



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UAC

TESIS:

**“CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO DE LA
APV AYLLU RAU RAU, MEDIANTE LA PRUEBA
ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN (SPT) CON EL CONO
DE PECK PARA FINES DE CIMENTACIÓN EN
EDIFICACIONES 2016”**

Presentado por:

Bach. Alex Graneros Tairo

Bach. Joseph Richard Tito Palma

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Asesor:

MGT. ING. Eigner Román Villegas

CUSCO – PERÚ

2017



DEDICATORIA

A mi padre, que con su apoyo y consejo alentaron mi educación y mi formación profesional, mi gratitud y cariño.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por su inmenso amor y la vida

A mi padre Juan de Dios Tito y a mi herma por la confianza que me dieron, el amor y cariño, en cada paso de mi vida.

A la Universidad Andina del Cusco por la enseñanza brindada a mi persona.

Joseph Tito Palma



DEDICATORIA

A mi hijo que guía mis pasos

AGRADECIMIENTO

A mis Padres y Hermanos por brindarme todo su apoyo y confianza a lo largo de mi vida.

A nuestros docentes que contribuyeron en nuestra formación académica

A la Universidad Andina por la calidad educativa que recibí en sus aulas

Alex Graneros Tairo



RESUMEN

El “Cono Dinámico Tipo Peck” es un equipo usado en el Perú y en ninguna otra parte del mundo como técnica de auscultación de suelos, que utiliza el mismo equipo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), pero cambiando la cuchara de “caña partida” por una punta cónica, de tal manera que se logra la ventaja sobre el SPT de una hincia continua y por lo tanto más rápida.

La Norma E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES del R.N.E., acepta al Cono Dinámico Tipo Peck como una Técnica de Auscultación Recomendada para suelos granulares de los tipos SW, SP, SM y SC-SM; y como una Técnica de Auscultación de Aplicación Restringida, para suelos de los tipos CL, ML, SC, MH y CH, haciendo las salvedades de la necesidad de investigación adicional de suelos para su interpretación y de que no sustituye al Ensayo de Penetración Estándar. Sin embargo, se encuentra en la práctica que el Cono Tipo Peck se aplica indistintamente sobre suelos gravosos y en los suelos indicados.

Palabras Claves: Suelo, SPT, Angulo de Fricción



ABSTRACT

The “Dynamic Cone Type Peck” is an apparatus used in Peru and not in other part of the world as a soil auscultation technique that uses the same equipment than the Standard Penetration Test (SPT), but replacing the split barrel sampler for a conic end one, which will add the advantage of a continuous faster digging.

The R.N.E. Standard E.050 – Soils and Foundations, accept the Dynamic Cone Type Peck as an recommended auscultation technique for granular soils type SW, SP, SM and SC-SM; and as a restricted application auscultation technique for soils type CL, ML, SC, MH and CH. In both cases, it indicates the need for further investigation of the soil before the interpretation of the test results, and that this test does not substitute the SPT. However, this test has been used in an indiscriminate way in gravel solis and the later fine soils without.

Key Words: Soil, SPT, Angle of Friction



INTRODUCCIÓN

El crecimiento demográfico en la ciudad del Cusco está generando una creciente demanda de las viviendas, dando lugar al crecimiento urbano de la ciudad del Cusco, en una forma longitudinal y vertical, por esta razón se requiere una mayor demanda en la construcción de edificaciones lo que implica conocer el suelo para la cimentación de estructuras.

La ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU se encuentra ubicada en la zona ESTE de la ciudad del Cusco, al igual que en otras zonas de la ciudad de Cusco, se está generando un mayor crecimiento urbano por consiguiente un mayor uso de suelo, por lo cual el presente trabajo de investigación dará a conocer las características geotécnicas del suelo mediante la Prueba de Penetración Estándar (SPT) con el cono de Peck.

Por tanto el objetivo de la presente tesis es la caracterización geotécnica del suelo mediante la Prueba de Penetración Estándar (SPT) con el cono de Peck en la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU.

Los parámetros obtenidos con esta investigación serán de gran utilidad para el diseño estructural de edificaciones, ya que nos brindara valores reales de las condiciones actuales del suelo.



ÍNDICE

DEDICATORIA I

DEDICATORIA II

RESUMEN III

ABSTRACTIV

INTRODUCCIÓN V

CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 2

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA..... 2

1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA 2

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA..... 2

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA GENERAL..... 2

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 01 2

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 02 2

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 03 3

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 04 3

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA..... 3

1.2.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA 3

1.2.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL..... 3

1.2.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD..... 3

1.2.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA..... 3

1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN..... 4

1.3.1. LIMITACIONES GEOGRÁFICAS:..... 4

1.3.2. LIMITACIONES DE ESTUDIO:..... 4

1.4. OBJETIVOS..... 4

1.4.1. OBJETIVOS GENERAL..... 4

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS..... 4

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 01 4

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 02 4

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 03 4

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 04 4

1.5. HIPÓTESIS..... 5

1.5.1. HIPÓTESIS PRINCIPAL..... 5

1.5.2. HIPÓTESIS SECUNDARIAS..... 5

1.6. DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES..... 5

1.6.1. VARIABLE INDEPENDIENTE 5

Indicadores de Variables Independientes..... 5



1.6.2. VARIABLE DEPENDIENTE 5

Indicadores de Variables Dependientes. 5

1.6.3. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES 6

CAPITULO II MARCO TEÓRICO 8

2.1. ANTECEDENTES DE LA TESIS 8

2.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL 8

2.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL..... 8

2.2. ASPECTOS TEÓRICOS..... 9

2.2.1. SUELO 9

2.2.2. ORIGEN DE LOS SUELOS 9

2.2.3. TIPOS DE SUELO 10

2.2.4. TAMAÑOS DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO 14

2.2.5. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS 14

DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA 14

ESTADOS DE CONSISTENCIA..... 18

2.2.6. PROPIEDADES DEL SUELO IMPORTANTES EN INGENIERÍA 20

DENSIDAD: 20

FRICCIÓN INTERNA: 20

COMPRESIBILIDAD: 20

PERMEABILIDAD: 21

2.3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA..... 21

2.3.1. MÉTODOS DE RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO..... 21

SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN..... 22

ENSAYOS DE PENETRACIÓN 22

EXCAVACIONES..... 23

2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELO 24

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS):..... 24

2.5. CAPACIDAD DE CARGA 29

TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA 29

2.6. FACTOR DE SEGURIDAD 33

2.7. LICUEFACCIÓN DEL SUELO 33

2.8. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR 34

2.9. AUSCULTACIÓN DINÁMICA CONO DE PECK 38

CAPITULO III: METODOLOGÍA 43

3.1 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN..... 43

3.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN 43



3.1.2 NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN	43
3.1.3 MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN.....	43
3.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	43
3.2.1 DISEÑO METODOLÓGICO	43
3.2.2 DISEÑO DE INGENIERÍA	44
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	45
3.3.1 POBLACIÓN	45
3.3.1.1 Descripción de la Población	45
3.3.1.2 Cuantificación de la Población.....	45
3.3.2.1 Descripciones de la Muestra	45
3.3.2.2. Cuantificación de la Muestra	45
3.3.2.3 Método de Muestreo.....	45
3.3.2.4 Criterios de Muestreo	45
3.3.3 CRITERIOS DE INCLUSIÓN.....	45
3.4 INSTRUMENTOS.....	46
3.4.1 INSTRUMENTOS METODOLÓGICOS	46
3.4.2 INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA	47
3.5 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS	48
3.5.1 TÍTULO DE LA PRUEBA DE LABORATORIO	48
3.6 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS	102
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	175
CAPÍTULO V : DISCUSIÓN.....	182
GLOSARIO.....	183
CONCLUSIONES	186
RECOMENDACIONES	187
REFERENCIAS	188



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 *Límites de tamaño de suelos separados* 14

Tabla 2 *Tamaños de mallas estándar*..... 15

Tabla 3 *Clasificación Granulométrica de los suelos* 16

Tabla 4 *Símbolos de Grupo* 25

Tabla 5 *Tipología de Suelos* 25

Tabla 6 *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*..... 26

Tabla 7 *Suelos de cimentación*..... 27

Tabla 8 *Factores de capacidad de carga*..... 31

Tabla 9 *Aplicabilidad del SPT*..... 36

Tabla 10 *Ventajas del ensayo de penetración Estandar*..... 37

Tabla 11 *Desventaja del Ensayo de Penetración Estándar*..... 37

Tabla 12 *Datos técnicos de Cono Peck*..... 41

Tabla 13 *Recolección de datos del Punto 01 de la prueba*..... 50

Tabla 14. *Recolección de datos del Punto 02*..... 53

Tabla 15. *Recolección de datos del Punto 03*..... 56

Tabla 16. *Recolección de datos del Punto 04*..... 59

Tabla 17. *Recolección de datos del Punto 05*..... 62

Tabla 18 *Recolección de datos del Punto 06*..... 65

Tabla 19 *Recolección de datos del Punto 07*..... 68

Tabla 20. *Recolección de datos del Punto 08*..... 71

Tabla 21. *Recolección de datos del Punto 09*..... 74

Tabla 22. *Recolección de datos del Punto 10*..... 77

Tabla 23 *Recolección de datos del Punto 11* 80

Tabla 24 *Recolección de datos del Punto 12* 83

Tabla 25 *Recolección de datos del Punto 13*..... 86

Tabla 26 *Recolección de datos del Punto 14*..... 89

Tabla 27 *Recolección de datos del Punto 15*..... 92

Tabla 28 *Recolección de datos del Punto 16*..... 95

Tabla 29 *Recolección de datos del Punto 17*..... 98

Tabla 30 *Recolección de datos del Punto 18*..... 101

Tabla 31 *Calculo del ángulo de fricción del punto 01* 102

Tabla 32 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 01* 103

Tabla 33 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 01* 104

Tabla 34 *Resumen de resultados de capacidad admisible Punto 01* 105

Tabla 35 *Calculo del ángulo de fricción del punto 02* 106

Tabla 36 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 02* 107

Tabla 37 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 02* 108

Tabla 38 *Resumen de resultados de capacidad admisible Punto 02* 109

Tabla 39 *Calculo del ángulo de fricción del punto 03*..... 110

Tabla 40 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 03*..... 111

Tabla 41 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 03*..... 112

Tabla 42 *Datos para el calculo de la capacidad admisible Punto 03*..... 113

Tabla 43 *Calculo del ángulo de fricción del punto 04*..... 114



Tabla 44 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 04*..... 115
Tabla 45 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 04*..... 116
Tabla 46 *Datos para el calculo de la capacidad admisible Punto 04*..... 117
Tabla 47 *Calculo del ángulo de fricción del punto 05*..... 118
Tabla 48 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 05*..... 119
Tabla 49 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 05*..... 120
Tabla 50 *Datos para el calculo de la capacidad admisible Punto 05*..... 121
Tabla 51 *Calculo del ángulo de fricción del punto 06*..... 122
Tabla 52 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 06*..... 123
Tabla 53 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 06*..... 124
Tabla 54 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 06*..... 125
Tabla 55 *Calculo del ángulo de fricción del punto 07*..... 126
Tabla 56 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 07*..... 127
Tabla 57 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 07*..... 128
Tabla 58 *Datos para el calculo de la capacidad admisible Punto 07*..... 129
Tabla 59 *Calculo del ángulo de fricción del punto 08*..... 130
Tabla 60 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 08*..... 131
Tabla 61 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 08*..... 132
Tabla 62 *Datos para el calculo de la capacidad admisible Punto 08*..... 133
Tabla 63 *Calculo del ángulo de fricción del punto 09*..... 134
Tabla 64 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 09*..... 135
Tabla 65 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 09*..... 136
Tabla 66 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 09*..... 137
Tabla 67 *Calculo del ángulo de fricción del punto 10*..... 138
Tabla 68 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 10*..... 139
Tabla 69 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 10*..... 140
Tabla 70 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 10*..... 141
Tabla 71 *Calculo del ángulo de fricción del punto 11*..... 142
Tabla 72 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 11*..... 143
Tabla 73 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 11*..... 144
Tabla 74 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 11*..... 145
Tabla 75 *Calculo del ángulo de fricción del punto 12*..... 146
Tabla 76 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 12*..... 147
Tabla 77 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 12*..... 148
Tabla 78 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 12*..... 149
Tabla 79 *Calculo del ángulo de fricción del punto 13*..... 150
Tabla 80 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 13*..... 151
Tabla 81 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 13*..... 152
Tabla 82 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 13*..... 153
Tabla 83 *Calculo del ángulo de fricción del punto 14*..... 154
Tabla 84 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 14*..... 155
Tabla 85 *Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 14*..... 156
Tabla 86 *Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 14*..... 157
Tabla 87 *Calculo del ángulo de fricción del punto 15*..... 158
Tabla 88 *Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 15*..... 159



Tabla 89 <i>Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 15</i>	160
Tabla 90 <i>Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 15</i>	161
Tabla 91 <i>Calculo del ángulo de fricción del punto 16</i>	162
Tabla 92 <i>Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 16</i>	163
Tabla 93 <i>Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 16</i>	164
Tabla 94 <i>Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 16</i>	165
Tabla 95 <i>Calculo del ángulo de fricción del punto 17</i>	166
Tabla 96 <i>Calculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 17</i>	167
Tabla 97 <i>Calculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 17</i>	168
Tabla 98 <i>Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 17</i>	169
Tabla 99 <i>Cálculo del ángulo de fricción del punto 18</i>	170
Tabla 100 <i>Cálculo de la capacidad admisible Terzaghi Punto 18</i>	171
Tabla 101 <i>Cálculo de la capacidad admisible Meyerhof Punto 18</i>	172
Tabla 102 <i>Datos para el cálculo de la capacidad admisible Punto 18</i>	173



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Interpretación de la Curva Granulométrica..... 17
Figura 2 Límites de Atterberg e índices con ellos asociados..... 18
Figura 3 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación..... 29
Figura 4 Equipo de SPT 34
Figura 5 Malacate de fricción 38
Figura 6 Cono peck..... 40
Figura 7. Plano de ubicación del Punto 01 48
Figura 8. Equipo completo de SPT..... 48
Figura 9. Transporte del equipo SPT 49
Figura 10. Instalación del equipo SPT 49
Figura 11. Realización de la prueba SPT 49
Figura 12. Punto 01 50
Figura 13. Plano de ubicación del Punto 02..... 51
Figura 14. Equipo completo de SPT..... 51
Figura 15. Transporte de Equipos SPT..... 52
Figura 16. Instalación del equipo SPT 52
Figura 17. Realización de la prueba SPT 52
Figura 18. Punto 02 53
Figura 19. Plano de ubicación del Punto 03..... 54
Figura 20. Equipo completo de SPT..... 54
Figura 21. Transporte del equipo SPT 55
Figura 22. Instalación del equipo SPT 55
Figura 23. Realización de la prueba SPT 55
Figura 24. Punto 03 56
Figura 25. Plano de ubicación del Punto 04..... 57
Figura 26. Equipo completo de SPT..... 57
Figura 27. Transporte del equipo SPT 58
Figura 28. Instalación del equipo SPT 58
Figura 29. Realización de la prueba SPT 58
Figura 30. Punto 04 59
Figura 31. Plano de ubicación del Punto 05..... 60
Figura 32. Equipo completo de SPT..... 60
Figura 33. Transporte del equipo SPT 61
Figura 34. Instalación del equipo SPT 61
Figura 35. Realización de la prueba SPT 61
Figura 36. Punto 05 62
Figura 37. Plano de ubicación del Punto 06..... 63
Figura 38. Equipo completo de SPT..... 63
Figura 39. Transporte del equipo SPT 64
Figura 40. Instalación del equipo SPT 64
Figura 41. Realización de la prueba SPT 64
Figura 42. Punto 06 65
Figura 43. Plano de ubicación del Punto 7 66



Figura 44. Equipo completo de SPT.....66
Figura 45. Transporte del equipo SPT67
Figura 46. Instalación del equipo SPT67
Figura 47. Realización de la prueba SPT67
Figura 48. Punto 0768
Figura 49. Plano de ubicación del Punto 08.....69
Figura 50. Equipo completo de SPT.....69
Figura 51. Transporte del equipo SPT70
Figura 52. Instalación del equipo SPT70
Figura 53. Realización de la prueba SPT70
Figura 54. Plano de ubicación del Punto 09.....72
Figura 55. Equipo completo de SPT.....72
Figura 56. Transporte del equipo SPT73
Figura 57. Instalación del equipo SPT73
Figura 58. Realización de la prueba SPT73
Figura 59. Plano de ubicación del Punto 10.....75
Figura 60. Equipo completo de SPT.....75
Figura 61. Transporte del equipo SPT76
Figura 62. Instalación del equipo SPT76
Figura 63. Realización de la prueba SPT76
Figura 64. Plano de ubicación del Punto 1178
Figura 65. Equipo completo de SPT.....78
Figura 66. Transporte del equipo SPT79
Figura 67. Instalación del equipo SPT79
Figura 68. Realización de la prueba SPT79
Figura 69. Plano de ubicación del Punto 12.....81
Figura 70. Equipo completo de SPT.....81
Figura 71. Transporte del equipo SPT82
Figura 72. Instalación del equipo SPT82
Figura 73. Realización de la prueba SPT82
Figura 74. Plano de ubicación del Punto 13.....84
Figura 75. Equipo completo de SPT.....84
Figura 76. Transporte del equipo SPT85
Figura 77. Instalación del equipo SPT85
Figura 78. Realización de la prueba SPT85
Figura 79. Plano de ubicación del Punto 14.....87
Figura 80. Equipo completo de SPT.....87
Figura 81. Transporte del equipo SPT88
Figura 82. Instalación del equipo SPT88
Figura 83. Realización de la prueba SPT88
Figura 84. Plano de ubicación del Punto 15.....90
Figura 85. Equipo completo de SPT.....90
Figura 86. Transporte del equipo SPT91
Figura 87. Instalación del equipo SPT91
Figura 88. Realización de la prueba SPT91



Figura 89. Plano de ubicación del Punto 16.....93
Figura 90. Equipo completo de SPT.....93
Figura 91. Transporte del equipo SPT94
Figura 92. Instalación del equipo SPT94
Figura 93. Realización de la prueba SPT94
Figura 94. Plano de ubicación del Punto 17.....96
Figura 95. Equipo completo de SPT.....96
Figura 96. Transporte del equipo SPT97
Figura 97. Instalación del equipo SPT97
Figura 98. Realización de la prueba SPT97
Figura 99. Plano de ubicación del Punto 18.....99
Figura 100. Equipo completo de SPT99
Figura 101. Transporte del equipo SPT100
Figura 102. Instalación del equipo SPT100
Figura 103. Realización de la prueba SPT100
Figura 104 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 01102
Figura 105 Estratigrafía del suelo del Punto 01105
Figura 106 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 02106
Figura 107 Estratigrafía del suelo del Punto 02109
Figura 108 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 03110
Figura 109 Estratigrafía del suelo del Punto 03113
Figura 110 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 04114
Figura 111 Estratigrafía del suelo del Punto 04117
Figura 112 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 05118
Figura 113 Estratigrafía del suelo del Punto 05121
Figura 114 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 06122
Figura 115 Estratigrafía del suelo del Punto 06125
Figura 116 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 07126
Figura 117 Estratigrafía del suelo del Punto 07129
Figura 118 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 08130
Figura 119 Estratigrafía del suelo del Punto 08133
Figura 120 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 09134
Figura 121 Estratigrafía del suelo del Punto 09137
Figura 122 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 10138
Figura 123 Estratigrafía del suelo del Punto 10141
Figura 124 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 11142
Figura 125 Estratigrafía del suelo del Punto 11145
Figura 126 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 12146
Figura 127 Estratigrafía del suelo del Punto 12149
Figura 128 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 13150
Figura 129 Estratigrafía del suelo del Punto 13153
Figura 130 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 14154
Figura 131 Estratigrafía del suelo del Punto 04157
Figura 132 Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 15158
Figura 133 Estratigrafía del suelo del Punto 15161



<i>Figura 134</i> Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 16	162
<i>Figura 135</i> Estratigrafía del suelo del Punto 16	165
<i>Figura 136</i> Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 17	166
<i>Figura 137</i> Estratigrafía del suelo del Punto 17	169
<i>Figura 138</i> Relación del ángulo de fricción vs profundidad Punto 18	170
<i>Figura 139</i> Estratigrafía del suelo del Punto 18	173



CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.

1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

A la fecha la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU, no cuenta con trabajos de investigación en los cuales se caracterice las propiedades geotécnicas del suelo.

Es conocido que por normativa debe existir un estudio de mecánica de suelos para la elaboración de un proyecto de vivienda, sin embargo, en la actualidad en zonas alejadas las edificaciones de hasta tres niveles no cuentan con estudios de mecánica de suelos generando así un peligro y un riesgo para las personas que habitan dichas edificaciones.

La autoconstrucción es realizada por los mismos propietarios estas edificaciones salen caras por el costo de construcción sino por los riesgos que podrían ocurrir.

En este contexto, en la mayoría de los casos las edificaciones son realizadas por los maestros de obra, propietarios, albañiles, que no tienen ningún conocimiento de ingeniería.

Muchos propietarios no solicitan la participación de profesionales especialistas en la construcción de su vivienda como ingenieros o arquitectos, porque consideran que es un costo innecesario, pero en realidad deberían ser considerados para garantizar la seguridad de su vivienda.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA GENERAL

¿Cuáles son las características geotécnicas del suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, mediante la prueba estándar de penetración (SPT) con el cono de PECK?

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 01

- ¿La estratigrafía del suelo en el sector de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU, es homogénea?

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 02

- ¿Para efectos del diseño sismo resistente a que perfil de suelo se asemeja el suelo de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU?



FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 03

- ¿Cuál es susceptibilidad de licuación del suelo en el sector de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU?

FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA ESPECÍFICO N° 04

- ¿Cuál es el potencial de ocurrencia del fenómeno del asentamiento en el sector de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU?

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROBLEMA.

1.2.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Actualmente no se conocen las características geotécnicas del suelo en la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, por lo que es importante el estudio de estas características para conocer los parámetros técnicos, para el diseño de cimentaciones en edificaciones.

1.2.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Este estudio contribuirá en la formación de los estudiantes de ingeniería civil que desean profundizar sus conocimientos en el tema que se desarrolla en la tesis y la metodología utilizada.

Este trabajo de investigación tiene un carácter social ya que brindara información técnica de las características del suelo, para el diseño de cimentaciones en edificaciones, beneficiando a los habitantes de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU.

1.2.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD

El presente estudio es factible de realizar, por el acceso vehicular que presenta esta asociación y además se cuenta con la autorización de la junta directiva para realizar los ensayos necesarios para dicho estudio.

1.2.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA

Este trabajo de investigación es elaborado por el crecimiento que está sufriendo la ciudad del cusco, por el aumento de población y la creciente necesidad de viviendas, esto implica mayor cantidad de construcciones de edificaciones.

Las características geotécnicas obtenidas en el presente estudio brindaran información técnica del suelo, que es necesaria para proceder al análisis de la cimentación de una edificación.



1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. LIMITACIONES GEOGRÁFICAS:

El alcance de la investigación está estrechamente relacionado con el objetivo general propuesto, el área de estudio corresponde a 6 Hectáreas de uso urbano, que corresponde a la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, del distrito de San Jerónimo

1.3.2. LIMITACIONES DE ESTUDIO:

El proyecto se limita a encontrar las características físico mecánicas del suelo existentes, de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, del distrito de San Jerónimo la cantidad de prospecciones a estudiar son 18 puntos

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. OBJETIVOS GENERAL.

Determinar las características geotécnicas del suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, en función de sus propiedades resistentes y conformación geotécnica

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 01

- Identificar a que perfil de suelo, corresponde la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU para el desarrollo de diseños Sismo resistentes

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 02

- Obtener la estratigrafía del suelo de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU, para fines de cimentación en edificaciones.

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 03

- Determinar la susceptibilidad potencial de licuación del suelo de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU.

OBJETIVO ESPECÍFICO N° 04

- Determinar el potencial de ocurrencia de fenómeno de asentamiento del suelo de la Asociación Pro-Vivienda AYLLU RAU RAU.



1.5. HIPÓTESIS.

1.5.1. HIPÓTESIS PRINCIPAL.

El suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, cumple con las características geotécnicas para fines de cimentación en edificaciones

1.5.2. HIPÓTESIS SECUNDARIAS.

- Primera sub hipótesis. El suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, presenta un perfil estratigráfico homogéneo en sus diferentes estratos
- Segunda sub hipótesis: De la revisión de propiedades mecánicas y de caracterización del suelo el perfil del suelo de la zona de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, corresponde al suelo S3
- Tercera sub hipótesis. La clasificación SUCS, capacidad admisible, Nivel freático y el potencial de licuación del suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, son los aspectos primordiales que se deben considerar para elegir el sistema de cimentación adecuado.
- Cuarta sub hipótesis. Las propiedades mecánicas del suelo de la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, determinan un bajo potencial de ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos

1.6. DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES

1.6.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

- El suelo

Indicadores de Variables Independientes.

- Características geotécnicas del suelo.

1.6.2. VARIABLE DEPENDIENTE

- Características del suelo
- Geotecnia

Indicadores de Variables Dependientes.

- Resistencia a la carga.
- Estratigrafía.
- Resistencia al corte.
- Licuefacción del suelo

1.6.3. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	DEFINICIÓN	NIVELES	INDICADORES
<u>VARIABLE INDEPENDIENTE</u> ESTADO DEL SUELO	El suelo es, discontinuo, heterogéneo y anisótropo por naturaleza. El estado del suelo se determinaría por sus propiedades.	Aspecto del suelo	Olor Color Estratigrafía
<u>VARIABLE DEPENDIENTE</u> PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS PROPIEDADES DINÁMICAS CONFORMACIÓN GEOTÉCNICA	Los resultados del estudio, incluyendo la descripción del terreno, se referirán a las distintas unidades geotécnicas detectadas. De cada uno de los ensayos y pruebas realizadas se obtendrá la identificación de sus propiedades físicas, mecánicas y dinámicas, así mismo se determinara la resistencia de cada unidad geotécnica, tal como densidad, cohesión, ángulo de fricción, asentamiento deformabilidad, expansividad.	Propiedades físicas Propiedades mecánicas Propiedades dinámicas	Resistencia a la carga Resistencia al corte Licuefacción del suelo



CAPITULO II

MARCO TEÓRICO



CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA TESIS

2.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DE IQUITOS, PERÚ (2010)

A. Bustamante Chacón

Investigador Asociado, Laboratorio Geotécnico del CISMID.

CONCLUSIONES

- 1) En la ciudad de Iquitos los sedimentos predominantes son del tipo arena fina y arcilla, por debajo de los cuales se encuentra una arcilla pre consolidado. En la ciudad de Iquitos no se observan afloramientos rocosos, ni material del tipo de agregado grueso.
- 2) Debido a la fuerte precipitación pluvial en Iquitos y a que el nivel freático no se encuentra en la mayoría de los casos muy profundo, las arenas arcillosas y las arcillas superficiales se encuentran saturadas.
- 3) En la evaluación de los suelos de Iquitos se ubicaron dos sectores dominantes de la ciudad, como son: el sector Iquitos y el sector San Juan, se llega a la conclusión de que ambos sectores presentan propiedades similares.

2.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y TENTATIVA DE ZONIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE PUNTA ARENAS (2012)

Ana Vásquez Díaz

Universidad de Chile, Msc Ingeniería Geotécnica

CONCLUSIONES

El término mazacote utilizado para designar los materiales finos arcillosos existentes en Punta Arenas debe ser abandonado porque no representa a los diversos suelos finos existentes en la zona urbana y, más aún, conduce a errores al asociársele parámetros geotécnicos puntuales.

La zonificación presentada en este trabajo es de carácter tentativo, a pesar de que en ella han sido utilizadas diversas técnicas existentes para integrar informaciones provenientes de la topografía, características índice de los sedimentos y parámetros asociados a resistencia.

2.2. ASPECTOS TEÓRICOS

2.2.1. SUELO

Es una capa sobre la corteza terrestre de material producto del desgaste o desintegración de las rocas, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico-químicos en la naturaleza y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

El término “SUELO” para diferentes profesiones:

El geólogo define al suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos (Chiossi, 2015)

El agrónomo define al suelo como la delgada parte superior del manto de rocas en que penetran las raíces de las plantas y de donde éstas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia. (Tschebotarioff, 1960)

Algunos ingenieros civiles definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.

Para los fines de esta investigación, la palabra “Suelo” representa todo tipo de material terroso, desde un material de relleno de desperdicio, hasta gravas arcillosas, roca firme. Es preciso mencionar que el agua contenida en el suelo genera una variación en el comportamiento mecánico del suelo.

2.2.2. ORIGEN DE LOS SUELOS

El origen del suelo es producto de la descomposición de las rocas

Suelos residuales. Son los más antiguos de todos y están compuestos por el residuo resultante de la intemperización de la roca, producida por fuerzas físicas, químicas y biológicas que dan como consecuencia la formación del suelo. Estos suelos son generalmente confiables, firmes y estables en climas templados o semiáridos y presentan poca profundidad. En cambio, en climas húmedos y calientes se encuentran a una profundidad mayor y suelen ser igualmente firmes y seguros, pero también pueden estar formados por materiales altamente compresibles y presentar, en estos casos, grandes complicaciones y trabajos para cimentar sobre ellos. (Pérez Alamá, 2007)



Suelos transportados. Son suelos de origen orgánico, producto de la descomposición de las rocas con contenido de materia orgánica vegetal descompuesta. Son suelos blandos y sueltos que generalmente presentan grandes dificultades técnicas cuando se requiere edificar sobre ellos. (Pérez Alamá, 2007)

2.2.3. TIPOS DE SUELO

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas suelos inorgánicos, y suelos que contienen materiales orgánicos que pueden separarse por medios mecánicos suelos orgánicos

SUELOS INORGÁNICOS

Es el producto del intemperismo de las rocas, estos permanecen en el sitio donde se formó, dando origen a un suelo residual; en caso contrario, forman un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador (por gravedad, talud, por agua, aluviales o lacustres, por viento, eólicos; por glaciares: depósitos glaciares) (Crespo Villalaz C. , 2004)

Dentro de los suelos inorgánicos podemos mencionar

Suelos granulares Este tipo de suelos está formado por partículas agregadas y sin cohesión al gran tamaño de las mismas. Su origen obedece fundamentalmente a procesos de desintegración física de rocas.

El tipo de transporte condiciona en buena medida sus características granulométricas. Así, un suelo de origen eólico presentará un tamaño uniforme de sus partículas; si el transporte es fluvial, presentará una granulometría progresiva en función de la energía del medio; por el contrario, en medios glaciares no existe un patrón granulométrico definido, dándose un amplio espectro de tamaños de grano. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Las características principales de este tipo de suelos son su buena capacidad portante y su elevada permeabilidad, lo que permite una rápida evacuación del agua en presencia de cargas externas. Esta capacidad de drenaje es proporcional al tamaño de las partículas, o dicho de otro modo, al volumen de huecos o porosidad del suelo. Es destacable que para un determinado grado de



humedad, las partículas más finas presentan una cohesión aparente que desaparece al variar el contenido de agua. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Dentro de esta clase de suelos se distinguen: las gravas y arenas.

Suelos cohesivos se caracteriza por un tamaño más fino de sus partículas constituyentes (inferior a 0.08 mm), lo que les confiere unas propiedades de superficie ciertamente importantes. Esto se debe a que la superficie específica -relación entre la superficie y el volumen de un cuerpo- de dichas partículas es más que considerable.

La cohesión es la principal propiedad desde el punto de vista mecánico de este tipo de suelos; se define como la fuerza inter partícula producida por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando este no esté saturado. La cohesión es importante desde el punto de vista de la estabilidad de taludes, ya que aumenta la resistencia de un suelo frente a esfuerzos cortantes o de cizalla. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Dentro de los suelos cohesivos también puede establecerse una subdivisión en dos grandes grupos: los limos de origen físico formados por partículas de grano muy fino (entre 0.02 y 0.002 mm) y las **arcillas**, compuestas por un agregado de partículas microscópicas procedentes de la meteorización química de las rocas. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Lo que realmente diferencia a los limos de las arcillas son sus **propiedades plásticas**: mientras que los primeros son arcillas finísimas de comportamiento inerte frente al agua, las arcillas debido a la forma lajosa de sus granos y a su reducido tamaño acentúan los fenómenos de superficie, causa principal de su comportamiento plástico. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Este tipo de suelos se caracteriza por su **baja permeabilidad**, al dificultar el paso del agua por el reducido tamaño de sus poros, y su **alta compresibilidad**; tan es así que los suelos arcillosos, limosos e incluso arenosos como el loess pueden colapsar -comprimirse de forma brusca- simplemente aumentando su grado de humedad hasta un valor crítico (entre el 85% para arcillas y el 40-60% para arenas y limos), al romperse los débiles enlaces que unen unas partículas



con otras. Esta importante propiedad se emplea de forma directa en la compactación de suelos. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

SUELOS ORGÁNICOS

Se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de sucio inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Los términos que principales usan los ingenieros civiles para describir los suelos son:

Gravas

Las gravas son materiales sueltos producto de la fragmentación de rocas y que tienen un tamaño de dos milímetros a tres pulgadas de diámetro.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas.

Arenas

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos y grueso procedentes de la desintegración de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas tienen un tamaño entre 0.05 milímetros y dos milímetros de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a



menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.005 milímetros y 0.05 milímetros. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. El suelo limoso al encontrarse en estado denso a menudo es considerado como suelo malo para cimentar.

Arcillas

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Turba

Es un suelo compuesto en primer lugar por un tejido vegetal en diferentes etapas de descomposición, usualmente tiene un olor orgánico, de color marrón oscuro a negro, de consistencia y textura que varía de fibrosa a amorfa.

Rellenos

Se entiende por relleno todo depósito de materiales procedentes de aportes de tierras procedentes de otras obras. La problemática que presentan este tipo de suelos artificiales es su baja fiabilidad, ya que por lo general no suelen compactarse al ser depositados.

El comportamiento mecánico esperable es muy malo, ya que al no estar compactados presentarán altos índices de compresibilidad y la aparición de asientos excesivos e impredecibles. (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

2.2.4. TAMAÑOS DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados: grava, arena, limo o arcilla

Tabla 1 Límites de tamaño de suelos separados.

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos a arcillas) < 0.075	

2.2.5. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS

Las propiedades que permiten caracterizar el suelo están en función a diferentes propiedades físicas, químicas y mecánicas.

A continuación se presentan las propiedades del suelo

DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso (o masa) seco total. (Braja M, 2000)

La distribución de las partículas por tamaño en una muestra de suelo se expresa mediante un gráfico que relaciona el porcentaje de partículas de tamaño inferior, en peso, con cada diámetro en mm. (Lambe & Whitman, 2004)

Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) análisis con cribado, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y 2) análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. (Braja M, 2000)

Análisis granulométrico por mallas

El tamiz es la herramienta fundamental para efectuar este ensayo; se trata de un instrumento compuesto por un marco rígido al que se halla sujeta una malla caracterizada por un espaciamiento uniforme entre hilos denominado abertura o luz de malla. (Bañón Blázquez & Bevia García, 1999)

Tabla 2 *Tamaños de mallas estándar.*

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
16	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas, Primero el suelo se seca en horno, y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas.

Cuando se analizan suelos cohesivos, resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla se recolectan por separado y se secan en horno antes de que la masa retenida en cada malla sea determinada. (Braja M, 2000)

Tabla 3 Clasificación Granulométrica de los suelos

TIPO	DENOMINACIÓN		TAMAÑO (mm)
SUELOS GRANULARES	Bolos y bloques		> 60
	Grava	Gruesa	60 - 20
		Media	20 - 6
		Fina	2 - 6
	Arena	Gruesa	0.6 - 2
		Media	0.2 - 0.6
Fina		0.08 - 0.2	
SUELOS COHESIVOS	Limo	Grueso	0.02 - 0.08
		Medio	0.006 - 0.02
		Fino	0.002 - 0.006
	Arcillas		< 0.002

Fuente: (Bañón Blázquez & Bevia García, 1999)

Interpretación de los resultados

La interpretación de una curva granulométrica puede proporcionarnos información acerca del comportamiento del suelo. Si estudiamos la regularidad de la curva podremos diferenciar dos tipos de granulometrías:

- Granulometría discontinua: La curva presenta picos y tramos planos, que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que evidencia que la variación de tamaños es escasa. En este caso, se habla de suelos mal graduados. La arena de playa es un claro ejemplo de este tipo de suelos.
- Granulometría continua: La práctica totalidad de los tamices retienen materia, por lo que la curva adopta una disposición suave y continua. A este tipo de suelos se les denomina bien graduados. Las zahorras se engloban dentro de este grupo.

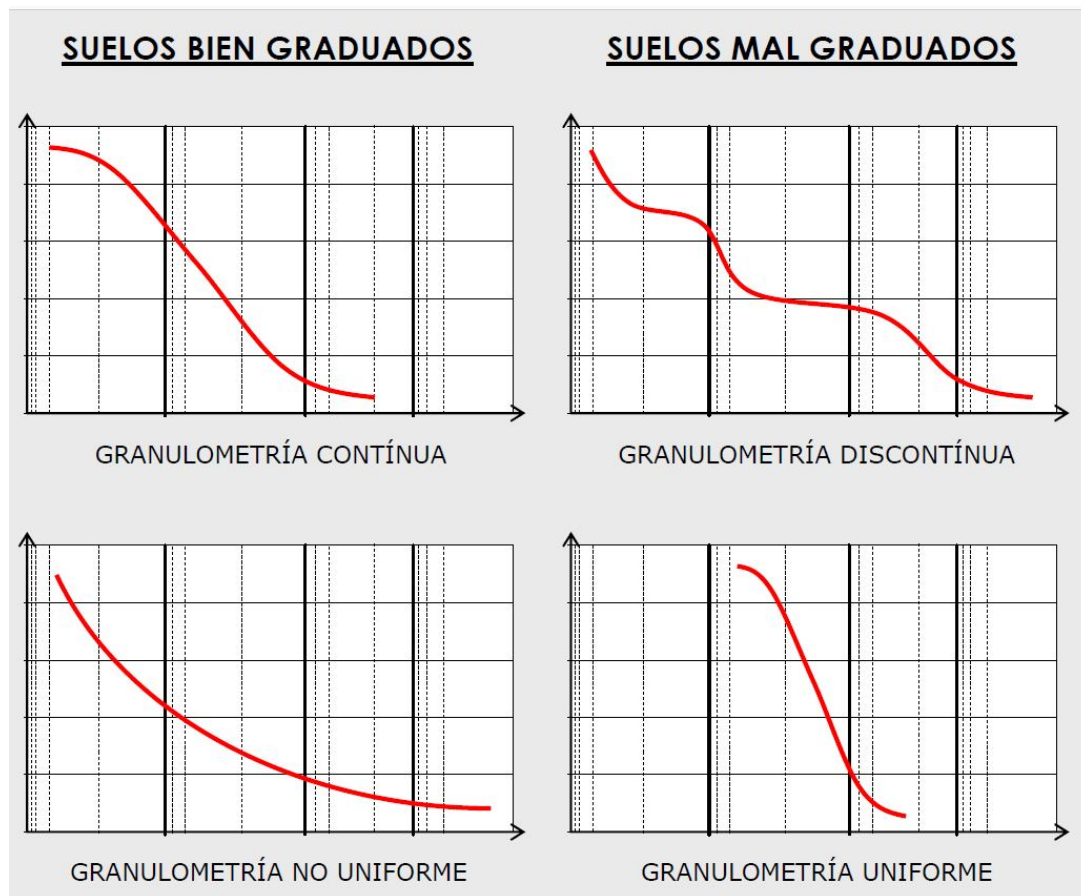


Figura 1 Interpretación de la Curva Granulométrica

Fuente: (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

ESTADOS DE CONSISTENCIA

Etimológicamente, consistencia equivale a capacidad de mantener las partes del conjunto integradas, es decir, estabilidad y coherencia. En mecánica de suelos, sólo se utiliza para los suelos finos que, dependiendo del contenido de agua y su mineralogía, fluyen sin romperse. (Dunque Escobar & Escobar Potes, 2002)

La plasticidad puede definirse como la propiedad que presentan los suelos para deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se puede medir el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Mientras las arcillas presentan esta propiedad en grado variable, las arenas limpias y secas carecen de ella. Para conocer la plasticidad de un suelo se usan los límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico y límite de contracción), y mediante el conocimiento de ellos se puede conocer el tipo de suelo en estudio. (Crespo Villalaz, 2005)

Los límites se basan en el concepto de qué un suelo de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, pasando al añadir agua a los estados semisólido, plástico y finalmente líquido. (Lambe & Whitman, 2004)

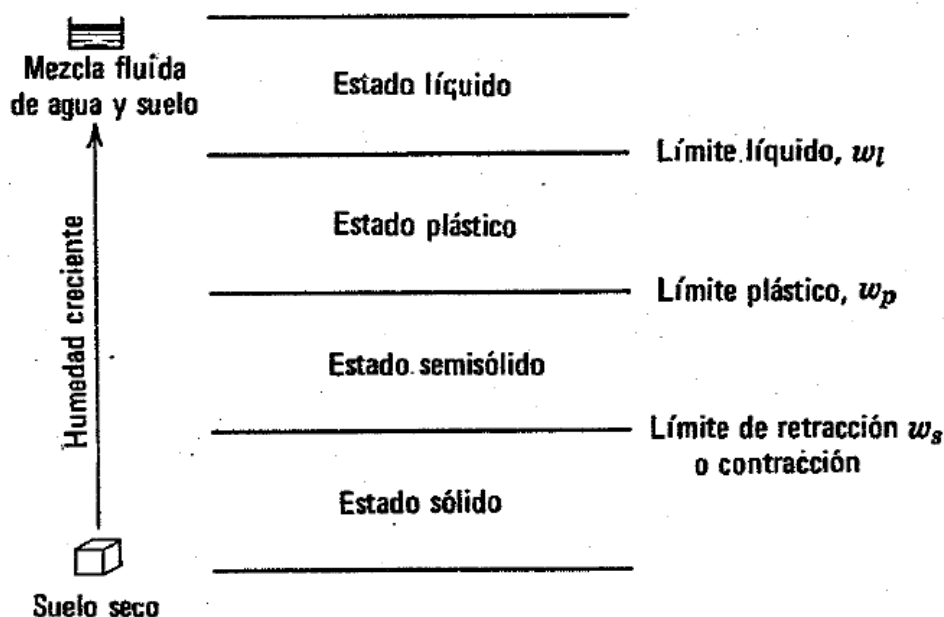


Figura 2 Límites de Atterberg e índices con ellos asociados

Fuente (Lambe & Whitman, 2004)



Límite líquido

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm². La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Límite plástico

El límite plástico (LP.) se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Índice de plasticidad

Se denomina índice de Plasticidad o índice Plástico (I.P.) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico. (Crespo Villalaz C. , 2004)

Un índice de plasticidad bajo, como por ejemplo del 5%, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, como por ejemplo del 20%, Indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua. (Fratelli, 1993)

Límite de contracción

El límite de contracción (L. C.) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (I.C.) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi-sólida. (Crespo Villalaz C. , 2004)

2.2.6. PROPIEDADES DEL SUELO IMPORTANTES EN INGENIERÍA

DENSIDAD:

La cantidad de materia sólida presente por unidad de volumen recibe el nombre de densidad en seco del material. En el caso de los suelos granulares y orgánico-fibrosos, la densidad en seco es el factor más importante desde el punto de vista de sus propiedades ingenieriles. Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de densidad relativa, o razón (como porcentaje) de la diferencia entre la densidad del suelo natural en seco y su densidad en seco mínima, dividida entre la diferencia que hay en sus densidades máximas y mínimas en seco. (Capote Abreu, 2002)

FRICCIÓN INTERNA:

La fricción pura de Coulomb equivale a la simple resistencia a la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geoméricamente como el ángulo de fricción interna \emptyset (phi), donde $\tan \emptyset = f$, el coeficiente de fricción. Entonces la componente friccional de la resistencia a la cortante, T_{\max} de una masa de suelo, equivale a $N \tan \emptyset$, donde N es la fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa. (Capote Abreu, 2002)

Los valores de \emptyset (phi) van desde unos 28° en el caso de arenas sueltas y limos no plásticos, hasta unos 48° en el de arenas sueltas y gravillas. El valor aumenta junto con la densidad, la angularidad y la granulometría de las partículas; disminuye cuando el suelo contiene mica; es relativamente indiferente a la velocidad de carga y el tamaño de las partículas; y puede aumentar o disminuir bajo cargas repetitivas o cíclicas. (Capote Abreu, 2002)

COMPRESIBILIDAD:

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos. (Capote Abreu, 2002)

En el caso de los suelos granulares, la compresibilidad se expresa en términos del módulo de Young E , el cual suele considerarse equivalente al módulo secante de la curva de esfuerzo-deformación, obtenida por medio de una prueba triaxial estándar. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial, pero se



incrementa al elevar la presión de confinamiento y al someter la muestra a cargas repetitivas. (Capote Abreu, 2002)

PERMEABILIDAD:

Es la capacidad de una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. En el diseño de cimentaciones, por lo general lo único que es necesario saber es la permeabilidad en condiciones de saturación. Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica. (Capote Abreu, 2002)

Puesto que generalmente depende del tamaño y la continuidad del espacio poroso del suelo y, en consecuencia, del tamaño de las partículas de éste, la permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical. (Capote Abreu, 2002)

2.3. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Los depósitos naturales que forman todo tipo de suelo son tan variados que ningún método de exploración es ideal para todos los casos; esto significa que cada suelo requerirá, probablemente, de un procedimiento para investigarlo muy diferente del que necesitará otro subsuelo. Antes de proceder a explorarlo, es conveniente un análisis y observación preliminar de la zona para tener una información que, en muchos casos, evitará investigaciones costosas e innecesarias. (Pérez Alamá, 2007)

2.3.1. MÉTODOS DE RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

Los métodos o sistemas que podemos utilizar en el reconocimiento del suelo podemos dividirlos en dos grandes grupos; los métodos indirectos o geofísicos y los métodos directos.

- **Los métodos indirectos** están basados en la medida de una característica física de los materiales que componen el subsuelo, por medio de aparatos sofisticados dispuestos en la superficie del suelo o a muy poca profundidad. Estos métodos determinan por ejemplo la resistividad eléctrica o la velocidad de propagación de las ondas sísmicas (Sainz P. 2000).



- **Los métodos directos** tratan de recuperar una muestra de terreno para su análisis, o bien miden la resistencia y/o la deformación de los terrenos (Sainz Pascual, 2000)

SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones. La profundidad habitual no excede los 100 metros, aunque pueden alcanzarse los 1,000 metros. La extracción de testigos es continua y el porcentaje de recuperación del testigo con respecto a la longitud perforada puede ser muy alto, dependiendo del sistema de extracción. Algunos tipos de materiales son difíciles de perforar a rotación, como las gravas, y los bolos o las arenas finas bajo el nivel freático, debido al arrastre del propio fluido de perforación (González Vallejos, 2002).

Estas muestras pueden ser llevadas al laboratorio para su posterior análisis, roturas a compresión, triaxiales, edómetros, corte, etc. que no se podrían realizar de otro modo (Sainz P. 2000).

Los sondeos te permiten obtener una testificación directa del terreno, la capacidad portante del mismo a partir de los ensayos SPT, así como la obtención de muestras continuas a lo largo de todo el sondeo (Sainz P. 2000).

El principal inconveniente de los sondeos es su elevado costo, al ser una maquinaria y mano de obra especializada (Sainz P. 2000).

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

Los ensayos de penetración permiten correlacionar la resistencia del suelo a la penetración con su densidad relativa.

- **Penetrómetro dinámico.**

Existen varios modelos de ensayos de penetración dinámica. Los cuales dependen de la herramienta que se hinca, del peso de la maza y de la altura de caída de la misma.

Este ensayo es asimismo rápido y relativamente barato, con el obtenemos una idea de la capacidad portante del terreno a partir del número de golpes obtenido. Un caso muy común es que un penetrómetro obtenga golpes altos e incluso rechazo en rellenos antrópicos: sobre cascotes, gravas, etc. Si no se dispone de



una testificación visual de los materiales, los golpes obtenidos pueden inducir a creer que el material es un material muy bueno, cuando en realidad los golpes los está dando en cascotes (Sainz P. 2000).

- **Penetrómetro estático.**

En este tipo de aparato la característica fundamental es que el cono se introduce en el terreno por empuje, no por golpeo y a una velocidad constante, anotándose las resistencias de avance encontradas y que se leen en un manómetro (Sainz P. 2000).

Este tipo de penetrómetros es poco utilizado en edificación.

EXCAVACIONES

Consisten en excavaciones (calicatas, zanjas, pozos) realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y la realización de ensayos en campo.

Tienen la ventaja de que permiten acceder directamente al terreno, pudiéndose observar las variaciones litológicas, estructuras, discontinuidades, etc., así como tomar muestras de gran tamaño para la realización de ensayos y análisis (González Vallejos, 2002).

Las excavaciones son uno de los métodos más empleados en el reconocimiento superficial del terreno, y dado su bajo coste y rapidez de realización, constituyen un elemento habitual en cualquier tipo de investigación en el terreno. (González Vallejos, 2002).

Se clasifican en: Excavaciones superficiales y Excavaciones profundas.

a) Excavaciones superficiales. Se considera que una excavación es superficial cuando su profundidad no sobrepasa los 2.00 m. En raras ocasiones, estas excavaciones requieren de apuntalamientos en sus paredes; se logra cierta seguridad cuando a los paramentos se les da un talud más o menos pronunciado que depende de lo deleznable del terreno excavado. (Pérez Alamá, 2007)

b) Excavaciones profundas. Su profundidad rebasa los 2.00 m, lo cual hace necesario el empleo de tablestacas, ataguías o muros de contención que retengan el empuje de la tierra o del agua freática. (Pérez Alamá, 2007)

2.4. CLASIFICACIÓN DE SUELO

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. (Braja M, 2000)

La clasificación de suelos consiste, pues, en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante. La correlación de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico puesto a punto a través de muchos años de experiencia. (Muelas Rodriguez, 2010)

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS):

El sistema USCS clasifica los suelos en base a su granulometría, los Límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica. (Muelas Rodriguez, 2010)

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la Oficina de Restauración de Los Estados Unidos de América, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros y laboratoristas. Este sistema clasifica los suelos en dos amplias categorías: (Braja M, 2000)

- Suelos de grano grueso: son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No.200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S; donde “G” significa grava o suelo gravoso y “S” significa arena o suelo arenoso. (Braja M, 2000)
- Suelos de grano fino: con 50% o más pasando por la malla No.200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo “M”, que significa limo inorgánico, “C” para arcilla inorgánica u “O” para limos y arcillas orgánicos. El símbolo “Pt” se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos. (Braja M, 2000)

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

W: bien graduado

P: mal graduado

L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)

H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades.

En el siguiente esquema se muestran dichos símbolos y su significación:

Tabla 4 Símbolos de Grupo

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobremente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

FUENTE: (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Tabla 5 Tipología de Suelos

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Fuente: (Bañón Blázquez & Bevía García, 1999)

Tabla 6 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos				
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos				
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo				
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla				
	Arenas-más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas				
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas				
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40								
	Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)				
Nula a ligera						Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
Media a alta						Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Ligera a media			Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos			
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas			
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta			
Suelos altamente orgánicos			Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., **GW-GC**, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

Fuente: (Lambe & Whitman, 2004)

Tabla 7 *Suelos de cimentación*

Clase de suelo	Suelos gruesos limpios (GW, GP, SW, SP)	Suelos gruesos con finos (GM, GC, Sm, SC)	Suelos finos (MH, ML, CH, CL, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables; a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no ser fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada -
Compresibilidad y expansibilidad	Los asentamientos. Son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos, reducida. Si los depósitos son heterogéneo pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad	La compresibilidad varía considerablemente según la compacidad del depósito Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en caso de saturarse bajo carga	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos si saturarse bajo carga Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansión al aumentar su contenido de agua
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compacidad de los depósitos y su homogeneidad. Se relaciona, salvo en el caso de arenas	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Se han	Es indispensable estudiarla en laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos



	<p>sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.</p>	<p>de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del manto al definir tus condiciones de las pruebas.</p>	<p>efectuar una prueba de veleta.</p>
<p>Tubificación</p>	<p>Salvo los materiales de los grupos SW y SP, presentan buena resistencia a la tubificación. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.</p>	<p>Las arenas limosas presentan una resistencia a la tubificación media baja. Mientras los otros malcriales de este grupo tienen una resistencia a la tubificación de alta a media. Es muy importante en este aspecto La heterogeneidad de los depósitos.</p>	<p>Los limos prevenían baja resistencia a la tubificación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos</p>
<p>Licuación</p>	<p>Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a La licuación. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco sensibles a la licuación.</p>	<p>Las arenas finas, limosas, uniformes y en estado suelto son muy sensibles.</p>	<p>Susceptibilidad prácticamente nula.</p>

2.5. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de un suelo, se puede definir como el estado límite de falla de un suelo en una cimentación. (Medrano Castillo, 2008)

La capacidad de carga depende del tipo de suelo (gravas, arenas, limos, arcillas, o combinaciones de ellas), de las características de la cimentación y de la estructura, y del coeficiente de seguridad adoptado. El conocimiento de la presencia o ausencia del nivel de las aguas freáticas es muy importante porque cambia las condiciones de resistencia. (Crespo Villalaz, 2005)

TEORÍAS DE CAPACIDAD DE CARGA

Las teorías para la determinación de la capacidad carga establecen modelos para el diseño de cimientos sobre suelos en estado natural, y aplicables a rellenos artificiales con un correcto control de calidad. (Medrano Castillo, 2008)

Existen diferentes Teorías para determinar la capacidad de carga de un suelo, como son:

Capacidad de carga: Terzaghi

La Teoría de Terzaghi para determinar la capacidad de carga de un suelo cubre el caso más general, pues se aplica a suelos con cohesión y/o fricción. (Medrano, 2008).

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. (Braja M, 2000)

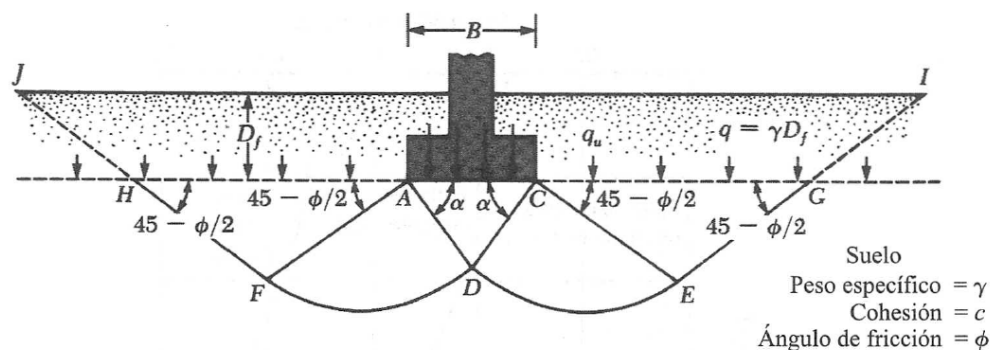


Figura 3 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación

Fuente: (Braja M, 2000)

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de cortante radial ADF Y CDE, en que las curvas DE Y DF son arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Por lo que Terzaghi propone la siguiente fórmula para determinar la capacidad de carga última de un cimiento continuo, poco profundo:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentaciones corridas)}$$

Donde:

c = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad adimensionales que son únicamente función del ángulo de fricción del ángulo, φ

Para estimar la capacidad de carga última de cimentación cuadrada la ecuación puede modificarse

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentaciones cuadradas)}$$

Los factores de carga los determinan los diferentes códigos de construcción, según los tipos de suelos. Se pueden determinar a través de las siguientes formulas (Medrano, 2008).

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} \text{ (Prandtl 1921)}$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \varphi \text{ (Reissener 1924)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \text{ (Caquot y Kerisel 1953) y (Vesic 1973)}$$

A continuación se enlistan los valores de los factores de carga

Tabla 8 Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

Capacidad de carga: Meyerhof

Meyerhof en su teoría de capacidad de carga toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, considerando un mecanismo de falla de la siguiente forma: (Medrano Castillo, 2008)

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

q = Esfuerzo efectivo del suelo

B = Ancho de cimentación

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$ = Factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Factores de Forma (Beer 1970)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

donde L = longitud de la cimentacion ($L > B$)

Factores de Profundidad (Hansen 1970)

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \text{sen } \varphi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Condición (b): $D_f/B > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \text{sen } \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factores de Inclinación (Meyerhof 1963; Hanna y Meyerhof 1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi} \right)^2$$

β = inclinacion de la carga sobre la cimentacion con respecto a la vertical

Para determinar la capacidad de carga para cimientos rectangulares se puede interpolar los resultados de cimientos corridos y cuadrados, pero una alternativa se tiene a través de los factores de forma, que aunque empíricos son lo suficientemente prácticos para su aplicación cotidiana.

2.6. FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga admisible o de trabajo, en una cimentación superficial requiere de la aplicación de un factor de seguridad (FS), para dar los márgenes de seguridad necesarios, para considerar las incertidumbres de las propiedades de los suelos que son un material “natural”. En la forma más simple se puede escribir. (Medrano Castillo, 2008)

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

incremento del esfuerzo neto sobre el suelo
 $= \frac{\text{capacidad de carga ultima neta}}{FS}$

Considerándose el Factor de seguridad comúnmente igual o mayor de 3, en algunos casos dependiendo del tipo de obra y de si se toman cargas permanentes vivas y accidentales, el valor puede reducirse a 2 o 2.5 (Medrano Castillo, 2008)

2.7. LICUEFACCIÓN DEL SUELO

Se define por licuefacción el fenómeno por el cual los suelos no cohesivos sueltos o -las arcillas sensibles pueden sufrir una súbita pérdida de su resistencia en una gran porción de su masa, por causa de una vibración, un impacto o un elevado esfuerzo cortante localizado, y adquieren un cierto grado de movilidad por desplazamiento de sus partículas. (Fratelli, 1993)

En este caso, el suelo se comporta repentinamente como si fuera un líquido viscoso, provocando el colapso de las construcciones que apoyan en él.

Si la licuefacción se produce en algún estrato subterráneo, la presión producida en el agua de los poros del suelo licuado, emerge a la superficie como burbujas, dando la impresión que el suelo hirviera. (Fratelli, 1993)

La licuefacción del suelo se ve favorecida cuando existe una excesiva compresión producida por las cargas exteriores aplicadas, que supera la resistencia límite del suelo. La causa básica de la licuefacción de los suelos no cohesivos saturados es el exceso de presión hidrostática debida a los esfuerzos cíclicos inducidos por los movimientos que debe soportar la masa del suelo. (Fratelli, 1993)

2.8. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT, del inglés, standard penetration test) nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (30 cm) el toma muestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas). (Muelas Rodriguez, 2010)

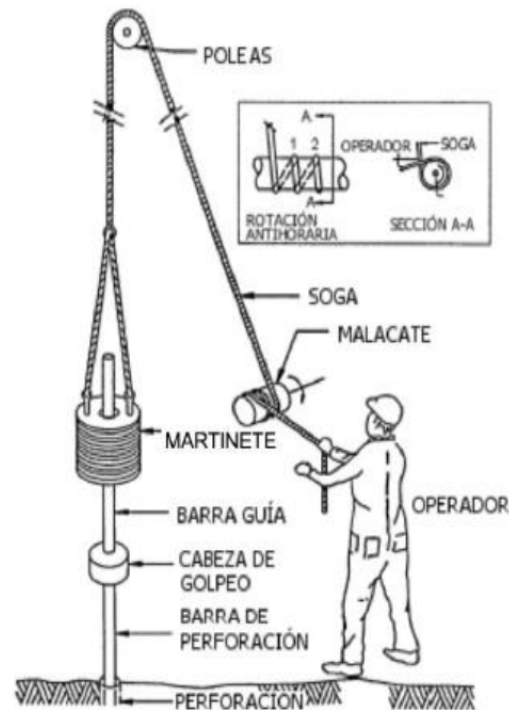


Figura 4 Equipo de SPT

De forma resumida, la realización del ensayo es la siguiente:

- Se ejecuta un taladro hasta la cota deseada y en el fondo del mismo (una vez limpiado cuidadosamente) se introduce un toma muestras de dimensiones estándar que consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje. (Muelas Rodriguez, 2010)
- Se hincan las muestras en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 centímetros. La hincada se realiza mediante una maza de 63,5 kg (140 libras) que cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) en una cabeza de golpeo o yunque. La lectura del golpeo del primer y último tramo no se tienen en cuenta, por posible alteración del



suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso y por posible sobre compactación en el segundo. Los valores de golpeo de los tramos centrales de 15 cm sumados conducen al parámetro N30 spt o NSpt, denominado también resistencia a la penetración estándar. Cuando el terreno es muy resistente se detiene la prueba para un determinado número de golpes (rechazo, R), anotando la penetración realizada. (Muelas Rodríguez, 2010)

La norma ASTM D1586-84 indica que la prueba se puede dar por finalizada:

- Cuando se aplican 50 golpes para un tramo de 15 cm.
- Cuando se aplican 100 golpes en total.
- Cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes.

El ensayo SPT es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas. Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno. Existe una abundante bibliografía a este respecto. La gran mayoría de datos y correlaciones corresponden a terrenos arenosos. La presencia de gravas complica la interpretación, cuando no impide su realización. En resumen, el ensayo resulta apropiado para terrenos en los que predomina la fracción arena, con reserva tanto mayor cuanto mayor es la proporción de la fracción limo-arcilla o de fracción grava.

Normalización del Método según Norma ASTM D 1586

La primera descripción de la ASTM sobre el SPT fue publicada en abril de 1958 y se denominó "Método tentativo de ensayo de penetración y toma de muestras del suelo con tubo testigo hundido longitudinalmente".

En 1967 la ASTM lo transformó en un método normalizado. La normalización actual D 1586 – 84 (re aprobada 1992) no contiene grandes cambios desde sus ediciones originales.

Aplicabilidad del método SPT

De acuerdo a lo informado sobre trabajos realizados in situ y las investigaciones llevadas a cabo en laboratorio, la aplicabilidad del método SPT en relación con los parámetros del subsuelo que se describen a continuación:

Tabla 9 *Aplicabilidad del SPT*

Parámetros del subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa (D_r)	B
Angulo de fricción (ϕ)	C
Resistencia al corte (UU)	C
Presión neutra (U)	N
Relación de preconsolidación	N
Módulos (E y G)	N
Compresibilidad (m_v & c_c)	C
Consolidación (c_v)	N
Permeabilidad (k)	N
Curva (s-e)	N
Resistencia a la licuación	A

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

- A: Aplicabilidad alta.
- B: Aplicabilidad moderada.
- C: Aplicabilidad limitada.
- N: Aplicabilidad nula.

Descripción General del Ensayo

El ensayo consiste en lo siguiente:

- Ingresar el muestreador estándar de caña partida de 2" de diámetro exterior una distancia de 450 mm en el suelo del fondo de la perforación.
- Contar el número de golpes para que el muestreador ingrese los dos últimos tramos de 150 mm (total = 300 mm) para obtener el valor N.
- Usar una masa de 63.5 kg (o martillo) cayendo libremente desde una altura de 760 mm.

Ventajas y Desventajas del SPT

El ensayo de Penetración Estándar es uno de los más usados normalmente en las pruebas in situ, debido a su simplicidad y su historia considerable de datos reunidos. Sin embargo, allí también hay limitaciones de la prueba que deben reconocerse. En las tablas 10 y 11, se presenta un resumen de ventajas y desventajas de la Prueba de Penetración Estándar como un compilado de varios investigadores.

Tabla 10 *Ventajas del ensayo de penetración Estandar*

Ventajas	Referencia
Relativamente rápido y simple de realizar	Kulhawy y Mayne (1990)
El equipo y especialización para la prueba están extensamente disponibles en los Estados Unidos	Kulhawy y Mayne (1990)
Proporciona una muestra de suelo representativa	Kulhawy y Mayne (1990)
Proporciona un índice útil de resistencia relativa y de compresibilidad del suelo	NAVFAC DM 7.1 (1982)
Capaz para penetrar capas densas y arena gruesa.	NAVFAC DM 7.1 (1982)
Las numerosas historias de casos de licuación de suelos en terremotos pasados están disponibles con los valores N de SPT. El método basado en esta historia puede reflejar la conducta real durante terremotos, que no pueden simularse en el laboratorio.	Tokimatsu (1988)
El SPT es una prueba in situ que refleja la densidad del suelo, esfuerzos y la historia de esfuerzos efectivos y esfuerzos horizontales, todos los cuales influyen en la resistencia a la licuación.	Tokimatsu (1988)

Tabla 11 *Desventaja del Ensayo de Penetración Estándar*

Desventajas	Referencia
El SPT no proporciona datos continuos típicamente, por consiguiente pueden obviarse estratos débiles.	Kulhawy y Mayne (1990)
Limitada a suelos cohesivos y arenas gruesas sin gravas ni cantos rodados	Kulhawy y Mayne (1990)
Avance mas lento que otros métodos, debido a la recuperación de la muestra.	Kulhawy y Mayne (1990)
Además de la presión de la sobrecarga y la densidad relativa el valor "N" del SPT también es una función del tipo de suelo, clasificación según tamaño y la edad e historia del depósito.	Kulhawy y Mayne (1990)
Debido a las diferencias considerables en el aparato y el procedimiento, puede ocurrir una variabilidad significativa en la resistencia a la penetración. Los problemas básicos a considerar, son el cambio en los esfuerzos efectivos al fondo del sacamuestra, la energía dinámica, el intervalo de impacto, la penetración, la cuenta de resistencia.	Tokimatsu (1988), Kovacs (1994)
Se perturban las muestras que se obtienen del SPT.	

2.9. AUSCULTACIÓN DINÁMICA CONO DE PECK

Se acostumbra identificar con este nombre a los conos de tipo rescatable o perdible, que se fabrican industrialmente y que incluso llegan a ser verdaderas máquinas de energía controlada.

MECANISMOS DE CARGA

Funcionamiento básico

Para realizar las pruebas de cono dinámico perdible o recuperable, se requieren dispositivos que levanten la masa de impacto y la dejen caer lo más libremente posible, desde una altura constante; el mecanismo más simple es el malacate de fricción operado manualmente.

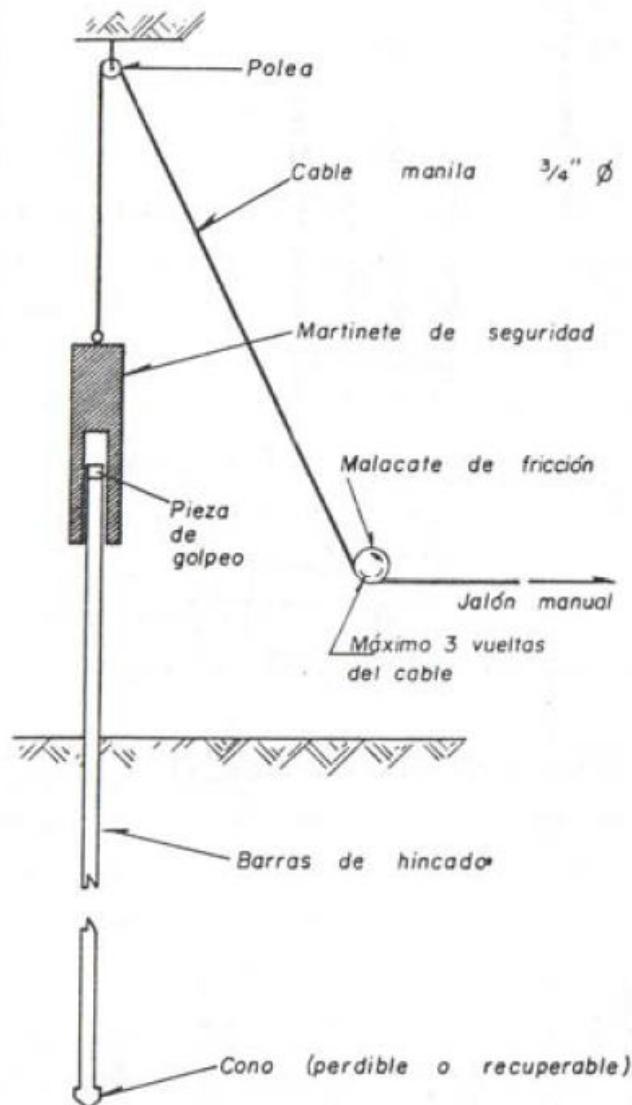


Figura 5 Malacate de fricción



Origen del Nombre Cono Peck

A inicios de los años 1970, se efectuó un programa comparativo de ensayos SPT con un equipo de auscultación con punta cónica denominado “Cono de Peck”, sobre suelos arenosos finos del tipo SP, encontrándose la siguiente relación

$$N = 0.5 c$$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo estándar de penetración (SPT); y

c = número de golpes por 30 cm de penetración con el “Cono de Peck”.

Los consultores de aquél Estudio le dieron ese nombre al ensayo por un dispositivo mostrado en una publicación (Peck 1953), recomendado para investigar la densidad relativa de depósitos de arenas y gravas sin el uso de tuberías de revestimiento.

(Peck 1953), describen al dispositivo como: un cono que se coloca suelto en el fondo de una hilera de tuberías que se introduce en el terreno por medio de un martillo con una altura constante de caída. Se toma un registro continuo del número de golpes requerido para hincar la punta un pie de profundidad. Cuando la punta ha alcanzado su elevación final, se retira la tubería y el cono queda perdido en el fondo de la perforación. La fricción de la tubería es minimizada haciendo el diámetro del cono algo mayor que el diámetro exterior de la tubería. Las pruebas de este tipo se pueden hacer más rápidamente y de manera más económica que los ensayos de Penetración Estándar. Sus resultados se pueden correlacionar con los valores N (del SPT), realizando diferentes series de ensayos de Penetración Estándar en perforaciones adyacentes a la ubicación de los ensayos de penetración con el cono.

Como se puede apreciar, Peck al no describen el peso del martillo, ni la altura de caída, aunque si muestran un diámetro exterior del varillaje, similar al del ensayo SPT. Por tal razón RM + Ass, utilizaron el mismo equipo del SPT, al que solamente le cambiaron la cuchara de “caña partida”, por una punta cónica a 60°.

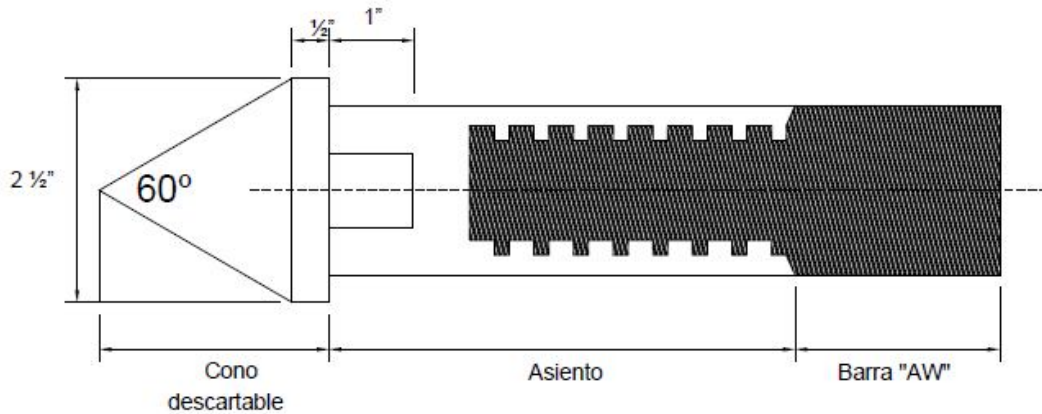


Figura 6 Cono peck

Auscultación con el Cono Dinámico Tipo Peck en el Perú

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones de Junio del 2006, el ensayo consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica, empleando la misma energía que el Ensayo de Penetración Estándar (SPT, ASTM D 1586), en la que la cuchara estándar es reemplazada por un cono de 6.35 cm. (2.5") de diámetro y 60° de ángulo en la punta. Este cono se hinca en forma continua en el terreno. El registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm. El resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm. de penetración.

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

De acuerdo al RNE, no deben ejecutarse ensayos con cono tipo Peck en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento. Al respecto se recomienda efectuar mayor investigación a fin de determinar la corrección por pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación en base a auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida en base a la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. El uso del cono Peck

se recomienda hasta 8 metros de profundidad. En ningún caso se debe superar los 10 metros.

La nomenclatura para el número de golpes de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones es “Cn”, que representa el número de golpes para 0.30 metros de penetración.

Tabla 12 Datos técnicos de Cono Peck

Elemento	CP
Masa del martillo, kg	63.5 ± 0.5
Altura de caída, m	0.76 ± 0.01
Masa del yunque y de la guía (máx), kg	50
Longitud diámetro (D) del martillo	$\geq 1, \leq 2$
Diámetro del yunque. mm	$100 < d < 0.5D$
Long. de varilla, m	-----
Masa de varilla (máx). kg/ni	8
Desviación de la varilla (máx) en los primeros 5 m,%	-----
Desviación de la varilla (máx) debajo de los 5 m. %	-----
Excentricidad de la varilla (máx). mm	0.2
Diámetro exterior de la varilla, mm	41.2
Diámetro interior de la varilla, mm	-----
Ángulo del cono, grados	60
Área en la base del cono, era"	32
Diámetro del cono, mm	63.5
Diámetro müi. del cono, mm	—
Long. del manguito del cono, mm	50 ± 0.5
Ángulo superior del cono. °	—
Long. de la punta del cono, mm	25 ± 0.2
Max. deseaste de la punta, mm	—
Número de golpes por cm de penetración	15 cm /30 cm; Cn
Trabajo específico por golpe MgH/A, kJ/m²	149 ³



CAPITULO III

METODOLOGÍA

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El presente estudio es una investigación de carácter **cuantitativa**, a través del cual, se pretende contribuir en el conocimiento. En la determinación de las características geotécnicas de los suelos en la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU, para fines de Cimentación en edificaciones.

De acuerdo a la situación a estudiar, se incorpora el tipo de investigación denominado descriptivo, el cual consiste en describir situaciones y eventos, decir como es y cómo se manifiesta determinado fenómeno (Hernandez S. Fernandez C. y Batista P.; 2006)

3.1.2 NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

El trabajo es tipo **descriptivo**, la investigación se centra en analizar cuál es el estado de las condiciones actuales del suelo en la ASOCIACIÓN PRO-VIVIENDA AYLLU RAU RAU

3.1.3 MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

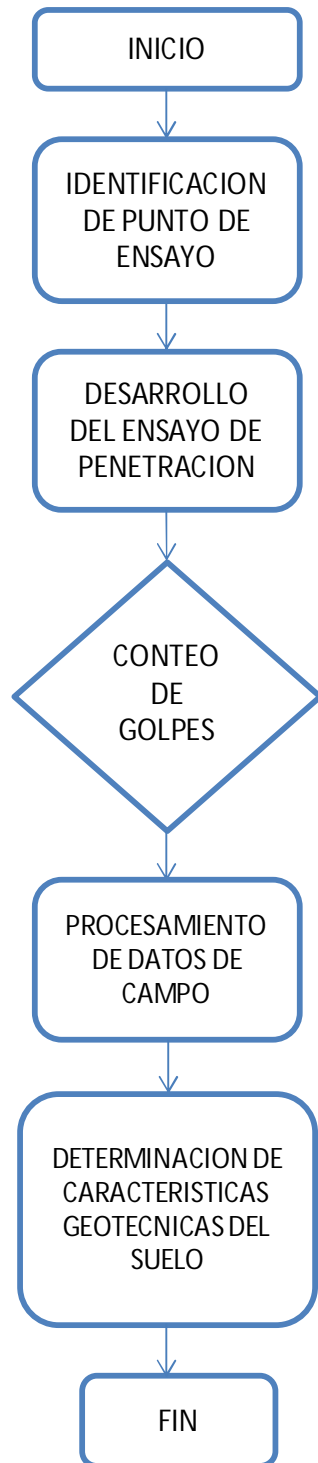
Método Hipotético deductivo, ya que tiene la característica de ser objetivo, sistemático, factico y progresivo; es una ciencia que permite alcanzar conocimientos validos que pueden ser verificados a través de instrumentos confiables (Sampieri, 2003)

3.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 DISEÑO METODOLÓGICO

No experimental - transversal por que se realizara una recolección de datos en un **tiempo único**, para describirlo.

3.2.2 DISEÑO DE INGENIERÍA





3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1 POBLACIÓN

3.3.1.1 Descripción de la Población

La población es el suelo

3.3.1.2 Cuantificación de la Población

La población es infinita

3.3.2 MUESTRA

3.3.2.1 Descripciones de la Muestra

La muestra está conformado por el suelo de la Asociación Pro Vivienda AYLLU RAU RAU, del distrito de San Jerónimo de la provincia del Cusco

3.3.2.2. Cuantificación de la Muestra

La muestra es finita, se realizaron 18 puntos de ensayo para determinar la caracterización geotécnica del suelo de la Asociación Pro Vivienda AYLLU RAU RAU

3.3.2.3 Método de Muestreo

El método de muestreo es no probabilística, debido a que la selección de la muestra se realizó por ser una zona de expansión de la región del cusco

3.3.2.4 Criterios de Muestreo

Se evaluó la realización de 18 puntos de investigación debido a que la norma E.050 de suelos y cimentaciones señala que para el número de puntos de investigación es de 3 por cada hectárea de terreno habilitado para urbanizaciones.


3.3.3 CRITERIOS DE INCLUSIÓN

Todos los puntos de investigación se realizan con la prueba de penetración estándar, con el cono de Peck la cual se realiza a una profundidad 5.10 metros




3.4 INSTRUMENTOS

3.4.1 INSTRUMENTOS METODOLÓGICOS



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PRUEBA DE OSCULTACION CON EL CONO DE PECK

LUGAR **N° PUNTO**

TIPO DE CONO **RECUPERABLE** **COTA:**

PERIODO **FECHA:**

MASA **HORA:**

VARILLAJE **DIAMETRO**

LONGITUD

DISPOSITIVO GOLPERO MASA

PROFUNDIDAD	NUMERO DE GOLPES
0.15	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
0.30	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
0.45	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
0.60	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
0.75	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
0.90	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.05	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.20	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.35	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.50	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.65	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.80	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
1.95	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.10	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.25	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.40	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.55	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.70	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
2.85	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.00	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>

PROFUNDIDAD	NUMERO DE GOLPES
3.15	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.30	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.45	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.60	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.75	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
3.90	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.05	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.20	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.35	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.50	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.65	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.80	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
4.95	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.10	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.25	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.40	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.55	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.70	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
5.85	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>
6.00	<input style="width: 50px; height: 20px;" type="text"/>



3.4.2 INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA

Los instrumentos de ingeniería utilizados fueron:

- Equipo completo (SPT)
- Trípode
- Motor
- Varillas
- Pesa
- Eje
- Punta cónica
- Tecele
- Soga
- Polea
- Llave stilson

3.5 Procedimiento de recolección de Datos.

3.5.1 Caracterización geotécnica del suelo mediante la prueba de penetración estándar (SPT) con el cono de PECK.

Punto 01.

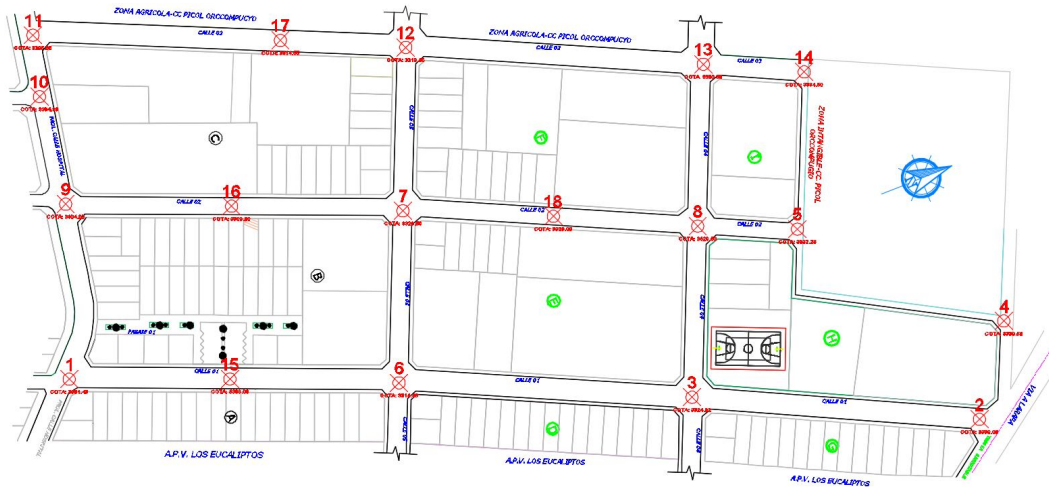


Figura 7. Plano de ubicación del Punto 01

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 8. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 9. Transporte del Equipo SPT



Figura 10. Instalacion del equipo de SPT



Figura 11. Realizacion de la prueba de SPT



Figura 12. Punto 01

c) Toma de datos.

Tabla 13 *Recoleccion de datos del Punto 01*

PROFUNDIDAD	N° DE GOLFES PECK
0.30	44
0.60	54
0.90	103
1.20	94
1.50	70
1.80	38
2.10	38
2.40	60
2.70	29
3.00	51
3.30	142
3.60	26
3.90	26
4.20	31
4.50	12
4.80	16
5.10	46

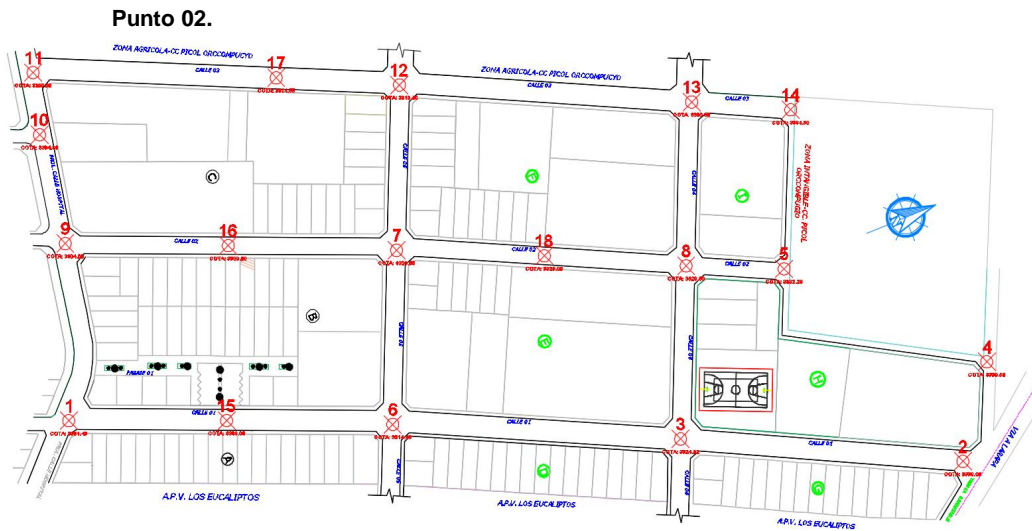


Figura 13. Plano de ubicación del Punto 02

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 14. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 15. Transporte del Equipo SPT



Figura 16. Instalacion del equipo de SPT



Figura 17. Realizacion de la prueba de SPT



Figura 18. Punto 02

c) Toma de datos.

Tabla 14 *Recoleccion de datos del Punto 02*

PROFUNDIDAD	N° DE GOLFES PECK
0.30	37
0.60	57
0.90	50
1.20	13
1.50	24
1.80	95
2.10	68
2.40	16
2.70	12
3.00	16
3.30	30
3.60	34
3.90	18
4.20	55
4.50	31
4.80	16
5.10	24

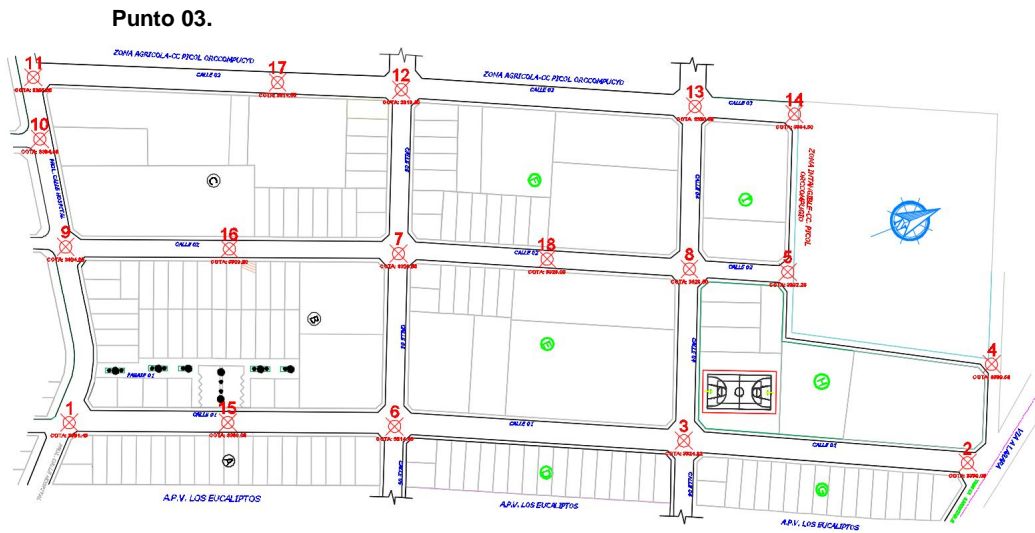


Figura 19. Plano de ubicación del Punto 03

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 20. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 21. Transporte del Equipo SPT



Figura 22. Instalacion del equipo de SPT



Figura 23. Realizacion de la prueba de SPT



Figura 24. Punto 03

c) Toma de datos.

Tabla 15 *Recoleccion de datos del Punto 03*

PROFUNDIDAD	Nº DE GOLPES PECK
0.30	43
0.60	44
0.90	58
1.20	51
1.50	74
1.80	32
2.10	38
2.40	143
2.70	110
3.00	23
3.30	34
3.60	16
3.90	31
4.20	52
4.50	16
4.80	24
5.10	23

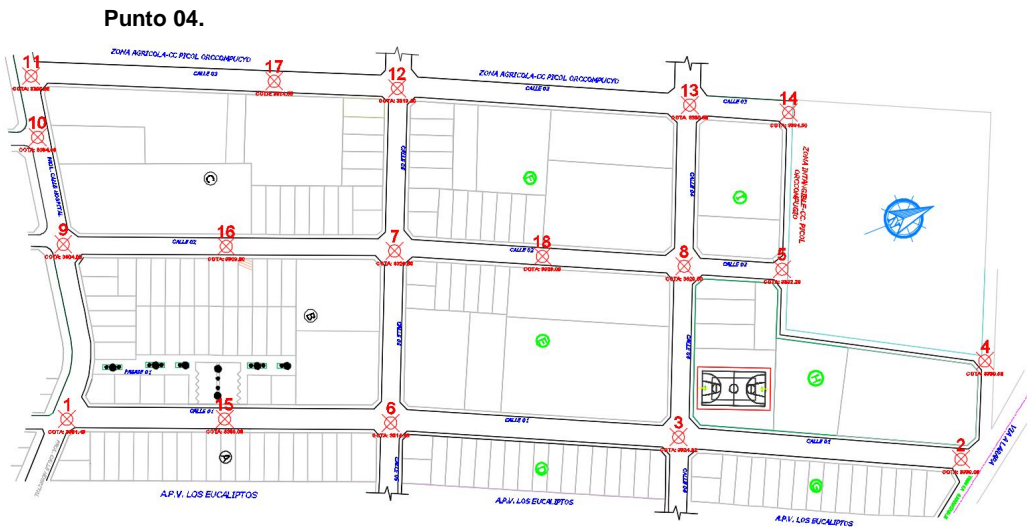


Figura 25. Plano de ubicación del Punto 04

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 26. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 27. Transporte del Equipo SPT



Figura 28. Instalacion del equipo de SPT



Figura 29. Realizacion de la prueba de SPT



Figura 30. Punto 04

c) Toma de datos.

Tabla 16 Recoleccion de datos del Punto 04

PROFUNDIDAD	N° DE GOLFES PECK
0.30	63
0.60	58
0.90	26
1.20	27
1.50	28
1.80	36
2.10	46
2.40	40
2.70	124
3.00	26
3.30	38
3.60	18
3.90	35
4.20	59
4.50	18
4.80	27
5.10	26

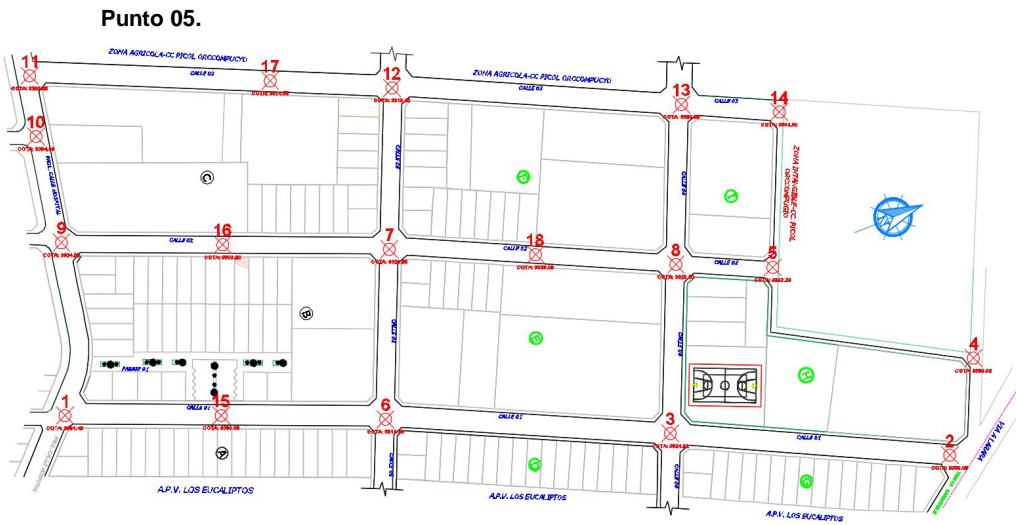


Figura 31. Plano de ubicación del Punto 05

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 32. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 33. Transporte del Equipo SPT



Figura 34. Instalacion del equipo de SPT



Figura 35. Realizacion de la prueba de SPT



Figura 36. Punto 05

c) Toma de datos.

Tabla 17 *Recoleccion de datos del Punto 05*

PROFUNDIDAD	N° DE GOLFES PECK
0.30	61
0.60	80
0.90	31
1.20	26
1.50	17
1.80	9
2.10	13
2.40	12
2.70	30
3.00	21
3.30	15
3.60	27
3.90	81
4.20	55
4.50	69
4.80	41
5.10	42

Punto 06.

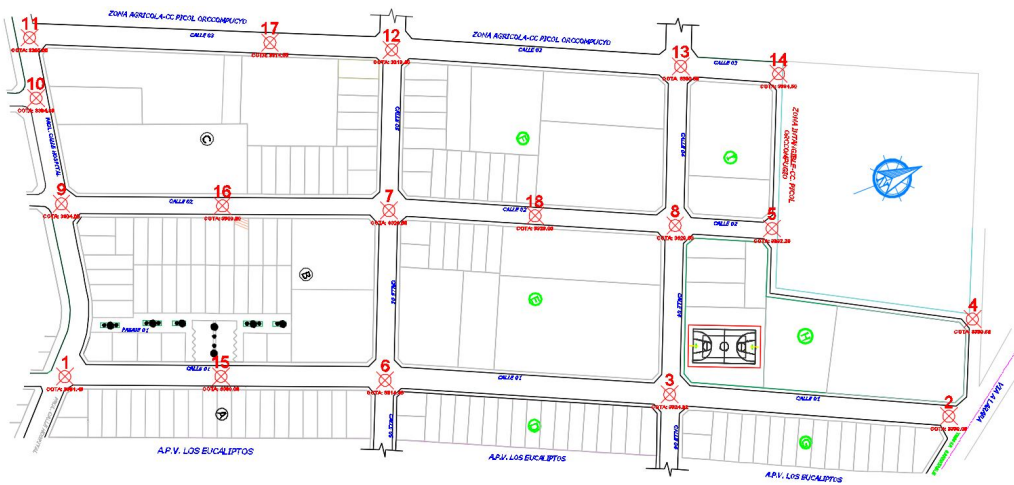


Figura 37. Plano de ubicación del Punto 06

a) Instrumentos utilizados.

- 1.- SPT (equipo completo)
- 2.- Wincha
- 3.- Lampa
- 4.- Barreta
- 5.- Pizarra y plumones



Figura 38. Equipo completo de SPT

b) Procedimiento.



Figura 39. Transporte del Equipo SPT



Figura 40. Instalacion del equipo de SPT



Figura 41. Realizacion de la prueba de SPT