá versión 2013

Es de precisar que el filtro que se utilizará para envolver la estructura será de tipo NT (No tejido) y deberá cumplir con las especificaciones propuestas en el Art 673-13 (Subdrenes con geotextil y material granular) de las especificaciones del Instituto Nacional de Vías versión 2013, de la misma forma durante el desarrollo del proceso constructivo se deben controlar los aspectos propuestos en el Art 673-13.



DETALLE 2
ZANJA DE RECOLECCIÓN CON TRINCHERA DRENANTE
ESCALA 1:15

DREN VIAL PERIMETRAL: Se recomendó la construcción de un sistema de subdrenaje para la captación, conducción y evacuación de fluidos, compuesto por una lámina nodular drenante llamada Lamidren Pavco, la cual es la encargada de conducir en su plano el fluido que pasa a través de un geotextil de filtro reteniendo las partículas del suelo, este sistema se complementó en la base con un Geodrén Vial de tubería en PVC perforada Pavco, con el fin de generar el medio de evacuación de los fluidos captados por el geocompuesto

6.9 PILOTES

GENERALIDADES

Los materiales y procedimientos usados en la fabricación de los pilotes deberán ser previamente aprobados por el Interventor y estarán sujetos a su inspección durante la ejecución de los trabajos; deberán permitir la producción de una manera ordenada, que garantice la obtención de un producto de características uniformes, de acuerdo con los diseños y dentro de las especificaciones. La compactación del concreto se hará por vibración. La zona de fabricación deberá ser adecuada para el buen desarrollo de todas las operaciones, perfectamente lisa y plana. Adicionalmente, se comprobará que en el terreno no se producirán asentamientos que generen esfuerzos indeseados en los elementos

prefabricados, durante y después de su endurecimiento, ni deformaciones geométricas más allá de las tolerables.

EQUIPO

Las formaletas para la fabricación de los pilotes serán metálicas, con acceso para el vibrado del concreto. Sus láminas deberán ser lo suficientemente robustas para que las caras del pilote queden planas y lisas.

FABRICACION

Solamente se autorizará la colocación del concreto, cuando el Interventor haya comprobado la exactitud en las dimensiones de las formaletas y la correcta colocación del acero de refuerzo, con un recubrimiento mínimo según los planos del proyecto, pero no menor a cinco centímetros (5 cm). Si la sección del pilote es poligonal se dispondrá, como mínimo, una (1) varilla de armadura longitudinal en cada vértice. Si la sección es circular se repartirán uniformemente en el perímetro, con un mínimo de seis (6). En cualquier caso, serán de una sola pieza. Si es necesario empalmar varillas en la armadura longitudinal, no podrá coincidir más de un traslapo en la misma sección transversal del pilote.

En los pilotes de hormigón armado, sin pretensar, la armadura longitudinal tendrá una cuantía respecto al área de la sección transversal del pilote no menor del uno con veinticinco por ciento (1,25%) y el diámetro de las varillas no será menor de doce milímetros (12 mm). La armadura transversal tendrá una cuantía no menor del cero con dos por ciento (0,2%) respecto al volumen del pilote, en toda su longitud, y su diámetro no será menor de seis milímetros (6 mm). En punta y cabeza, y en una longitud no menor de tres (3) veces el diámetro de la circunferencia que circunscribe a la sección transversal del pilote, se duplicará dicha cuantía.

La punta del pilote, en una longitud mínima de treinta centímetros (30 cm), será protegida con una punta de acero estructural, la cual estará soldada a las armaduras longitudinales y suplementarias de refuerzo.

El vaciado del concreto para cada pilote deberá ser continuo desde el inicio hasta su terminación; debiendo iniciarse en la cabeza del pilote y continuar hacia la punta. El concreto deberá ser vibrado, con procedimientos adecuados que no produzcan segregación de los agregados ni desplacen el acero de refuerzo o las formaletas. Al terminar la fabricación de cada pilote, se deberán marcar cerca de la cabeza el número de identificación, la fecha de fabricación, en su caso, la de pretensado, su longitud y los puntos de izada. Cualquier uso de acelerantes requerirá la autorización previa del Interventor.

CURADO

El curado del concreto se extenderá por un período mínimo de siete (7) días, a no ser que el Constructor pueda aplicar procedimientos que permitan acortar ese tiempo.

MANEJO

El manejo de los pilotes durante la remoción de formaletas, curado, transporte y almacenamiento deberá ser tal, que no produzca sino esfuerzos mínimos en el concreto, principalmente los de flexión, y evite fisuras, roturas, descascaramiento u otros daños, principalmente con pilotes que vayan a ser expuestos a agua salada o con sulfatos, para que sus materiales no sean sometidos a ellos. El transporte de los pilotes desde el sitio de fabricación, solamente se podrá efectuar cuando el concreto haya alcanzado por lo menos un ochenta por ciento (80%) de la resistencia mínima a compresión especificada para los veintiocho (28) días.

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.

6.10 REDES

En la construcción del sistema suelo-tubería deben considerarse específicamente cinco zonas principales que son:

- cimentación,
- cama de soporte,
- zona de atraque,
- relleno inicial
- relleno final.

Se especifica en el diseño los espesores.

Se debe especificar la calidad de los materiales y las especificaciones de construcción correspondientes en cada una de las zonas mencionadas como se menciona en el Capítulo de Excavaciones de este informe.

Debe tener en cuenta entre otras, si la tubería es rígida o flexible, si se coloca en zanja o en relleno, las características del material de fabricación de la tubería y las recomendaciones dadas por los fabricantes respectivos. El diseñador debe verificar la capacidad de carga de los suelos que soportan las cargas de la tubería.
La zona de atraque o sea aquella ubicada entre la cama de soporte y la línea media de la tubería debe someterse a un proceso de colocación muy cuidadoso. Este material debe colocarse uniformemente garantizando el llenado de todos los vacíos por debajo del tubo. La compactación debe realizarse manualmente a menos que exista el espacio disponible para garantizar una adecuada compactación mecánica.

El material debe consistir en agregados triturados o arenosos o cualquier material bien gradado de tamaño intermedio o que se especifique en las recomendaciones del proveedor de las tuberías a instalar. Cuando pueda presentarse nivel freático elevado, no deben utilizarse arenas o alternativamente deben tomarse las precauciones para evitar la migración de partículas a otros estratos.

El relleno inicial, o sea el material que cubre el resto de la tubería y que sube hasta aproximadamente 200 mm por encima de la parte superior de la tubería debe garantizar el anclaje adecuado de la tubería, la protección contra daños por colocación del relleno final y asegurar una distribución uniforme de cargas en la parte superior de la tubería. Para el

relleno inicial debe utilizarse un material que logre buena compactación sin la aplicación de mucha energía. Se prohíbe la utilización de material arcilloso que requiera compactación mecánica. Los materiales de la zona, permiten su separación entre finos (arenas y limos) y gravas de variado tamaño, lo que permitirá utilizar el material como relleno sobre el atraque del tubo, pero sin sobre tamaños. No se permite la compactación mecánica de este material a menos que se demuestre explícitamente que esta no le produce daño a la tubería. El material a utilizar en el relleno final debe ser un material de fácil compactación para evitar la ocurrencia de asentamientos futuros. Deben tomarse las precauciones en la fase de construcción para no arrojar el material del relleno final desde alturas muy grandes de manera que se garantice que este proceso no va a afectar la tubería ni el material del relleno inicial. La capacidad de carga de las tuberías de cualquier material está influenciada por el sistema tubería-suelo, aunque la importancia relativa de las diferentes áreas varía dependiendo del tipo de material de la tubería. El diseñador debe consultar toda la información disponible y las especificaciones aplicables para ser utilizadas en el diseño para cada tipo de tubería y de material utilizado en la construcción.

6.11 MATERIALES

Si se encuentran niveles o infiltraciones de agua, en la etapa de excavación, se deben tomar todas las medidas necesarias para evacuar estas aguas que no se afecte ni se desestabilice la zona del proyecto, se realizará el bombeo de esta agua a la red de alcantarillado pluvial o sanitario más cercana. Se deberá utilizar el equipo adecuado para la evacuación de esta agua, para esto se construirá en el sitio más bajo del tramo excavado una caja (sobre excavación) para acumular las aguas en este punto y así mejorar su evacuación.

Según los requerimientos del proyecto se consideran algunas recomendaciones para los procesos constructivos en la fase de excavación de las obras a realizar en cada uno de los trazados que requiera el proyecto.

Se recomienda utilizar equipos adecuados para el desarrollo de las excavaciones. Es necesario proteger y realizar las excavaciones en el menor tiempo posible debido a que estas son susceptibles a falla si el material está expuesto a factores erosivos como lluvias.

6.12 PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO

Para el seguimiento de las obras se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Reconocimiento visual periódico de la zona: inspecciones detalladas a la zona, las cuales se deberán intensificar en periodos de lluvia.

- Medición de movimientos horizontales y verticales: durante la construcción se deben colocar puntos de control topográfico en algunos puntos sobre los taludes, los cuales se deben controlar por un período de no menos de seis (6) meses con periodicidad mensual.

- Se recomienda a la comunidad, la protección y el buen uso de las obras propuestas para su buen funcionamiento y durabilidad; en cuanto a la disposición de los espacios libres, se recomienda la adecuación de jardines y zonas verdes.

- Verificación de la calidad de los materiales (acero, concreto, gaviones, rellenos, etc.) a utilizar durante la construcción de las obras de mitigación, contemplando que cumplan con las condiciones establecidas en los diseños o las normas correspondientes.

- Después de un sismo se debe observar el suelo alrededor de las obras, para determinar la posible presencia de grietas, hundimientos, deslizamientos o cualquier anomalía en el terreno que pueda afectar las obras.

- Observar desde el exterior el estado general de las obras, daños en pantallas, antepechos, etc., así como el estado de las construcciones vecinas, estableciendo si las vías de acceso y de evacuación son seguras.

- Evaluar los elementos no estructurales, clasificando el grado de daño y estableciendo el porcentaje de elementos afectados en el área con mayores daños.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en la caracterización Geológica y Geotécnica de la zona explorada.

De acuerdo con la exploración realizada el perfil estratigráfico está compuesto por suelos Arena arcillosa de grano fino con alta compresibilidad con intercalaciones de Arcilla con arena color café de alta compresibilidad hasta las profundidades de exploración a lo largo de todo el sistema de acueducto.

CAPACIDAD PORTANTE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	19.273
1.50	19.580
2.00	19.887
2.50	20.194
3.00	20.501

Resumen de capacidades portante PTAP

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	8.10	11.06	14.16
4.00 m	10.80	14.75	18.88
5.00 m	13.50	18.44	23.60
6.00 m	16.20	22.13	28.32
7.00 m	18.90	25.82	33.04

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
8.00 m	21.60	29.51	37.76
9.00 m	24.30	33.19	42.48
10.00 m	27.00	36.88	47.20

Resumen de capacidades portante pilotes PTAP

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE LECHOS DE SECADO

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	18.328
1.50	18.637
2.00	18.945
2.50	19.254

Resumen de capacidades portante losa lechos de secado

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	7.72	10.56	13.52
4.00 m	10.29	14.07	18.03
5.00 m	12.86	17.59	22.54
6.00 m	15.44	21.11	27.05

Resumen de capacidades portante pilotes lechos de secado

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE PASOS ELEVADOS 1

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	13.300
1.00	13.634
1.50	13.968
2.00	14.301

Resumen de capacidades portante losa pasos elevados 1

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	5.81	8.01	10.34
4.00 m	7.75	10.68	13.79
5.00 m	9.68	13.35	17.24
6.00 m	11.62	16.02	20.69

Resumen de capacidades portante pilotes pasos elevados 1

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE PASOS ELEVADOS 2

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	8.740
1.00	9.067
1.50	9.394
2.00	9.720

Resumen de capacidades portante pasos elevados 2

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	3.98	5.57	7.29
4.00 m	5.30	7.42	9.72
5.00 m	6.63	9.28	12.15
6.00 m	7.96	11.14	14.58

Resumen de capacidades portante pilotes pasos elevados 2

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE RIVER SCREE 1 Y 2

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	11.121
1.50	11.463
2.00	11.805
2.50	12.147

Resumen de capacidades portante river scree 1 y 2

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	0.30 m	0.40 m	0.50 m
3.00 m	6.83	9.37	12.04
4.00 m	9.10	12.49	16.05
5.00 m	11.38	15.61	20.07
6.00 m	13.66	18.74	24.08

Resumen de capacidades portante pilotes river scree 1 y 2

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 6.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE ESTACIÓN DE BOMBEO 1

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	10.532
1.00	10.879
1.50	11.227
2.00	11.575
2.50	11.923

Resumen de capacidades portante losa estación de bombeo 1

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.70	9.20	11.83
4.00 m	8.93	12.26	15.77
5.00 m	11.17	15.33	19.71
6.00 m	13.40	18.40	23.66
7.00 m	15.64	21.46	27.60
8.00 m	17.87	24.53	31.54
9.00 m	20.10	27.60	35.48
10.00 m	22.34	30.66	39.43

Resumen de capacidades portante pilotes Tanque Elevado

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE DESARENADOR

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
1.00	11.265
1.50	11.638
2.00	11.986
2.50	12.334
3.00	12.682

Resumen de capacidades portante desarenador

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.87	9.20	11.83
4.00 m	9.16	12.26	15.77
5.00 m	11.44	15.33	19.71
6.00 m	13.73	18.40	23.66
7.00 m	16.02	21.46	27.60
8.00 m	18.31	24.53	31.54
9.00 m	20.60	27.60	35.48
10.00 m	22.89	30.66	39.43

Resumen de capacidades portante pilotes Tanque Elevado

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE ESTACIÓN DE BOMBEO 2

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	11.098
1.00	11.444
1.50	11.789
2.00	12.134
2.50	12.480

Resumen de capacidades portante losa estación de bombeo 2

	CAPACIDAD PORTANTE PARA PILOTES SEGÚN DIAMETRO EN TON		
PROFUNDIDAD	**0.30 m**	**0.40 m**	**0.50 m**
3.00 m	6.73	9.23	11.87
4.00 m	8.97	12.31	15.83
5.00 m	11.21	15.39	19.78
6.00 m	13.45	18.47	23.74
7.00 m	15.70	21.54	27.70
8.00 m	17.94	24.62	31.65
9.00 m	20.18	27.70	35.61
10.00 m	22.42	30.78	39.57

Resumen de capacidades portante pilotes estación de bombeo 2

Como alternativa de cimentación se recomienda el uso de una combinación de losa – pilotes, en donde se utilizara un 60% de la capacidad portante necesaria la cual la asumirá los pilotes pre excavado y un 40% de la capacidad requerida la asumirá la losa de cimentación, en la tabla anterior se presenta las capacidades portantes a diferentes niveles de cimentación, adicional a ello se propone pilotes pre-excavados con una profundidad de desplante hasta 10.00 m pero se debe tener en cuenta una profundidad mínima de 3.00 m con un diámetro variable de 0.30, 0.40 y 0.50 m y con esto identificar la capacidad portante del suelo con la cual se debe diseñar la estructura de cimentación.

CAPACIDAD PORTANTE RED DE DISTRIBUCIÓN RURAL

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	8.743
1.00	9.103
1.50	9.449
2.00	9.794

Resumen de capacidades portante red de distribución rural

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto

definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

CAPACIDAD PORTANTE RED DE DISTRIBUCIÓN URBANA

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD PORTANTE (ton/m^2)
0.50	16.113
1.00	16.414
1.50	16.714
2.00	17.014

Resumen de capacidades portante red de distribución urbana

Como metodología para la recomendación de la capacidad portante y profundidad de desplante se consideró el perfil estratigráfico donde se identifican los estratos del suelo presentes, se define el estrato que presente buenas condiciones de estabilidad, con esto definido se calcula la capacidad portante en función al área mínima que se desarrolla en el análisis de sensibilidad de capacidad portante, dicha dimensión es una sección de igual a la estructura hidráulica diseñada.

8 LIMITACIONES Y VERIFICACIÓN

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en los resultados de las exploraciones de campo, resultados de laboratorio, y análisis geotécnico realizado por un especialista. En caso de encontrar condiciones diferentes a las establecidas en el presente informe o si se prevé un cambio sustancial de la construcción o un aumento de cargas debe informarse para emitir las respectivas recomendaciones geotécnicas.

El presente informe se laboró bajo la supervisión de un especialista en geotecnia coordinador del Área de Geotecnia de **NYC INGENIERIA SAS.**

FRANKLEN CARLOS SUTA PICO
MAT. 25202 – 104936 CND.
MAGISTER EN GEOTECNIA

BIBLIOGRAFÍA

- Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-2010, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C., 2010.
- Mapa Geológico de Colombia, Esc. 1:2.800.000, Primera Edición, 2006, Instituto Colombiano de Geología y Minería, INGEOMINAS, Servicio Geológico.
- Información Geológica y Geomorfológica del sector del proyecto.
- Registros de Perforaciones del sitio del proyecto
- Principio de Ingeniería de Fundaciones, Braja M. Das, Quinta Edición, 2006, Editorial THOMSON.
- Fundación Análisis and Desing, Joseph E. Bowles, quinta edición, 1996, Editorial Mc graw Hill.