



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y
METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



EVALUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DEL TERRENO
DE FUNDACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE
KUTUCTAY – LAS BAMBAS - CUSCO

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. WILSON JOSE INCALLA CHUQUIJA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

Dedico a dios por ser mi guía y darme salud, a mis padres José y Lidia por todo el apoyo y esfuerzo que dieron en mi formación académica apoyándome económicamente y moralmente lo cual hicieron que pudiera cumplir mis sueños y por ello dedico esta tesis con mucho amor y cariño.

Por último, se lo dedico a mi hermano Edwin por ser mi confidente y a mi novia Nélida que me motiva a seguir adelante... Gracias... XD.

Wilson J. Incalla Chuquija



AGRADECIMIENTOS

Muy orgulloso de poder hacer mención de todos a quienes agradezco el poder llegar al cumplimiento de esta meta tan anhelada que es mi título profesional a través de este trabajo de tesis en honor a tal orgullo deseo expresar mi agradecimiento.

Agradezco a dios por darme la voluntad, fuerza y la fe para seguir adelante en todo este proceso de realización personal.

A mis padres José Incalla Chuquiya y Lidia Chuquiya Pacco quienes con su consejos, amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más.

Agradezco a mis hermanos Edwin y Herles que siempre me apoyaron y me motivaron de seguir adelante con mi formación profesional, a mis tíos y primos que me dieron sus mejores consejos y palabras de aliento hicieron de mí una buena persona.

Agradezco a mi novia Nélide por su paciencia, apoyo e impulsarme a nunca rendirme.

Agradecer a mi asesor de tesis. Ing. Georges F. Llerena Peredo que me ha orientado y apoyado, a mis compañeros de trabajo, Juanka, Carlos y Julio que siempre me apoyaron moralmente.

Agradezco a INGESONDEX PERU SAC por darme la facilidad de poder realizar esta investigación.

Finalmente agradezco a la Universidad Nacional del Altiplano mi alma mater y a mi Escuela Profesional de Ingeniería Geológica del cual me siento super orgulloso formar parte.

Wilson J. Incalla Chuquiya



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

INDICE DE ACRONIMOS

RESUMEN 22

ABSTRACT..... 23

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA 25

1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA 26

1.2.1. Problema general 26

1.2.2. Problema específico 26

1.3. JUSTIFICACION..... 26

1.4. ANTECEDENTES..... 27

1.5. HIPOSTESIS..... 29

1.6. OBJETIVOS 29

1.6.1. Objetivo general..... 29

1.6.2. Objetivo específico 29

CAPÍTULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1. GEOTECNIA 30

2.1.1. Estudio Geotécnico 30



2.1.2. Caracterización Geotécnica.	31
2.2. DETERMINACION DE PROPIEDADES GEOTECNICAS.....	31
2.2.1. Exploración del suelo.....	31
2.2.2. Ensayos de laboratorio.....	32
2.2.2.1. Análisis granulométrico por tamizado.....	32
2.2.2.2. Límite líquido.....	34
2.2.2.3. Limite Plástico.....	34
2.2.2.4. Índice de Plasticidad (IP):.....	35
2.2.2.5. Contenido de humedad natural.....	36
2.2.2.6. Ensayo de CBR capacidad de soporte.....	37
2.2.2.7. Corte directo.....	37
2.2.2.8. Ensayo de resistencia a compresión uniaxial.....	37
2.2.2.9. Ensayos químicos.....	39
2.3. NORMAS ASTM.....	40
2.3.1. Clasificación De Suelos.....	40
2.3.1.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).....	40
2.3.1.2. Sistema de clasificación de suelos (AASHTO).....	42
2.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	43
2.4.1. Propiedades físicas de los suelos.....	43
2.4.1.1. Forma.....	44
2.4.1.2. Plasticidad.....	44
2.4.1.3. Estructura.....	45
2.4.1.4. Tamaño de granos.....	46
2.4.1.5. Porosidad.....	46
2.5. ESTUDIO DE MECANICA DE ROCAS.....	46



2.5.1. Clasificación Geomecánica.....	47
2.5.2. Calidad De Rocas RQD	47
2.5.3. Rock Mass Rating (RMR)	48
2.6. EXPLORACIÓN CON PERFORACIONES DIAMANTINAS	49
2.6.1. Logueo Geotécnico	50
2.6.1.1. Planilla de logueo.....	50
2.6.1.2. Características de los testigos	52
2.7. PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	55
2.7.1. Cimentaciones.....	55
2.7.2. Cimentaciones superficiales.....	56
2.7.2.1. Capacidad de carga portante última (q_u)	58
2.7.2.2. Ecuación de Terzaghi.....	58
2.7.2.3. Factor de seguridad	60
2.7.3. Cimentaciones profundas	61
2.7.3.1. Pilotes.....	61
2.7.3.2. Tipos de pilotes	62
2.7.3.3. Calculo estimado de la longitud de los pilotes.....	65
2.7.3.4. Capacidad de carga admisible de un pilote	66
2.7.4. Obtención de parámetros de diseño de cimentaciones	66
2.7.5. Criterios de asentamiento.....	67
2.7.6. Asentamiento inicial	67
2.8. REFRACCION SISMICA	68
2.8.1. Análisis multicanal MASW 1D	70
2.8.2. Parámetros dinámicos del suelo.....	71
2.8.3. Curva de dispersión.....	71



2.8.4. Caracterización Vs30	72
2.8.5. Valores típicos de velocidad de propagación de ondas sísmicas	73
2.9. GEOLOGIA REGIONAL.....	74
2.9.1. Marco geológico	75
2.9.2. Geomorfología	76
2.9.2.1. Procesos geomorfológicos	77
2.9.2.2. Unidades geomorfológicas.....	77
2.9.2.3. Altas mesetas.....	78
2.9.2.4. Cordillera oriental	79
2.9.2.5. Valles interandinos.....	79
2.9.2.6. Montañas	79
2.9.3. Litología.....	79
2.9.3.1. Volcánico Tacaza (Paleógeno - Neógeno).....	80
2.9.3.2. Lavas y Brechas Lávicas (PN-ta/lbr)	81
2.9.3.3. Tobas Lapilli (PN-ta/vcl)	81
2.9.3.4. Secuencia Piroclástico (PN-ta/ tbklt)	82
2.9.3.5. Flujo Piroclástico (PN-ta/ch).....	83
2.9.3.6. Depósitos aluviales (Qh-al).....	83
2.9.3.7. Depósitos Coluviales (Qh-co).....	84
2.9.3.8. Intrusivo Cotabambas – Colca (PN-cot-co/to).....	84
2.9.4. Geología estructural	84
2.9.4.1. Dominio estructural.....	85
2.9.4.2. Bloque Anta	85
2.9.5. Geodinámica externa	86
2.9.5.1. Deslizamientos	86



2.9.5.2. Desprendimiento de rocas	87
2.9.5.3. Derrumbes	87
2.9.5.4. Erosión fluvial.....	88

CAPÍTULO III

MÉTODOS Y MATERIALES

3.1. TIPO DE INVESTIGACION.....	89
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACION	89
3.3. DEFINICION DE VARIABLES E INDICADORES.....	89
3.4. METOLOGIA DE INVESTIGACION.....	90
3.5. TECNICAS SEGÚN A LA NORMAS ASTM, SUCS Y AASHTO.....	91
3.6. INSTRUMENTOS Y RECOLECCION DE DATOS.....	91
3.6.1. Recopilación y revisión de fuentes de información	91
3.6.2. Materiales.....	91
3.6.3. Equipos	92
3.6.4. Trabajo en campo.....	92
3.6.5. Trabajo de gabinete.....	93

CAPITULO IV

CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

4.1. UBICACIÓN	94
4.1.1. Ubicación política.	94
4.1.2. Ubicación geográfica.	94
4.2. ACCESIBILIDAD	95
4.2.1. Terrestre: Lima – Cuzco – Puente Kutuctay.....	95
4.2.2. Aérea: Lima – Cuzco – Puente Kutuctay.....	96
4.3. CLIMA.....	96



4.4. VEGETACION	97
4.5. RELIEVE MONTAÑOSO	97
4.6. CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE.....	98
4.7. GEODINAMICA INTERNA	99
4.7.1. Zonificación sísmica	99
4.7.2. Sismicidad.....	99
4.8. GEODINÁMICA EXTERNA.....	100
4.8.1. Deslizamientos	100
4.8.2. Desprendimiento de rocas.....	101
4.8.3. Derrumbes.....	101
4.9. GEOLÓGIA LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	103
4.9.1. Geomorfología	103
4.9.1.1. Montaña en Roca (RM-r).....	103
4.9.1.2. Laderas (L-l).....	104
4.9.1.3. Terraza Fluvial (T-fl)	104
4.9.2. Litoestratigrafía.....	105
4.9.2.1. Volcánico Tacaza (PN-ta/an).....	105
4.9.2.2. Depósito Coluvial (Qh-co).....	106
4.9.2.3. Depósitos de Deslizamiento Gravitacionales (Qh-dz).....	107
4.9.2.4. Depósito Fluvial (Qh-fl).....	108
4.9.3. Geología estructural	109
4.9.3.1. Falla Kutuctay	109

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. RESULTADOS DE PROPIEDAD DINAMICA DEL SUELO.....	111
---	------------



5.1.1. Refracción sísmica	111
5.1.2. Ensayos MASW	114
5.1.3. Parámetros elásticos	115
5.2. RESULTADO DE PERFORACIÓN DIAMANTINA	116
5.2.1. Ubicación de las perforaciones diamantina	116
5.2.2. Descripción de las perforaciones	117
5.3. ENSAYO DE LABORATORIO	123
5.4. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE TRAFICO	123
5.5. RESULTADO DEL ESTUDIO DE DISEÑO VIAL	125
5.6. EVALUACIÓN DEL TERRENO DE FUNDACION.....	126
5.6.1. Suelo reforzado tipo III	126
5.6.2. Estribo Derecho E1	130
5.6.3. Apoyo Izquierdo A1	131
5.6.4. Estribo Izquierdo E2	132
5.7. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE LA FUNDACIÓN DEL PUENTE.....	133
5.7.1. Fundación del Estribo E1	133
5.7.1.1. Propiedades Físico – Mecánicas de la roca de fundación	133
5.7.1.2. Características de la Estructura	134
5.7.1.3. Capacidad de carga de la roca de fundación	134
5.7.1.4. Asentamiento potencial presunto	137
5.7.1.5. Análisis de agresividad al concreto y a las armaduras de acero	138
5.7.2. Fundación del Apoyo A1 (Pilar).....	139
5.7.2.1. Propiedades Físico – Mecánicas de la roca de fundación del Pilar	139
5.7.2.2. Características de la Estructura	140
5.7.2.3. Parámetros geotécnicos de diseño.....	141



5.7.2.4. Capacidad de carga de la roca de fundación del Pilar.....	142
5.7.2.5. Asentamientos Presuntos de la fundación.....	146
5.7.2.6. Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero ..	147
5.7.3. Fundación del Estribo E2.....	148
5.7.3.1. Propiedades Físico – Mecánicas del suelo de fundación (Suelo reforzado tipo III). 148	
5.7.3.2. Características de la Estructura	148
5.7.3.3. Capacidad de carga del suelo de fundación	149
5.7.3.4. Asentamiento potencial presunto	151
V. CONCLUSIONES.....	152
VI. RECOMENDACIONES	153
VII. REFERENCIAS.....	154
ANEXOS.....	157

ÁREA: Ingeniería Geotécnica

LÍNEA: Cimentaciones

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 20 de Julio de 2022



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Abertura de mallas de la serie americana (A.S.T.M).....	33
Tabla 2. Clasificación de suelos S.U.C.S.....	41
Tabla 3. Relación entre el valor del RQD y la calidad de la roca.....	47
Tabla 4. Diferencia de valores entre RMR ₇₆ Y RMR ₈₉	48
Tabla 5. Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR ₈₉	48
Tabla 6. Grado de fracturamiento de la masa rocosa en testigos.....	53
Tabla 7. Alteración de la masa rocosa en testigos.....	54
Tabla 8. Los tipos de cimientos.....	57
Tabla 9. Ensayos para la determinar las propiedades del suelo.....	66
Tabla 10. Clasificación de Sitio según la International Building Code 2002.....	73
Tabla 11. Correlación de velocidades de ondas V _p (m/s) según ASTM D 5777-95.....	73
Tabla 12. Clasificación sísmica de suelos según E-030, 2016.....	73
Tabla 13. Clasificación sísmica según ASCE 2010-AASHTO 2014.....	74
Tabla 14. Recopilación de Martínez Vargas A. (1990).....	74
Tabla 15. Operatividad de variables.....	89
Tabla 16. Ubicación Política del Puente Kutuctay.....	94
Tabla 17. Ubicación Geográfica del Puente Kutuctay.....	95
Tabla 18. Factores de Zona.....	100
Tabla 19. Ubicación de las Líneas Sísmicas – WGS – 84.....	111
Tabla 20. Resumen del resultado de los Ensayos Geofísicos Refracción Sísmica.....	112
Tabla 21. Resumen del resultado de Ensayos Geofísicos MASW.....	114
Tabla 22. Resultados Parámetros elásticos para diferentes profundidades.....	115
Tabla 23. Ubicación de los Sondajes Diamantinos de Área de Investigación.....	117
Tabla 24. Factor de corrección vehicular.....	124



Tabla 25. IMD Anual para el año de estudio.	124
Tabla 26. Resultado del IMD Anual de las Estaciones.....	124
Tabla 27. Clasificación según demanda.....	125
Tabla 28. Clasificación orográfica	126
Tabla 29. Parámetros para el confinamiento de la estructura del suelo reforzado.	128
Tabla 30. Resultado de laboratorio de la Cantera Kutuctay.	128
Tabla 31. Parámetros utilizados en el análisis de estabilidad de talud global.	129
Tabla 32. Resultado de las Propiedades Físicas de la roca de fundación.	133
Tabla 33. Resultado de las Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.	134
Tabla 34. Factor de resistencia para cimentaciones superficiales.....	135
Tabla 35. Datos preliminares obtenidos de la bibliografía.	136
Tabla 36. Resultados de cimentación superficial en roca.	136
Tabla 37. Resultados de Análisis de asentamientos.....	138
Tabla 38. Límites Permisibles de la agresividad de los elementos químicos.	138
Tabla 39. Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.	139
Tabla 40. Propiedades Físicas de la roca de fundación.	140
Tabla 41. Factores de resistencia para pilotes excavados.	141
Tabla 42. Estimación de αE	143
Tabla 43. Resultados de Resistencia Nominal Friccional.....	144
Tabla 44. Resumen de la resistencia nominal fraccional.	144
Tabla 45. Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes.	144
Tabla 46. Resultados de resistencia para ELR grupo de 09 pilotes.	146
Tabla 47. Resumen de la Resistencia Total para grupo de 9 pilotes en ELR.	146
Tabla 48. Resultados de Análisis de asentamientos.....	147
Tabla 49. Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.	147



Tabla 50. Propiedades físicas del suelo reforzado y terreno natural.....	148
Tabla 51. Propiedades Mecánicas del suelo en estado natural.	148
Tabla 52. Factor de resistencia para cimentaciones superficiales.....	149
Tabla 53. Parámetros obtenidos analíticamente.....	150
Tabla 54. Resultados de la capacidad portante sobre suelo mejorado.	151
Tabla 55. Resultados de los asentamientos elásticos.	151



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva Granulométrica.	34
Figura 2. Gráfico de plasticidad de Arthur Casagrande.	35
Figura 3. Cuchara de Casagrande.	36
Figura 4. Compresión simple.	38
Figura 5. Tipos de esfuerzos.	39
Figura 6. Clasificación de suelos AASHTO.	43
Figura 7. Formas de partículas del suelo.	44
Figura 8. Tipos de estructuras en suelos.	45
Figura 9. Porosidad de suelos arenosos y arcillosos.	46
Figura 10. Rock Quality Designation (RQD).	47
Figura 11. Equipo de perforación diamantina.	50
Figura 12. Formato para Logueo Geotécnico.	52
Figura 13. Profundidad de la masa rocosa en testigos.	52
Figura 14. Distintos grados de fracturamiento de la masa rocosa en testigos.	53
Figura 15. Estado de la roca	55
Figura 16. Partes de una estructura.	56
Figura 17. Geometría de una cimentación superficial.	56
Figura 18. Tipos de cimentaciones directas.	57
Figura 19. Modelo de falla según Terzaghi.	59
Figura 20. Esquema de pilotes por fuse y punta.	62
Figura 21. Tipos de pilotes prefabricados e in situ.	64
Figura 22. Uso de los pilotes.	64
Figura 23. Capacidad de carga de punta y de fricción.	65
Figura 24. Disposición en el campo, método de refracción sísmica.	68



Figura 25. Diagrama de los Golpes (shots) y los espaciamentos entre geófonos.....	69
Figura 26. Registro de primera llegada de onda, mediante refracción sísmica.	69
Figura 27. Representación gráfica de la propagación de las ondas Vs.....	70
Figura 28. Geometría de adquisición MASW-1D.	71
Figura 29. Selección de amplitudes máximas y el rango de análisis.	72
Figura 30. Plano Geológico Regional del Área de Estudio Escala 1/20,000	76
Figura 31. Mapa de Unidades Morfoestructurales del Perú.	78
Figura 32. Unidades Morfoestructurales observadas.....	78
Figura 33. Columna Estratigráfica Regional.	80
Figura 34. Vista de Lavas andesíticas (PN-ta/lbr) en área de estudio.	81
Figura 35. Vista de Tobas Lapilli (PN-ta/vcl).	82
Figura 36. Vista de Secuencia Piroclástica (PN-ta/tbklt).	82
Figura 37. Vista de Flujo Piroclástico (PN-ta/ch).	83
Figura 38. Mapa estructural del Sur del Perú mostrando los dominios estructurales....	85
Figura 39. Bloques estructurales en la región Cusco.....	86
Figura 40. Mapa de ubicación del Centro y Sur del Perú.....	94
Figura 41. Ubicación Puente Kutuctay.....	95
Figura 42. Mapa de Accesibilidad al Puente Kutuctay.....	96
Figura 43. Vegetación y Relieve presentes en la zona de Estudio.	98
Figura 44. Plano en planta - Puente Kutuctay.	98
Figura 45. Mapa de zonificación sísmica.	99
Figura 46. Vista del talud, deslizamientos en condiciones de estabilidad límite.	100
Figura 47. Vista del talud de la margen derecha donde se emplazará la estructura E1.	101
Figura 48. Vista del talud de la margen izquierda, presentando derrumbes de rocas..	102



Figura 49. Vista del talud inferior de la margen izquierda, susceptible a erosión.....	102
Figura 50. Vista de la Unidad Montaña en Roca Volcánica (RM-rv).....	103
Figura 51. Vista de Laderas en la margen derecha (L-l).	104
Figura 52. Vista de la Unidad Terraza Fluvial (T-fl).....	104
Figura 53. Plano Geológico Local.	105
Figura 54. Vista del volcánico Tacaza (PN-ta/an) aflorando en la zona de emplazamiento.	106
Figura 55. Vista de los depósitos coluviales cubiertos por depósitos de deslizamiento.	107
Figura 56. Vista de los Depósitos de Deslizamiento (Qh-dz).	108
Figura 57. Vista de los Depósitos Fluviales (Qh-fl).....	108
Figura 58. Columna Litoestratigráficas Local.	109
Figura 59. Vista de la zona de estudio indicando la Falla Kutuctay.....	110
Figura 60. Vista del Desplazamiento de la Falla Normal Kutuctay.	110
Figura 61. Obtención de datos sísmicos con golpes de Martillo de 20 Libras.	112
Figura 62. Vista del punto de Perforación P-01 - Margen Derecha.	117
Figura 63. Almacenamiento de las muestras en porta testigos de la perforación P-01.	118
Figura 64. Resultado de la Perforación P-01 y el porcentaje de recuperación y RQD.	118
Figura 65. Vista de la zona donde se ejecutará la Perforación P-02.....	119
Figura 66. Almacenamiento de la Perforación P-02.....	119
Figura 67. Resultado de la Perforación P-02 y el porcentaje de recuperación y RQD.	120
Figura 68. Vista de la zona donde se Ejecutará la Perforación P-03.....	121



Figura 69. Almacenamiento de la Perforación P-03.....	121
Figura 70. Resultado de la Perforación P-03.....	122
Figura 71. Perfil estratigráfico.....	122
Figura 72. Ubicación de las estaciones de conteo.	125
Figura 73. Vista del talud y el suelo reforzado en el estribo izquierdo E2.....	127
Figura 74. Vista de la sección transversal del suelo E2.....	127
Figura 75. Excavación en la zona de emplazamiento del suelo reforzado tipo III.	129
Figura 76. Configuración inicial para análisis de estabilidad.....	130
Figura 77. Resultados del análisis de estabilidad global del talud margen izquierda..	130
Figura 78. Perfil longitudinal de la zona de cimentación superficial – Estribo E1.	131
Figura 79. Zona de emplazamiento del Apoyo A1, con parámetros geotécnicos.	132
Figura 80. Zona de cimentación E2, con parámetros geotécnicos.	133
Figura 81. Vista en perfil de la cajuela estribo derecho.	134
Figura 82. Esquema de la cimentación con proyección de discontinuidades.....	136
Figura 83. Vista en perfil de la subestructura Apoyo A1.	140
Figura 84. Parámetros geotécnicos de la zona de emplazamiento del apoyo A1.....	142
Figura 85. Vista en perfil del estribo E2 en la margen izquierda.	149



INDICE DE ACRONIMOS

%	: Por ciento
&	: Ampersad.
<	: Menor.
=	: Igual.
>	: Mayor.
μ	: Coeficiente de Poisson
AASTHO	: Asociación Americana de oficiales de Carretera Estatales y Transporte.
ASTM	: Asociación Americana de Ensayos de Materiales
B	: Ancho de la zapata o cimiento corrido en metro
C	: Cohesión.
CBR	: Relación de rodamiento California
D	: Profundidad
Df	: Profundidad de la cimentación
E	: Este
ME	: Modulo de elasticidad
FS	: Factor de Seguridad.
GPS	: Sistema de Posicionamiento Global
INGEMMET	: Instituto Geológico y Metalúrgico del Perú.
IMDs	: Índice Medio Diario Semanal
IMDa	: Índice Medio Diario Anual
IP	: Índice de Plasticidad
ISRM	: Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas
Km	: kilómetros
KN/m³	: Kilo Newton por Metro Cubico.



kPa	: Kilo Pascal.
LL	: Limite liquido
LP	: Limite plástico
m.	: Metro
m.s.n.m.	: Metros sobre el Nivel del Mar.
MASW	: Análisis multicanal de ondas superficiales
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
mm.	: Milímetro
MPa	: Mega Pascal
N	: Norte
Nc, Nτ, Nq	: Parámetros que son función del ángulo de fricción
Ø	: Angulo de Fricción.
PP	: Pozo Perforado.
Ppm	: Partes por millón
Q	: Calidad del Macizo Rocoso.
qad	: Capacidad portante admisible en kg/cm ²
Qh-al	: Depósitos Aluviales.
Qh-co	: Depósitos cuaternarios coluviales.
RMR	: Clasificación del Macizo Rocoso
RQD	: Designación de Calidad de la Roca
S	: Asentamiento (cm) ^{nδ}
S	: Sur
Sc, Sτ, Sq	: Factores de forma
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
Tn/m³	: Tonelada por Metro Cubico



UCS : Resistencia a la Compresión Uniaxial

UTM : Universal Transversal Mercator

V_p : Velocidad de la onda P

V_s : Velocidad de la onda S

W : Oeste

WGS 84 : Sistema Geodésico Mundial 1984.

γ : Peso Específico.



RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado “**Evaluación Geológica y Geotécnica del Terreno de Fundación para la Construcción del Puente Kutuctay – las Bambas - Cusco**”, se encuentra ubicado entre los distritos de Cotabambas, provincia Cotabambas y departamento de Apurímac y distrito de Chinchaypujio provincia de Anta y departamento de Cusco. el objetivo de la presente investigación es determinar las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno de fundación y su influencia en el diseño y tipo de cimentación, la metodología aplicada es cuantitativa y cualitativa. Según la evaluación geológica el terreno de fundación está dentro de las rocas del Grupo Tacaza (PN-ta), para obtener los parámetros geotécnicos del suelo de fundación se analizaron 05 líneas sísmicas con velocidades de propagación V_s de 260,0 m/s a 1500,0 m/s y una velocidad de onda V_p de 243,14 m/s a 671,4 m/s, con un coeficiente de poisson de 0.23 a 0.48 μ . Además se realizaron 03 perforaciones diamantinas de 25.60 m, 35.60 m. y 15.0 m. de profundidad, cuyos resultados son lo siguientes; el estribo derecho E1 de dimensiones 20x10m se emplazó en una cimentación superficial, el apoyo A1 estará en una cimentación profunda, compuesto por un grupo de 9 pilotes de 1.20 m de diámetro y 28.0 m de longitud, el estribo izquierdo E2 se cimento sobre suelo reforzado de tipo III, la capacidad de carga de Estribo 1 es 23.48kg/cm², asentamiento presunto de 0.36mm. la capacidad de carga de Apoyo 1 es de 11.408.29 Tn, con un asentamiento de 0.01mm, la capacidad de carga de Estribo 2 es 4.193 kg/cm² en estado límite de resistencia con un asentamiento máximo de 2.54cm. La longitud del puente es de 180 m y el tipo de diseño es abovedado de contrapeso. El IMD proyectado para el año 2039 es de 182 Vehículo por día y se clasifica una carretera de tercera clase con una orografía de tipo III.

Palabras claves: Capacidad de carga, Cimentación, Geología, Geotecnia, Perforación.



ABSTRACT

The present research work is called "Geological and Geotechnical Evaluation of the Foundation Site for the Construction of the Kutuctay Bridge - Las Bambas - Cusco", it is located between the districts of Chinchaypujio and Cotabambas, province of Cotabambas and Anta in the department of Cusco and Apurimac, province of Cotabambas and Anta in the department of Cusco and Apurimac where the construction of the Kutuctay Bridge is planned, the objective is to determine the geological and geotechnical conditions of the foundation soil and its influence on the design and type of foundation, the methodology applied is qualitative and quantitative. According to the geological evaluation the foundation terrain is constituted by rocks of the Tacaza Group (PN-ta), a terrain that presents reliefs of inter-Andean valleys and mountains, to obtain the geotechnical parameters of the soil 05 seismic lines were analyzed with propagation velocities V_s from 260.0 m/s to 1500.0 m/s and a wave velocity V_p from 243.14 m/s to 671.4 m/s, poisson coefficient 0.23 to 0.48 μ , 03 diamond drill holes were drilled from 25.60 m, 35.60 m. and 15.0 m. of depth, the right abutment E1 of dimensions 20x10m will be made a superficial foundation, the support A1 will be made a deep foundation, composed of a group of 9 piles of 1.20 m in diameter and 28.0 m in length, the left abutment E2 will be founded on reinforced soil type III, the load capacity of E1 is 23. The load capacity of A1 is 11.408.29 Tn, with a settlement of 0.01mm, the load capacity of E2 is 4.193 kg/cm² in the limit state of resistance with a maximum settlement of 2.54cm. The length of the bridge is 180 m and the design type is counterweight arched. The projected DMI for the year 2039 is 182 vehicles per day and it is classified as a third-class road with type III orography.

Keywords: Bearing capacity, Foundation, Geology, Geotechnics, Drilling.



CAPITULO I

INTRODUCCION

La importancia de los puentes ha quedado demostrada su eficacia a través del tiempo porque prestan una serie de diversas funciones, como conectar tramos separados por ríos y enlazar carreteras separadas por terrenos profundos. Debido a estas funciones, los puentes deben construirse de forma funcional y segura para soportar el movimiento tanto de los automóviles como de las personas que los utilizan de forma habitual para realizar diversos trabajos.

El análisis geomecánica es de mucha importancia ya que establece las propiedades del terreno y con ello determinaremos el tipo de cimentación, calcular la capacidad portante y estimar el asentamiento que sufrirá la estructura e identificando los posibles daños, son aspectos que hay que tener en consideración al momento de diseñar los estribos y/o apoyos ya que son los que sostienen toda la subestructura y un incorrecto dimensionamiento puede provocar daños significativos en el mismo.

El principal propósito de esta investigación es evaluar las condiciones geológicas y geotécnicas en la zona donde se construiría el puente con el fin de determinar el comportamiento del subsuelo, además es necesario realizar una auscultación del terreno de cimentación de forma detallada e identificando las propiedades físico-mecánicas del suelo donde se emplazarán la estructura del puente para garantizar la seguridad antes y después realizada la obra.

La presente tesis aportará a estudios geológicos y geotécnicos sobre el terreno de fundación para la construcción de los diversos tipos de edificaciones de obras civiles y además va a permitir un mayor conocimiento del comportamiento de los diferentes materiales del subsuelo sobre el que va asentar la estructura. Durante la etapa de



desarrollo de esta tesis no se tuvo ningún percance. La interpretación de los resultados obtenidos en campo y gabinete se conoce en el capítulo V como son los mapeos geológicos, perforaciones diamantinas, prospección sísmica, cálculos geotécnicos y ensayos de laboratorio.

1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

En el Perú y en el mundo existen numerosos proyectos de infraestructura vial, sobre todo en los que intervienen puentes de más de 2 apoyos (estribos y pilares), se ven afectados por problemas en la subestructura, tales como asentamientos diferenciales, agrietamiento de estructura por cargas transmitidas mayores a la capacidad portante.

Es fundamental realizar trabajos de exploración de métodos directos (perforaciones diamantinas) e indirectos (prospección geofísica) con la posibilidad de establecer modelos geológicos de cada soporte ya que el tipo de material y el procedimiento de exploración difieren en cada situación. También es fundamental establecer las técnicas matemáticas que se utilizarán en función de los resultados de las investigaciones para determinar si la cimentación es superficial o profunda.

Se realiza este trabajo de investigación por la falta de estudios geológicos y geotécnicos, con ello el insuficiente alcance y contenido de los procedimientos que se aplican actualmente para el estudio del terreno de fundación, siendo necesario definir las condiciones geotécnicas del área del estudio para así determinar los criterios técnicos para el mejoramiento del terreno de fundación donde se construirá los soportes del puente para dar seguridad y ofrecer la serviciabilidad óptima durante toda la vida útil.



1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA

En el contexto se plantea la siguiente interrogante:

1.2.1. Problema general

- ¿Cuáles serán las condiciones geotécnicas y geológicas del terreno de fundación y su influencia en el diseño y tipo de cimentación en la construcción del puente Kutuctay?

1.2.2. Problema específico

- ¿Cuáles son las condiciones geológicas del área de estudio?
- ¿Qué características geotécnicas tiene el terreno de fundación?
- ¿Qué tipo de diseño de cimentación se tendrá que realizar para cada pilar o estribo?
- ¿Qué capacidad de carga admisible y asentamiento se obtendrá para el terreno de fundación?

1.3. JUSTIFICACION

La presente investigación se enfocará en la evaluación de las características geológicas y geotécnicas del terreno de fundación ya que es importante dar a conocer las propiedades físico mecánicas de los diferentes tipos de materiales existentes, de este modo evaluar las condiciones en la que se encuentra los diferentes tipos de suelos. Las muestras obtenidas deberán ser analizadas e indicadas además sus características y propiedades.

Dicho puente será construido de doble vía de 180 m, para lo cual se realizó la evaluación de toda el área de influencia de la obra, tanto superficialmente como subsuelo, a fin de determinar las características de los estratos visibles y aquellos que sólo son posibles acceder mediante una exploración subterránea.



Asimismo, es con la finalidad de beneficiar en el desarrollo económico y social al satisfacer las condiciones básicas de la población en el proceso de producción, distribución y comercialización logrando un mejor desempeño posible en términos de eficiencia técnica y económica, además brindara el impulso económico a las comunidades y centros poblados. Actualmente los pobladores cruzan obligatoriamente por el río Apurímac mediante el ya deteriorado puente colgante de una sola vía.

Las poblaciones encontradas en el área de influencia directa al proyecto son: distrito de Chinchaypujio, Centro poblado de Huancancalla, distrito de Cotabambas, centro poblado de Colca y comunidad de Kutuctay. Todos los vehículos que van desde Cusco a Cotabambas y viceversa para las localidades mencionadas realizan tiempos de viaje entre 6 a 8 horas aproximadamente; con la proyección del puente Kutuctay se pretende reducir el tiempo de viaje de Cusco a Cotabambas y Tambobamba de 3.5 a 4 horas generando un ahorro considerable en tiempo de viaje.

1.4. ANTECEDENTES

- **Placencia** (2014), “Calculo y diseño de pilotes para el puente Naranjal”, tesis para obrar el título de ingeniero civil. Indica que los métodos Meyerhof y Janbu fueron los más favorables para el cálculo de la capacidad portante para el diseño geotécnico de la resistencia de punta de los pilotes de hormigón armado, con resultados de 4377,24 toneladas y 857,217 toneladas de carga de punta, respectivamente, donde el autor eligió el método Janbu como el más favorable para el diseño.
- **Arones** (2018), “Evaluación estructural del puente Huaracane con las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2012”. Tesis para optar el título de ingeniero civil. Cuando la estructura se ha cimentado en suelo gravoso con una capacidad portante de 3.62 kg/cm² con dichos datos se estimó la presión máxima transmitida al suelo de fundación es de 3.1 kg/cm² con ello el autor



concluye que ante las cargas permanentes el puente no fallaría por la capacidad portante del suelo.

- **Aquino (2001)**, “Capacidad de carga, construcción y resultado de columnas de cimentación del puente Aguaytía”. Tesis para optar el título de ingeniero civil, Se comprobó que la capacidad de carga de cada columna de cimentación del puente de Aguaytía oscilaba entre 225 y 557 toneladas. La capacidad de carga global de cada conjunto de columnas de cimentación de cada estructura supera la tensión de carga necesaria en más de un 50%, lo que el autor indica que el proceso de construcción de las columnas de cimentación debe ser supervisado de cerca, ya que es un componente vital de cualquier proyecto.
- **Olivares (2019)**, “Estudio Geotécnico con fines de Cimentación del puente Juan Santos Atahualpa, carretera variante Uchumayo tramo II”. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Geólogo. Donde realiza un análisis de la capacidad portante del suelo de fundación y grado de consolidación del mismo donde obtuvieron resultados de 2.71 Kg/cm² para una profundidad de 12.0 m según la fórmula de Meyerhof, según las correlaciones de SPT obtuvieron valores de 4.91kg/cm² de capacidad portante para una profundidad de 15.20m y 4.39kg/cm² para profundidad de 13.70; para un puente de 24.5m de luz y el autor recomienda llegar hasta un nivel del terreno más estable que soporte la carga de diseño.
- **MTC (2016)**, El manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones integra una parte sustancial de las especificaciones técnicas americanas ASHTO LRFD séptima edición de 2014, que cubre los requisitos técnicos esenciales para el planteamiento, análisis y diseño de puentes de carretera. La ingeniería básica abarca los estudios geológicos, geotécnicos e hidrológicos, y



especifica el número mínimo de estudios que deben realizarse en función del tamaño del proyecto.

1.5. HIPOSTESIS

Las condiciones geotécnicas y geológicas del terreno de fundación influyen en el diseño y tipo de cimentación para la construcción del puente Kutuctay – Las Bambas – Cusco.

1.6. OBJETIVOS

Estos objetivos que guiarán esta investigación se han separado en dos categorías: objetivos generales y objetivos específicos.

1.6.1. Objetivo general

- Determinar las condiciones geotécnicas y geológicas del terreno de fundación y su influencia en el diseño y tipo de cimentación para la construcción del puente Kutuctay – las Bambas – Cusco.

1.6.2. Objetivo específico

- Realizar la evaluación geológica en el área de estudio
- Realizar el estudio geotécnico del terreno de fundación.
- Determinar el diseño de cimentación para cada pilar o estribo.
- Determinar la capacidad de carga admisible y asentamiento del terreno de fundación.



CAPÍTULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1. GEOTECNIA

Rojas y Paredes (2008), define que "La geotecnia es la ciencia que aplica al diseño y la construcción de estructuras de ingeniería". En este sentido, la ejecución de numerosas obras civiles como edificios, presas, carreteras, puentes, túneles y entre otros. La geología es fundamental en la mecánica de rocas y suelos.

La geotecnia es el uso de método científico y conceptos de ingeniería para el desarrollo, la interpretación y la aplicación de los diversos conocimientos de los materiales y procesos que ocurren sobre la corteza terrestre para la solución a los problemas de la ingeniería. Su pleno desarrollo requiere el uso de diversas ramas del conocimiento, como la mecánica de suelos y rocas, geología, geofísica, hidrogeología y las ciencias afines. (Potes, 2017).

2.1.1. Estudio Geotécnico

Águila (2018), define que "los estudios geológicos y geotécnicos son un grupo de medidas que se pueden realizar para recabar información sobre las características que tiene determinado terreno, y que son importante para el desarrollo de una obra en construcción".

Así pues, como menciona el autor, lo que se pretende con un estudio geotécnico es determinar las características del suelo y las utilidades, el cual es fundamental para determinar el tipo de suelo y así poder tener construcciones mucho más seguras.

Gonzales de Vallejo (2002), menciona que en "el proceso de diseño de la cimentación, la investigación geotécnica tiene la finalidad de conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo, sugerir los distintos tipos de cimientos, las cargas admisibles y



la elevación de la misma y finalmente, redactar sugerencias para el diseño de la construcción”.

2.1.2. Caracterización Geotécnica.

Según Palomino (2018), menciona que “la calificación geotécnica es el proceso de la determinación sobre la composición y las características físico-mecánicas, y químicas del terreno sobre el que se pretende proyectar una determinada obra y extraer algún material destinado para su construcción”, por lo que el estudio geotécnico se define de la siguiente manera:

- Puentes
- Obras de arte
- Pilares
- Túneles
- Cimentaciones

2.2. DETERMINACION DE PROPIEDADES GEOTECNICAS

La caracterización de los materiales en las investigaciones geotécnicas se lleva a cabo mediante diversos procedimientos, según el ámbito del proyecto, la disposición de los distintos elementos, la cantidad de información necesaria y otros factores. A continuación, se desarrollan los principales métodos para determinar los resultados de esta investigación.

2.2.1. Exploración del suelo

Según Herrera & Castilla (2012), describe que “la exploración e investigación geotécnica se emplean múltiples procedimientos que abarcan desde la verificación visual del terreno hasta los procedimientos de campo y laboratorio”. Estas técnicas y métodos se han clasificado en dos categorías:



- **Métodos directos:** Se encuentran en esta categoría los métodos de visualización y contacto directo al subsuelo, que posibilitan la toma de las distintas muestras. En este grupo se incluyen los siguientes métodos que se utilizan habitualmente para las pruebas "in situ":
 - Excavación y registro de calicatas.
 - Registro de testigos y sondeos geotécnicos (verticales o inclinados).
 - Muestreo del suelo (sin alterar o alterado).
- a) **Métodos indirectos:** son aquellos procedimientos que permiten realizarlos sin la necesidad de tener acceso físicamente al subsuelo, lo cual consiste en la medición de las características físicas de los distintos materiales que componen las distintas capas o estratos del suelo. Se incluyen en esta categoría los siguientes métodos:
 - Investigaciones geofísicas (refracción sísmica, MASW, MAM, etc.)

2.2.2. Ensayos de laboratorio

El análisis de laboratorio se realiza con muestras obtenidas in situ y que son material representativo. Estas muestras deberán cumplir ciertos parámetros geométricos y de tamaño.

2.2.2.1. *Análisis granulométrico por tamizado*

El uso del método granulométrico en la categorización de los suelos con fines de ingeniería está ampliamente aceptado. Para este ensayo es fundamental la utilización de la herramienta de tamizado, que es un instrumento formado por un marco robusto a que se conecta diferentes tipos de hilo (malla) y tiene una separación conocida como abertura o tamaño de malla, a través de la cual se transporta distintos tipos de muestras de suelo que se va a estudiar. Dado que la técnica de sedimentación se utilizará para identificar los elementos finos del suelo (Bañón & Beviá 2000).

Tabla 1. Abertura de mallas de la serie americana (A.S.T.M)

TAMICES SERIE AMERICANA	
NÚMERO DE MALLAS ABERTURA (Pulg.)	ABERTURA (mm)
3"	76.200
2½"	63.500
2"	50.800
1½"	38.100
1"	25.400
¾"	19.050
½"	12.700
⅜"	9.525
¼"	6.350
Nº 4	4.750
Nº 6	3.360
Nº 8	2.360
Nº 10	2.000
Nº 16	1.180
Nº 20	0.850
Nº 30	0.600
Nº 40	0.452
Nº 50	0.300
Nº 80	0.180
Nº 100	0.150
Nº 200	0.075
-200	ASTM D 1140

Fuente: (Humpiri, 2018)

Los materiales finos se distinguen de los gruesos a partir del tamiz Nº 4, es decir, los gruesos (gravas) se clasifican entre los tamaños (76,200 mm a 4,750 mm), las arenas de los tamaños (4,750 mm a 0,075 mm) y el material fino, según la norma ASTM D 1140, es la proporción que pasa por la malla -200 (limos y arcillas).

Por otra parte, la gráfica granulométrica del resultado obtenido por parte del laboratorio de suelos es para determinar el diámetro entre las partículas que componen el suelo. Para trazar esta curva granulométrica hay que tener en cuenta que el porcentaje de las muestras que atraviesan, cada uno de los tamices está en escala graduada y aritmética, y que el orden de apertura de los tamices está en escala de presión y logarítmica; facilitando la definición de la curva granulométrico. El objetivo de este análisis

granulométrico se realiza para conocer los diámetros de las partículas que componen el suelo y así determinar el porcentaje de la masa total que pasa por los tamices. (Das Braja, 1999).

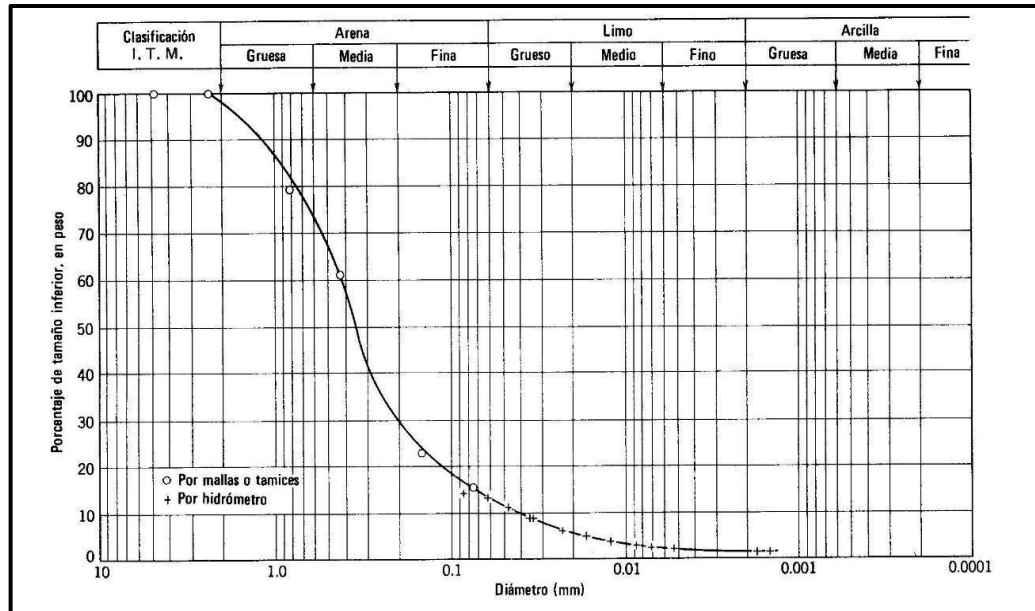


Figura 1. Curva Granulométrica.
Fuente: (Angelone, Garibay, 2006)

2.2.2.2. Límite líquido

En el momento en que se añade suficiente agua al suelo fino, éste puede llegar a ser casi un líquido, es decir, puede fluir con facilidad bajo la influencia de una pequeña fuerza de cizallamiento. Cuando se deja que esa agua llegue a evaporarse completamente, el suelo comienza a presentar una resistencia al cizallamiento y se comportará como una sustancia flexible. El límite líquido es la cantidad de agua representado como porcentaje del peso del suelo seco en esta fase (Bowles, 1981).

2.2.2.3. Límite Plástico

En el momento que se deja que el agua se evapore después de llegar al punto máximo el límite líquido mediante el amasado manual del suelo, éste se volverá más frágil y dejará de actuar como una sustancia flexible. El límite de plasticidad es el porcentaje de agua que le corresponde. El índice de plasticidad es el resultado que se obtiene de la

diferencia de los límites líquido y plástico. Se utiliza el símbolo LP para describirlo. Arthur Casagrande desarrolló la tabla de plasticidad relacionando el límite líquido entre el índice de plasticidad correspondiente de un amplio grupo de los suelos finos, en la Figura N° 2. La “línea A” determina el límite de los suelos limosos y los suelos arcillosos (Bowles, 1981).

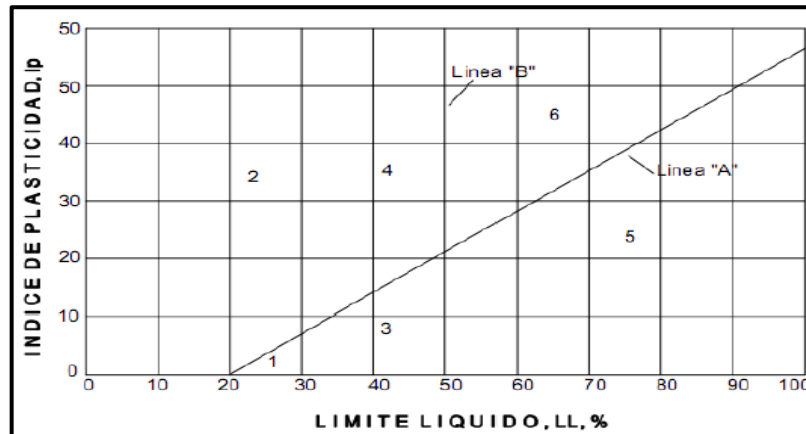


Figura 2. Gráfico de plasticidad de Arthur Casagrande.
Fuente: (A. Casagrande, 1948)

Se describe a continuación:

- (1) : Limos inorgánicos con bajo nivel de capacidad de compresión.
- (2) : Arcillas inorgánicas de bajo nivel de flexibilidad.
- (3) : Limos inorgánicos y orgánicos con una compresibilidad intermedia.
- (4) : Arcillas inorgánicas de plasticidad mediana.
- (5) : Limos inorgánicos de flexibilidad baja y arcillas de tipo orgánico
- (6) : Arcillas inorgánicas con una gran flexibilidad.

2.2.2.4. Índice de Plasticidad (IP):

El índice de plasticidad es un porcentaje del peso seco de la muestra de suelo que refleja la magnitud del rango de fluctuación del contenido de humedad dentro del cual el suelo se mantiene maleable.

$$IP = LL - LP$$

Donde: IP

- 0 – 1 No plástico
- 1 – 5 Ligeramente plástico
- 5 – 10 Baja plasticidad
- 10 – 20 Mediana plasticidad
- 20 – 35 Alta plasticidad
- > 35 Muy alta plasticidad

Mientras sea mayor el IP, también será mayor la compresibilidad del suelo.

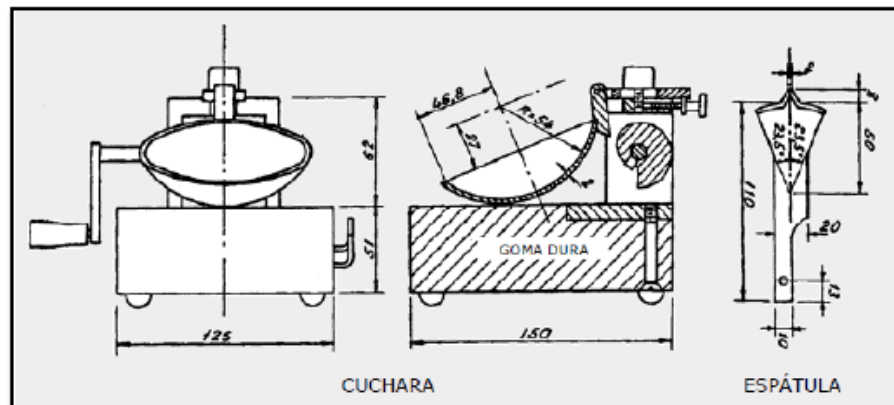


Figura 3. Cuchara de Casagrande.
Fuente: (Bañon & Bevia, 2000).

2.2.2.5. Contenido de humedad natural

según Bowles (1981), menciona que “La verificación del porcentaje con respecto a la humedad, es una prueba típica de laboratorio que establece la porción de agua existente en una determinada cantidad del suelo en función a su peso seco. Se indica en forma de porcentajes. Entre los instrumentos utilizados en esta prueba se encuentran los hornos, las balanzas, las máquinas de secado y los desecadores”.

$$W\omega = Wh - Ws$$

$$\omega = \frac{W\omega}{Ws} * 100\%$$



Donde:

W_{ω} : Peso agua

W_h : Peso de suelo húmedo

W_s : Peso de suelo seco

ω : Humedad expresarla en porcentaje

2.2.2.6. *Ensayo de CBR capacidad de soporte*

La Comisión de Carreteras de California creó la prueba CBR (California Bearing Ratio) en 1929 para determinar la capacidad del suelo para utilizarse como un material de la subrasante o de cimentación en la ejecución de las distintas carreteras. El Departamento de Ingeniería de Estados Unidos utilizó esta prueba para la construcción de aeropuertos durante la II Guerra Mundial (Gonzales de Vallejo, 2002).

2.2.2.7. *Corte directo*

Los análisis de cizallamiento directo pueden utilizarse para determinar las propiedades de la resistencia de los suelos (el ángulo de fricción y la cohesión). Provoca un fallo haciendo que se produzca en un plano de emplazamiento predefinido. Este plano está sometido a dos fuerzas o tensiones (Braja, 2015).

2.2.2.8. *Ensayo de resistencia a compresión uniaxial*

Suarez & Burgoa, (2016), menciona que “el objetivo de este ensayo es exponer el material rocoso a campos de tensión elevados para identificar su límite a la resistencia mecánica, lo que es especialmente importante en los materiales rocosos de carácter dura”. El valor más alto que un material rocoso puede soportar en una condición de tensión particular es su resistencia mecánica.

Este ensayo, además de determinar su resistencia, proporciona los valores de las constantes de elasticidad en la roca, como el módulo de Young y la relación Poisson. La estimación directa de la capacidad de compresión en las rocas resulta importante por

varias razones, entre ellas la posibilidad de clasificar las rocas en función de su resistencia, que constituye uno de los parámetros cruciales para los criterios de fractura.

En cualquier investigación sobre mecánica de rocas, la prueba de resistencia a la compresión uniaxial es sin duda la más común y crítica. Este ensayo sólo es aplicable a materiales rocosos duros e irrompibles que permitan su preparación. Los bloques de muestra o los testigos extraídos de las perforaciones se utilizan para formar muestras cilíndricas del material rocoso para esta prueba. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Un ensayo básico de resistencia a la compresión consiste en la aplicación de cargas axiales no confinadas sobre muestras de roca, las muestras son generalmente cilíndricas, de 2,5 a 7,5 cm de diámetro, y dos veces el diámetro en altura, como se describe en la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

σ_c : La resistencia de compresión simple.

F : Fuerza ejercida hasta la ruptura.

A : Corte principal de la muestra según la dirección del esfuerzo.

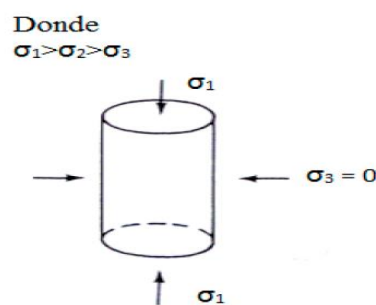


Figura 4. Compresión simple.

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002). Ingeniería Geológica.

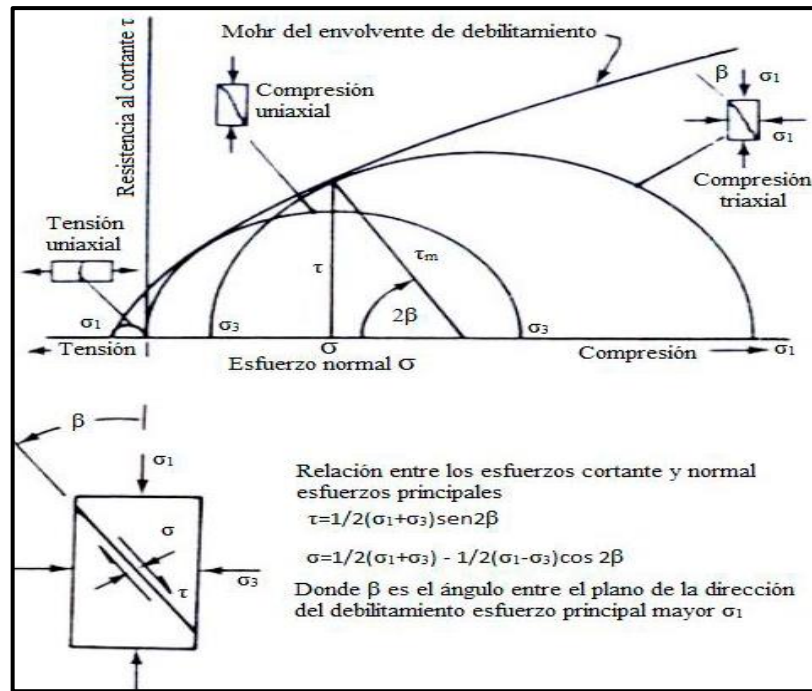


Figura 5. Tipos de esfuerzos.

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002). Ingeniería Geológica.

2.2.2.9. Ensayos químicos

Se trata de pruebas que suelen realizarse en los laboratorios especializados y que sirven para examinar las cualidades del material mientras está en funcionamiento, ya que disponemos de los siguientes indicadores de medición:

- Contenido de sales solubles:** El procedimiento de esta prueba consiste en identificar el porcentaje de sales solubles en alguna muestra (roca firme, roca fragmentada, mortero, polvos, recubrimientos, etc.) (NTP 339.152).
- Contenido de cloruros:** El objetivo de esta técnica de ensayo es determinar la cantidad de iones cloruro solubles en suelos y aguas subterráneas. (339.177 NTP).
- Contenido de sulfatos:** Este ensayo se utiliza para la determinar la proporción de iones de sulfato solubles en los suelos y aguas freáticas (NTP 339.118).



2.3. NORMAS ASTM

La norma ASTM, también conocida como Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM International), constituye una de las organizaciones más grandes del mundo, que desarrolla y publica normas técnicas voluntarias para una gran variedad de materiales y servicios.

Ac-Gt-Dia (2021), menciona que “las normas se forman por acuerdo entre quienes tienen interés en su desarrollo o aplicación. ASTM reúne a fabricantes, usuarios y consumidores para desarrollar más de 12.000 normas de consenso voluntario que cubren todo, desde el acero hasta la sostenibilidad, y ayudan a millones de personas a mejorar su trabajo cada día”.

El objetivo de la norma ASTM es garantizar que las pruebas se realicen de acuerdo con las normas vigentes, lo que nos permite dar respuesta a cualquier problema que surja durante la ejecución del proyecto.

2.3.1. Clasificación De Suelos

La categorización adoptada por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes Estatales (AASHTO) es, sin duda, la clasificación más lógica y completa con mayor potencial de uso en la ingeniería.

2.3.1.1. *Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)*

Dicho sistema, fue desarrollado por el Dr. A. Casagrande durante la II Guerra Mundial como "Sistema de Clasificación de Suelos Aeroportuarios", fue modificado por el Departamento de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos y la Oficina de Regulación de Tierras, para su uso en carreteras, cimentaciones y entre otros, ahora se conoce como el sistema unificado.

Esta técnica tiene la enorme ventaja de adaptarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio, necesitando un mínimo de formación y sólo unos pocos ensayos básicos para establecer a qué categoría pertenece un suelo determinado. Teniendo en

cuenta las características de granulometría, gradación y plasticidad, es posible relacionar el orden de magnitud de las cualidades mecánicas más esenciales y, por tanto, la idoneidad de cada grupo de suelos para diferentes fines constructivos con un poco de criterio (Desena, 2003).

El suelo se clasifica en función de sus símbolos a nivel de grupo. Cada signo se compone de dos partes: un prefijo y un sufijo. Hay 6 tipos principales de suelo (grava, arena, limo, arcilla, suelo orgánico de grano fino y turba), los prefijos corresponden a las primeras letras de sus respectivos nombres en inglés, mientras que los sufijos denotan subgrupos dentro de estas agrupaciones.

La grava (G) y la arena (S) son los dos tipos de suelos gruesos. El tamiz N° 4 se utiliza para distinguir los dos grupos; si más del 50% de un suelo retiene el tamiz N° 4, pertenece al grupo de las gravas; en la situación contraria, pertenece al grupo de las arenas.

Según el sistema unificado los suelos finos se dividen en tres tipos: arcillas inorgánicas (C), limos inorgánicos (M) y limos y arcillas orgánicas (O). Todo este suelo se separa a su vez en dos categorías en función de su límite líquido, con la frontera fijada en $Ll = 50\%$. Si el límite líquido del suelo es inferior a 50%, el signo genérico se complementa con la letra L (baja compresibilidad). Si es superior a 50%, se añade con la letra H (de alta compresibilidad).

La Tabla 2 ilustra la categorización de los suelos en función de las alteraciones observadas en campo.

Tabla 2. Clasificación de suelos S.U.C.S.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS	
SÍMBOLO DE GRUPO	NOMBRE DEL GRUPO
GW	Grava bien graduada
GP	Grava mal graduada



GM	Grava limosa
GC	Grava arcillosa
GW-GM	Grava bien graduada con limo
GW-GC	Grava bien graduada con arcilla
GP-GM	Grava mal graduada con limo
GP-GC	Grava mal graduada con arcilla
SW	Arena bien graduada
SP	Arena mal graduada
SM	Arena limosa
SC	Arena arcillosa
SW-SM	Arena bien graduada con limo
SW-SC	Arena bien graduada con arcilla
SP-SM	Arena mal graduada con limo
SP-SC	Arena mal graduada con arcilla
CL	Arcilla de baja plasticidad
ML	Limo de baja plasticidad
OL	Limo/Arcilla orgánica
CH	Arcilla de alta plasticidad
MH	Limo de alta plasticidad
OH	Limo/Arcilla orgánica
PT	Turba

Fuente: (González Yélamos J. 2004).

2.3.1.2. *Sistema de clasificación de suelos (AASHTO)*

El Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso se aprecia en la figura 6, de acuerdo con esto los suelos se clasifican en diferentes grupos: A-1 al A-7. Los suelos que se clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las distintas partículas pasan por la malla No. 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla No. 200 se clasifican en el siguiente grupo: A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría están compuesto por materiales tipo arcilla y limo (Gabancho, 2006).

Clasif. General	Materiales Granulares (35% o menos pasa la malla n° 200)						Limos y Arcillas (35% pasa malla n° 200)				
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
% que pasa tamiz :											
N° 10	50 máx										
N° 40	30 máx	50 máx	51 mín								
N° 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	
Caract. Bajo N° 40											
LL				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
IP	6 máx	6 máx	NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
IG	0	0	0	0	0	4 máx	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipo de material	Gravas y Arenas		Arena fina	Gravas y arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos arcillosos	
Terreno fundación	Excelente		Excelente	Excelente a bueno				Regular a malo			

Figura 6. Clasificación de suelos AASHTO.

Fuente: Bañón y Beví (2000).

2.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

La mecánica de suelos es una disciplina científica que investiga los comportamientos mecánicos de los suelos. Permite calcular y especificar las cimentaciones que se emplearán en trabajos específicos en los que la capacidad y la experiencia de un ingeniero especializado son fundamentales ya que la mecánica de suelos puede ser utilizada para probar ciertas suposiciones sobre las características del suelo, ya que no siempre es factible conocer todas las cualidades que poseen estos suelos (Águila, 2018).

En conclusión, son varios los problemas geotécnicos que surgen en los proyectos de construcción de obras civiles, como la durabilidad, la seguridad y la estabilidad, de modo que es importante conocer bien la geología del terreno en fase de estudio para evitar dificultades.

2.4.1. Propiedades físicas de los suelos

Para determinarlo se utilizan varias pruebas y para representarlo numéricamente se utilizan coeficientes específicos. El manejo de las muestras es crítico en el campo de la mecánica de suelos (alterados - inalterados). A. Casagrande colaboró en el área de la

mecánica de suelos para establecer sistemas de categorización basados en el color, el olor, las texturas, la distribución de tamaños y la plasticidad (Badillo & Rodríguez, 2005)

2.4.1.1. *Forma*

Los fragmentos de tierra pueden presentar distintas morfologías como redondeadas, sub redondeadas, angulosas o en forma de láminas, dependiendo de su dimensión, como se observa en la figura 7.

La apariencia determina las cualidades mecánicas; por decir, un suelo constituido en su mayor parte por granos gruesos y angulosos tiene un mayor entrelazamiento entre sus partículas que uno conformado en su mayor parte por granos redondos con el mismo tamaño de partícula. (Badillo & Rodríguez, 2005).

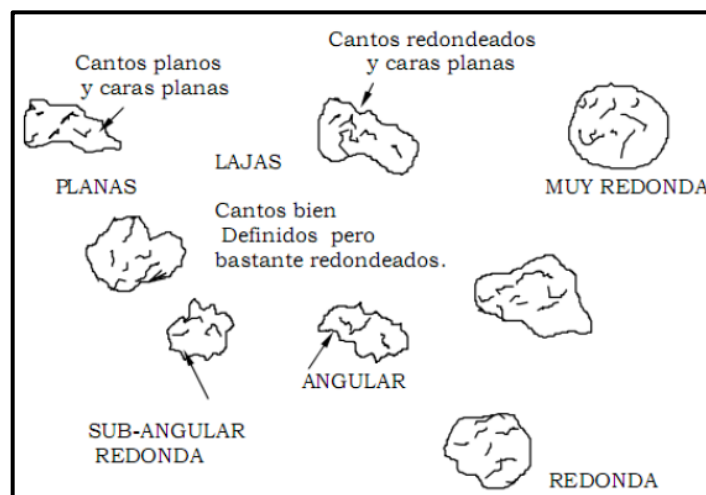


Figura 7. Formas de partículas del suelo.
Fuente (Badillo & Rodríguez, 2005).

2.4.1.2. *Plasticidad*

Cuando se mejora un suelo compuesto por limo y arcilla, se observa que se ablanda y forma un barro que, al secarse, se endurece en mayor o menor medida o se convierte en polvo. Esto es un hecho bien conocido. Sin embargo, estos fenómenos aparentemente básicos tienen en realidad un origen físico-químico muy complicado, y sirven de base a los ensayos creados por Atterberg para investigar las diferencias de

consistencia del suelo fino en función de los cambios de humedad (Badillo & Rodríguez, 2005).

2.4.1.3. *Estructura*

Las diversas formas de estructura se deben al predominio de uno o varios procesos. La actividad de los coloides (arcilla y materia orgánica) del suelo y las sustancias cementantes del suelo como son los carbonatos forman recubrimientos sobre las distintas partículas gruesas, encerrándolas en grupos, es fundamental en la construcción de la estructura si no hay una cantidad significativa de coloides o compuestos cementantes, las distintas partículas del subsuelo se mantendrán muy dispersas (Badillo & Rodríguez, 2005).

A su vez, junto a la granulometría, la gradación y la plasticidad, la forma en que las partículas se relacionan entre sí, es decir, las estructuras del suelo es un aspecto esencial en las cualidades mecánicas y estas se distinguen en diferentes tipos: granular, prismática, bloques, columnar y laminar, ver la figura N° 8.

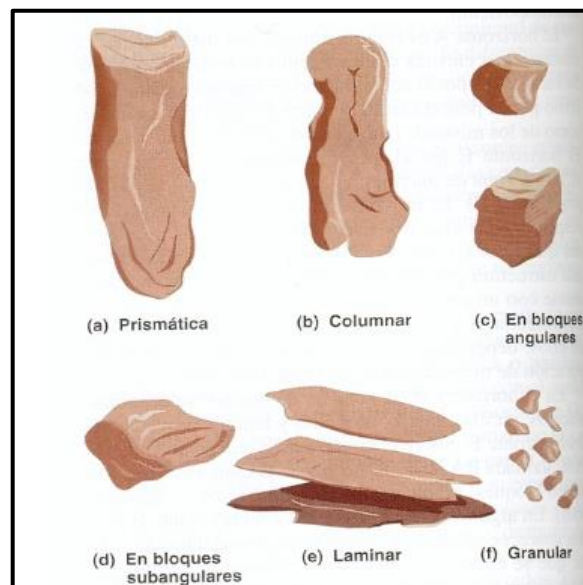


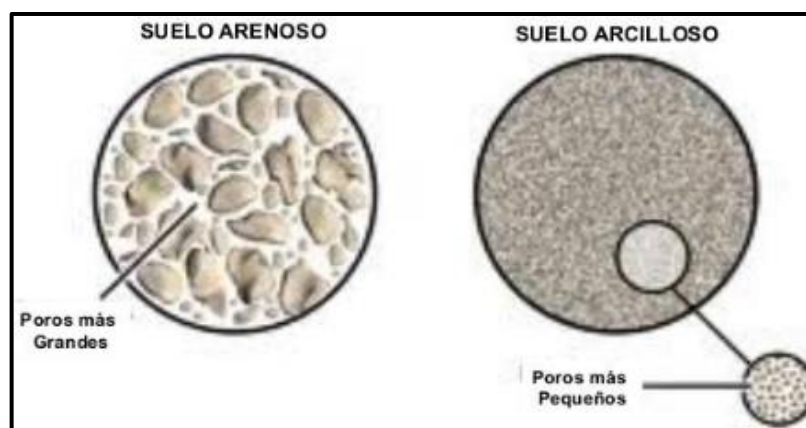
Figura 8. Tipos de estructuras en suelos.
Fuente: (Badillo & Rodríguez, 2005).

2.4.1.4. *Tamaño de granos*

Los distintos tamaños de granos y sus componentes nos indica las diferentes condiciones en la que se ha producido la sedimentación. Los conglomerados necesitan fuertes corrientes para moverse, como las de los ríos que fluyen con mucha velocidad. La arenisca puede desplazarse por fuertes vientos o por corrientes moderadas. El suelo arcilloso se encuentra en zonas de aguas tranquilas (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuo, & Oteo, 2002).

2.4.1.5. *Porosidad*

Es el porcentaje de vacío en el volumen total de las muestras del suelo, no se tiene en cuenta el agua o aire presente en los poros, y esto podría indicarse en forma de porcentajes o en formato numérico. (Das, Maraver, & Cárdenas, 2015)



*Figura 9. Porosidad de suelos arenosos y arcillosos.
Fuente: (Das, Maraver, & Cárdenas, 2015)*

2.5. ESTUDIO DE MECANICA DE ROCAS

Según Bieniawski (1979), “la mecánica de rocas consiste en el estudio tanto teórico como práctico de las características de los materiales rocosos y de su comportamiento mecánico, así como de sus respuestas a las fuerzas que actúan sobre ellos en el medio físico”. Muchas aplicaciones de la mecánica de rocas pueden caracterizarse como aquellas en las que éstas son el principal elemento estructural en túneles, taludes, excavaciones, galerías y centrales eléctricas.

2.5.1. Clasificación Geomecánica

Esta clasificación geomecánica analiza el macizo rocoso estudiado sobre el terreno, mediante ensayos y pruebas elementales.

2.5.2. Calidad De Rocas RQD

Según Deere (1967), menciona que “La calidad de roca R.Q.D se puede determinar a partir de trozos de rocas testigos mayores de 10cm recuperados en sondeos o a partir de juntas J_v que indican el número de juntas por m^3 observadas en un afloramiento”.

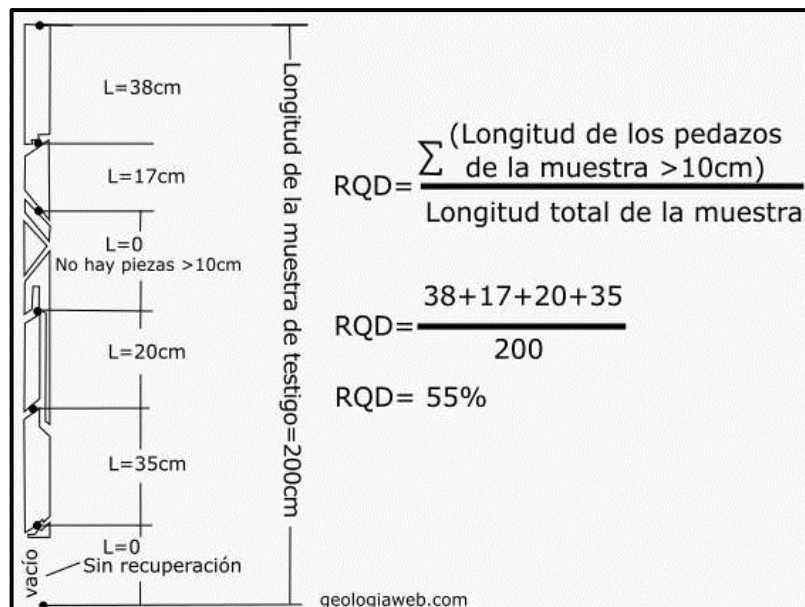


Figura 10. Rock Quality Designation (RQD).
Fuente: Deere, 1967.

los testigos de perforaciones diamantinas deben perforarse con un tubo de extracción doble para la recuperación de las muestras con un diámetro de al menos 57,4 mm, en la tabla 3 se tiene los valores obtenidos de la fórmula de RQD.

Tabla 3. Relación entre el valor del RQD y la calidad de la roca

RQD %	CALIDAD DE LA ROCA
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena

90-100	Excelente
--------	-----------

Fuente: Deere, 1967. The rock quality designation (RQD). 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.

2.5.3. Rock Mass Rating (RMR)

El sistema de clasificación geomecánica más utilizado, el RMR, fue desarrollado por Bieniawski (1976), fue diseñado principalmente para evaluar la estabilidad de los túneles y los requisitos de apoyo, pero desde entonces ha demostrado ser tan útil para medir la estabilidad de los taludes. Las características de resistencia del criterio Mohr-Coulomb, cohesión y ángulo de fricción, pueden calcularse utilizando el RMR.

La RMR puede obtenerse de dos formas: la RMR76, que data de 1976, y la RMR89, que data de 1989. El espaciamiento de la distinción, la presencia de aguas subterráneas, la condición de discontinuidad y el RQD son factores que contribuyen a la diferencia. Según el criterio, la tabla 4 muestra la diferencia de valores de los parámetros.

Tabla 4. Diferencia de valores entre RMR₇₆ Y RMR₈₉.

PARÁMETRO	RMR76	RMR89
RQD y Espaciado de las discontinuidades	8 – 50	8 – 40
Condición de las discontinuidades	0 – 25	0 – 30
Presencia de agua subterránea	0 – 10	0 – 15

Fuente: Bieniawski, 1976. Rock mass classification in rock engineering.

Tabla 5. Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR₈₉

Parámetros		Rangos de valores							
1	Resistencia de la roca	Ensayo de carga puntual	>10 Mpa	4-10 MPa	2-4 Mpa	1-2 Mpa			
		Compresión simple	>250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa
	Valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90 - 100%	75-90%	50-75%	25-50%	25%			
	Valor	20	17	13	8	300%			

3	Espacios de discontinuidades		>2 m	0.6-2 m	0.6-2 m	6-20 cm	<6 cm
	Valor		20	15	10	8	500%
4	Estado de discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
		Valor	6	4	2	1	
		Abertura	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0mm	1-5 mm	>5 mm
		Valor	6	5	3	1	0%
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	suave
		Valor	6	5	3	1	0%
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando >5 mm
		Valor	6	4	2	2	0%
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
		Valor	6	5	3	1	0%
5	Flujo de agua	Relación agua/principal	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
		Condiciones generales	Completamente seca	Ligeramente húmeda	Húmeda	Goteando	Agua fluyendo
		Valor	15	10	7	4	0%

Fuente: Bieniawski, 1976. *Rock mass classification in rock engineering*.

2.6. EXPLORACIÓN CON PERFORACIONES DIAMANTINAS

El área de estudio debe investigarse mediante un programa de perforaciones diamantinas dispersas por toda la zona de cimentación para obtener un conocimiento exhaustivo del subsuelo e información sobre la condición específica de la roca, como la calidad, el tipo, la fracturación y las fallas, a fin de obtener datos geomecánicos donde se hará la cimentación del puente.

La perforación se realizó por el método rotativo, con una perforadora de oruga, equipada con un castillo retráctil; durante la perforación se utilizaron tubos de perforación HQ (63,50 mm) y NQ (47,00 mm) con brocas impregnadas de virutas de diamante; el tubo doble es Wire Line.



*Figura 11. Equipo de perforación diamantina.
Fuente: Elaboración propia.*

A continuación, se describe algunos accesorios del equipo de perforación

- Ensanchadores (Remel Shell).
- Zapatas de revestimiento (Casing Shoes).
- Tubo sacatestigos (Core Barel).
- Broca.
- Barras de perforación.

2.6.1. Logueo Geotécnico

Se describen todos los procesos de obtención de datos geotécnicos fundamentales a partir de los testigos extraídos y que son necesarios para caracterizar la masa rocosa.

2.6.1.1. Planilla de logueo

El objetivo de la perforación diamantina es adquirir datos característicos del macizo rocoso, que deben medirse adecuadamente los testigos para así obtener una buena información. Esta información se registra en las hojas de registro, que deben incluir los datos de la perforación diamantina y las propiedades del macizo rocoso, así como una descripción a nivel cualitativo por secciones (Ancalle, 2020).



A continuación, se presenta un resumen completo de la información que debe incluirse al completar un registro de logueo:

- Los datos del sondeo incluyen: la inclinación, longitud, ubicación, fechas de inicio y finalización, coordenadas, dirección, elevación del sondeo y la cota del nivel freático.
- En condiciones operativas se debería tener en cuenta el tipo y el diámetro del taladro, el caudal de agua para la perforación y la cantidad de cajas para la toma de muestras.
- Los criterios primarios incluyen la profundidad (m), la fracturación, la alteración de la roca, la resistencia de la roca intacta (MPa), la longitud del recorrido (m), el índice de recuperación, y el número de pedazos para realizar los cálculos del RQD.
- Los factores de caracterización incluyen la resistencia de la roca intacta, el estado de las discontinuidades (apertura, tipo, alteración, relleno y la rugosidad).
- Los parámetros para realizar los cálculos del macizo rocoso según la tabla del índice RMR (Bieniawski, 89).
- Planos de ubicación de las perforaciones diamantinas y su correspondiente leyenda para su identificación.
- El rotulado de la hoja de logueo debería de llevar los siguientes ítems proyecto, código del pozo perforado, número de páginas, entre otros según requerimiento de cada cliente.

El formato de registro geotécnico se ilustra a continuación:

Profundidad (m)		Descripción Litológica	Profundidad / Recuperado	% Recuperación				% ROD				Resistencia	Alteración	Muestra	Caja	OBS.
Simbolo (SI)	Simbolo Grafico			20	40	60	80	20	40	60	80					
0.00		0.00-1.60 m: Gravas heterometricas angulosas de variada litologia	1.60/1.00	63%												
0.50																
1.00																
1.50																

Figura 12. Formato para Logueo Geotécnico.
Fuente: Elaboración propia.

2.6.1.2. Características de los testigos

a) Profundidad.

La distancia entre el inicio del pozo (superficie) y el final de cada recorrido de la perforación, los números escritos en cada caja de la muestra es realizado por el personal de la empresa de perforación y así poder indicar la profundidad del sondaje. En la siguiente figura de muestra la profundidad del sondaje



Figura 13. Profundidad de la masa rocosa en testigos.
Fuente: Elaboración propia.

b) Grado de fracturamiento:

Según Deere (1964), menciona que “al final de cada recorrido, entre indicaciones (tacos), se decide en términos de la RQD lo que es el número total de fracturas naturales en un metro”.

Tabla 6. Grado de fracturamiento de la masa rocosa en testigos.

Grado de Fracturamiento	RQD (%)	Fractura/metro
M	90-100	< 0.5
LF	75 -90	0.5 - 2
F	50-75	2 - 5
MF	25 - 50	5 - 16
IF	10 - 25	>16

Fuente: (Deere, 1964).

Las siguientes imágenes muestran cajas que contienen testigos de roca con distintos grados de fracturación:

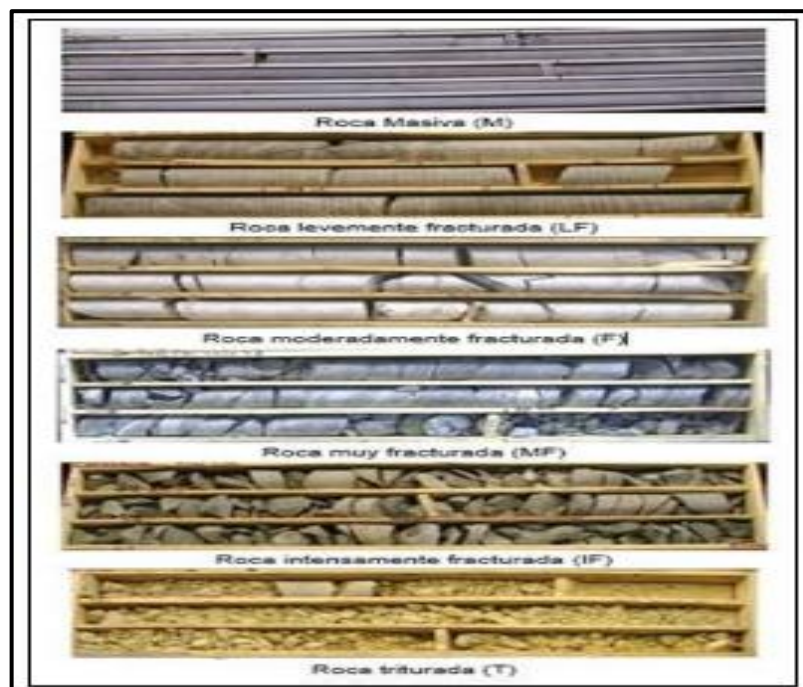


Figura 14. Distintos grados de fracturamiento de la masa rocosa en testigos.
Fuente: F. J. (2020). Logueo Geológico.

c) Alteración del macizo rocoso:

El ISRM (1981) recomienda la siguiente descripción de las alteraciones del macizo rocoso:

Tabla 7. Alteración de la masa rocosa en testigos.

TERMINO	DESCRIPCION	GRADO
Fresca	No presenta signos visibles de meteorización en la roca.	I
Levemente Meteorizada	La decoloración indica meteorización de la roca y en las superficies de las discontinuidades. La roca en su totalidad puede estar decolorada.	II
Moderadamente Meteorizada	Menos de la mitad de la roca esta descompuesto y/o desintegrada como un suelo.	III
Muy Meteorizada	Mas de la mitad de la roca esta descompuesto y/o desintegrada como un suelo.	IV

Fuente: F. J. (2020). Logueo geológico.

La denominación para cada término será la siguiente:

Fresca (F), ligeramente meteorizado (LA), medianamente meteorizado (A), bastante meteorizado (MA) y completamente meteorizado (IA), y solido residual (S) son las denominaciones de cada termino.

A continuación, se ilustran las cajas con nuestras y diferentes grados meteorización.

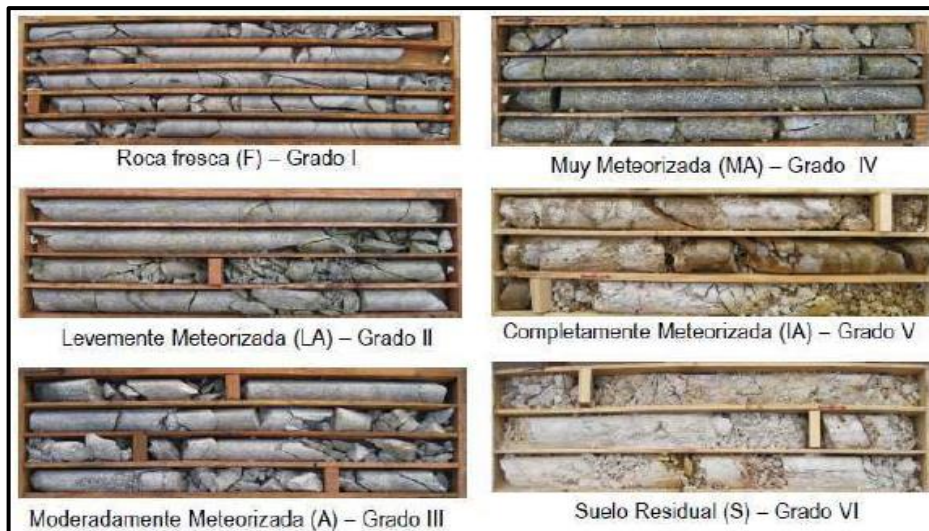


Figura 15. Estado de la roca
Fuente: F. J. (2020). *Logueo geológico.*

2.7. PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

2.7.1. Cimentaciones

La cimentación es la parte de la estructura encargada de transferir las cargas de la misma, que se concentran en pilares y muros, a un sistema de fuerzas que pueda ser resistido con seguridad sin o con asentamientos aceptables, ya sean uniformes o diferenciales respecto al suelo. La cimentación tiene un área sustancialmente mayor en planta que el total de las áreas de todos los pilares y muros de carga, ya que la resistencia y rigidez del suelo son generalmente menores que las del edificio (estructura vertical). Su diseño vendrá determinado no sólo por las cualidades del edificio, sino además por la característica del suelo (Crespo, 1980).

Toda edificación está formada por dos grandes componentes: la superestructura que corresponde a muros, pilares, losas de aproximación entre otros y la subestructura compuestos por los cimientos, como se ve en la figura 16.

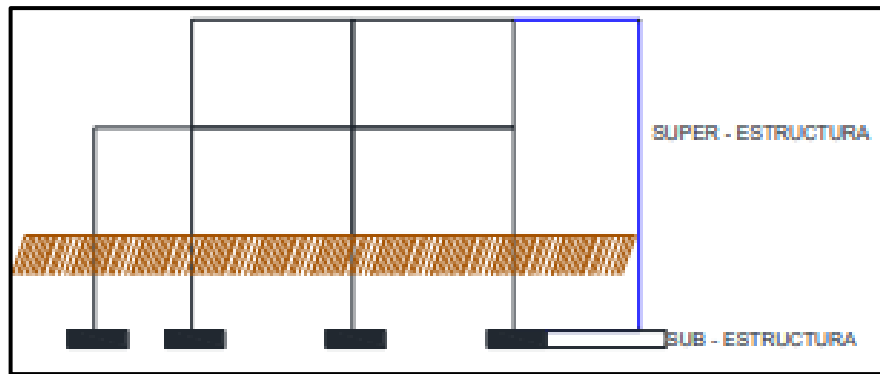


Figura 16. Partes de una estructura.

Fuente: (Crespo, 1980)

En nuestro país, la Norma Técnica de la Construcción E.030 "Suelos y Cimientos" regula el diseño y la construcción de los cimientos.

2.7.2. Cimentaciones superficiales

Según Alva Hurtado (2018), menciona que “son aquellos que se apoyan en la superficie de la tierra o en estratos poco profundos porque el suelo tiene suficiente capacidad portante o porque son estructuras secundarias relativamente ligeras”.

En general, existen dos tipos de cimientos: los directos y los indirectos. Las partes verticales de la superestructura que llegan hasta el suelo de cimentación y se apoyan directamente en él se conocen como cimentaciones directas o superficiales.

Según Das, Maraver, & Cárdenas (2015), Menciona que “cuando la relación D/B es igual o menor a 5, la profundidad del asentamiento es igual de 3 o 4 veces el ancho de la cimentación, se trata de cimentaciones superficiales”, Véase la figura 17.

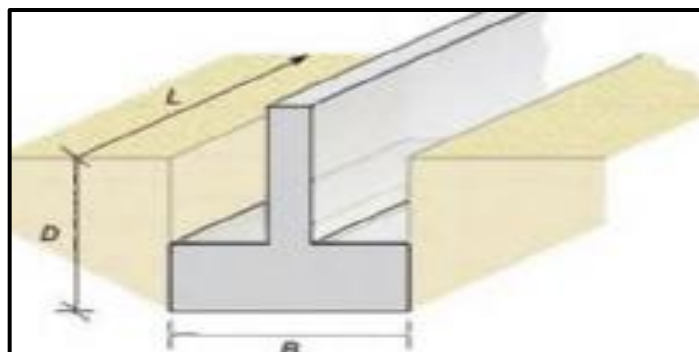


Figura 17. Geometría de una cimentación superficial.

Fuente: Das, Maraver, & Cárdenas, 2015.

Donde: B: Ancho de la cimentación D: Profundidad L: Largo de la cimentación

Algunas cimentaciones más usadas en la actualidad se muestran en la siguiente

tabla 8:

Tabla 8. Los tipos de cimientos.

Tipo de cimiento	Elementos estructurales más usuales en la cimentación.
Zapata aislada	Pilar aislado, interior, medianero o de esquina
Zapata combinada	2 o más pilares contiguos
Zapata corrida	Alineaciones de 3 o más pilares o muros
Pozo de cimentación	Pilar aislado
Emparrillado	Conjunto de pilares u muros distribuidos, en general, en retícula
Losas	Conjunto de pilares y muros

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002).

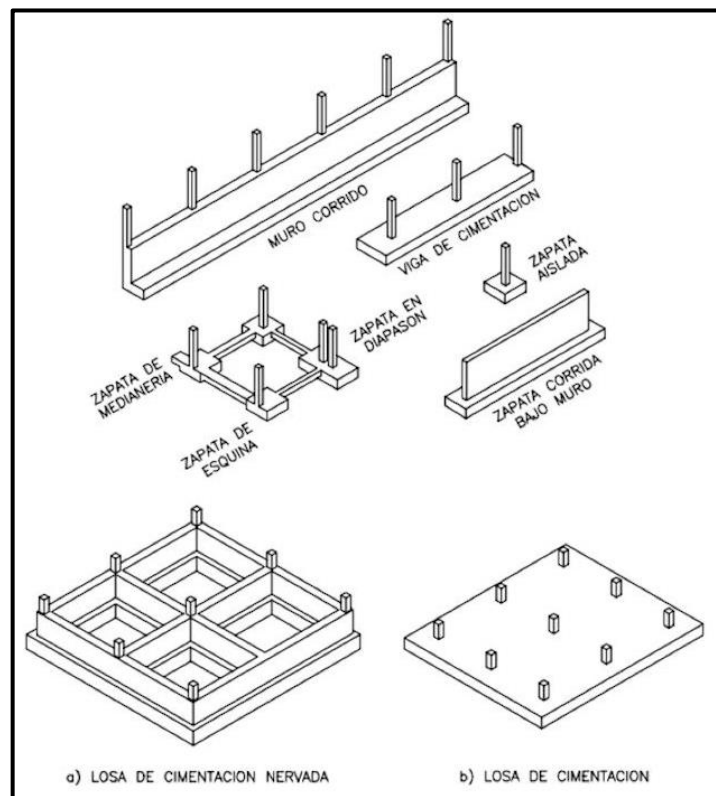


Figura 18. Tipos de cimentaciones directas.

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002).

2.7.2.1. *Capacidad de carga portante última (q_u)*

Según Braja (2001), Menciona que “la capacidad portante última se define como la carga aplicada por unidad de superficie hasta que se produce el fallo por cizallamiento en el suelo”, Por ejemplo, es el esfuerzo impartido a un suelo por una cimentación que provoca un colapso en el subsuelo debido a la resistencia al corte.

Ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + q N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma BN_yF_{ys}F_{yd}F_{yi}$$

C = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

ρ = Densidad natural del suelo

B = Ancho de la cimentación

$F_{cs}F_{qs}F_{ys}$: Factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{yd}$: Factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{yi}$: Factores por inclinación de carga

$N_cN_qN_y$: Factores de capacidad de carga

2.7.2.2. *Ecuación de Terzaghi*

Terzaghi fue el primero en proponer una teoría para determinar la capacidad portante de los cimientos poco profundos en 1943.

La solución de la capacidad portante, tal y como la proporciona Terzaghi, sólo puede utilizarse en circunstancias en las que la profundidad Df de la cimentación es menor o igual que la anchura de la misma.

Las tensiones totales son equivalentes a todas las tensiones efectivas en circunstancias en las que el nivel freático es profundo. Todas las tensiones efectivas son equivalentes, y los parámetros de las tensiones de corte deben ser idénticos. Véase en la figura 19.

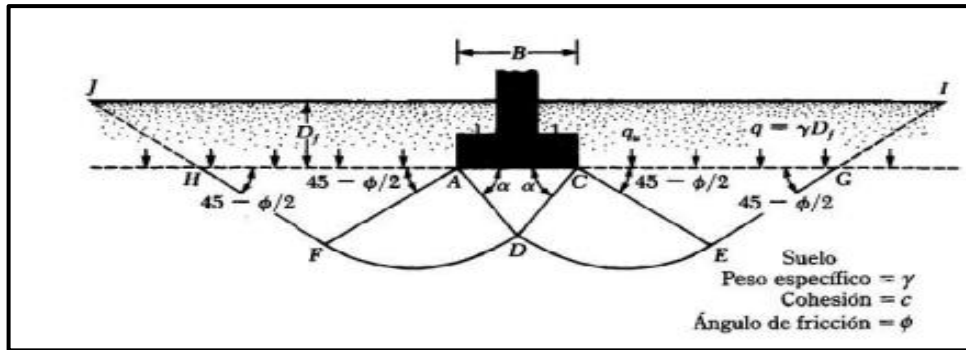


Figura 19. Modelo de falla según Terzaghi.

Fuente: Liset Quesada Gonzales, 2017

Calculó de la capacidad de carga última utilizando el análisis de equilibrio de Terzaghi como sigue:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma \cdot BN_\gamma \text{ (Cimiento corrido)}$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma \cdot D_f$

D_f = profundidad de desplante de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga (son adimensionales y se encuentran en función del ángulo de fricción del suelo, ϕ)

$$N_c = \cot\phi \cdot (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan|\phi|$$

Las ecuaciones para las cimentaciones circulares y cuadradas:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN \quad \text{(Ecuación Cimentación cuadrada)}$$



$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN \quad (\text{Ecuación Cimentación circular})$$

En el caso de los cimientos cuadrados, "B" es la dimensión de cada lado del cimiento; en el caso de los cimientos circulares, B es el diámetro del cimiento.

2.7.2.3. *Factor de seguridad*

Según RNE E50 (2018), menciona que “los cimientos deben tener un factor de seguridad mínimo de 3 para las cargas estáticas y una carga máxima sísmica o de vientos, la que sea más desfavorable”.

La capacidad portante bruta admisible de cimentaciones superficiales viene dada por:

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

Donde:

q_{adm} : Esfuerzo en el suelo

q_u : Capacidad de carga ultima

FS : Factor de seguridad

La capacidad portante última neta se define como la presión última por unidad de superficie de cimentación soportada por el suelo que es mayor que la presión creada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si se considera que la diferencia de gravedad específica entre los suelos circundantes es insignificante.

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

$q_{neta(u)}$: capacidad de carga ultima neta:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$



2.7.3. Cimentaciones profundas

Alva Hurtado (2018), menciona que “Las cimentaciones profundas son una forma de cimentación desarrollada para abordar la transferencia de cargas a los sustratos más resistentes del suelo”. La construcción de estos tipos de cimientos requiere el uso de maquinarias especializadas, así como procedimientos de excavación y la evacuación de materiales.

2.7.3.1. *Pilotes*

Alva Hurtado (2018), menciona que “el esfuerzo entre el suelo y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre el suelo de la cimentación”. Por lo tanto, deben ser más profundas para proporcionar en un área lo suficientemente grande para distribuir una cantidad suficiente de esfuerzo y soportar la dicha carga.

Algunos tipos de cimientos profundos se catalogan en:

- Pilotes solos
- Unos grupos de pilotes
- Micropilotes

Los pilotes se clasifican en base de su funcionamiento y tenemos los siguientes:

a) **Pilotes por fuste:** En suelos sin un nivel visiblemente más resistente para transmitir el peso del pilote, éste transportará su carga al suelo principalmente a través del fuste. A veces se denominan pilotes flotantes.

b) **Pilotes por punta:** Las cargas de los pilotes se transferirán básicamente por el punto del suelo en el que haya una capa claramente más resistente a una profundidad determinada. A veces se denominan pilotes de columna.

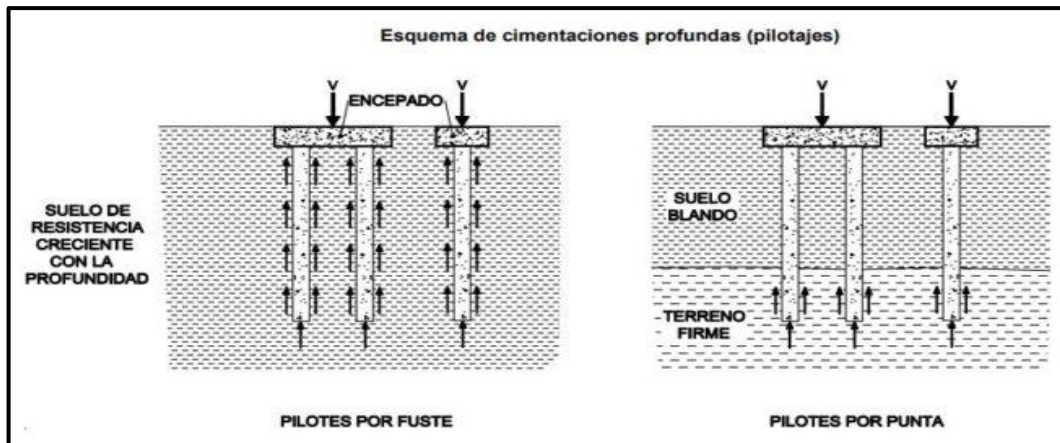


Figura 20. Esquema de pilotes por fuste y punta.
Fuente: OVACEN, 2018)

2.7.3.2. Tipos de pilotes

Los pilotes se construyen en una amplia gama de materiales, longitudes y formas de sección para satisfacer una variedad de requisitos de carga, ubicación y consideraciones económicas. Tenemos algunos de los más comunes:

a) Pilotes de madera

Según Cano (2013), menciona que “se fabrican con madera de alta calidad y se utilizan empalmes para longitudes mayores; la longitud puede ser de hasta unos 8 m. El diámetro puede oscilar entre 30 y 40 cm, los pilotes de madera se comportan admirablemente tanto en entornos secos como húmedos”. La alternancia de circunstancias húmedas y secas acorta la vida de un pilote de madera; para compensar se utiliza el proceso de creosoting. La carga máxima de diseño es de aproximadamente 250 kN.

b) Pilotes de acero

Según Palacios (2004), describe que “los pilotes de acero suelen construirse a partir de tubos o secciones en H laminadas. Tienen extremos abiertos o cerrados y se introducen en el suelo. También se emplean vigas de acero en tramos anchos y secciones



en I. También se utilizan vigas de acero con sección en I; sin embargo, es preferible utilizar secciones en H. y pueden soportar cargas de hasta 1000 kN o más”.

Los pilotes de acero son fáciles de unir, lo que los convierte en una excelente alternativa cuando la longitud necesaria supera la del pilote. Cuando la longitud necesaria supera los 18 m, es una excelente opción. El constructor se limita a hincar la primera parte, luego suelda con la siguiente sección y sigue hincando. Se suministran empalmes de acero especiales para agilizar este proceso.

c) Pilotes de concreto

Según Palacios (2004), describe que “los pilotes de hormigón son piezas de hormigón armado prefabricadas o fundidas in situ. Suelen tener una sección transversal cuadrada u octogonal y pueden soportar esfuerzos axiales de trabajo que van de 450 a 3500 KN”.

Los pilotes pretensados son ahora una opción prometedora, ya que tienen una mayor resistencia a la flexión y, por tanto, son menos propensos a sufrir daños durante la manipulación y el hincado. El pretensado suele ser una alternativa mejor que el postensado, ya que permite cortar los pilotes, si es necesario, sin afectar a la resistencia del pretensado.

Los pilotes de hormigón, a diferencia de los de acero, no soportan las duras condiciones de hincado y es más probable que se destruyan. En cambio, los pilotes de hormigón son bastante populares, ya que son menos costosos que los de acero y tienen una gran capacidad de carga.

d) Pilotes compuestos

Según Palacios (2004), describe que “los pilotes compuestos podrían ser de hormigón y madera, así como de hormigón y acero”.

A continuación, en la figura 21 se aprecia los tipos de pilotes prefabricados e in situ y la figura 22 el tipo de uso que tiene el pilote.

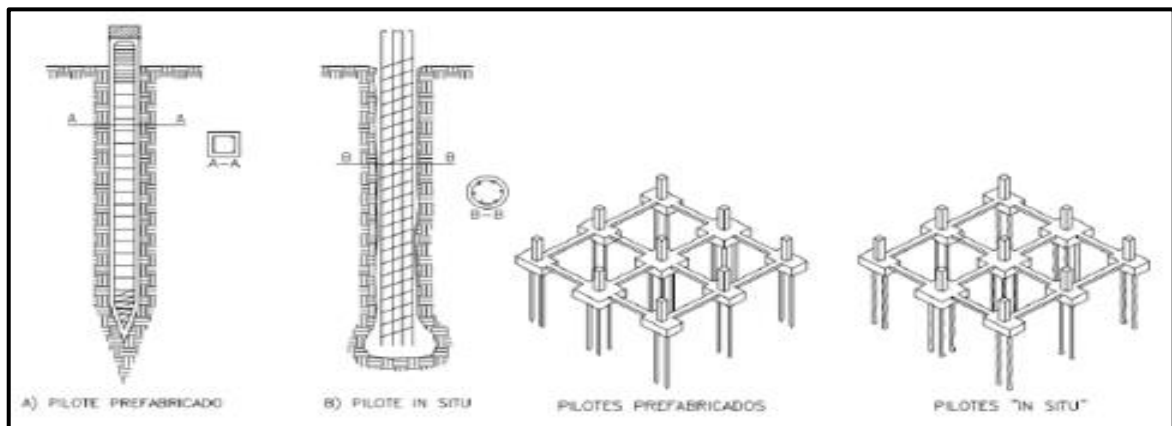


Figura 21. Tipos de pilotes prefabricados e in situ.
Fuente: OVACEN, 2018.

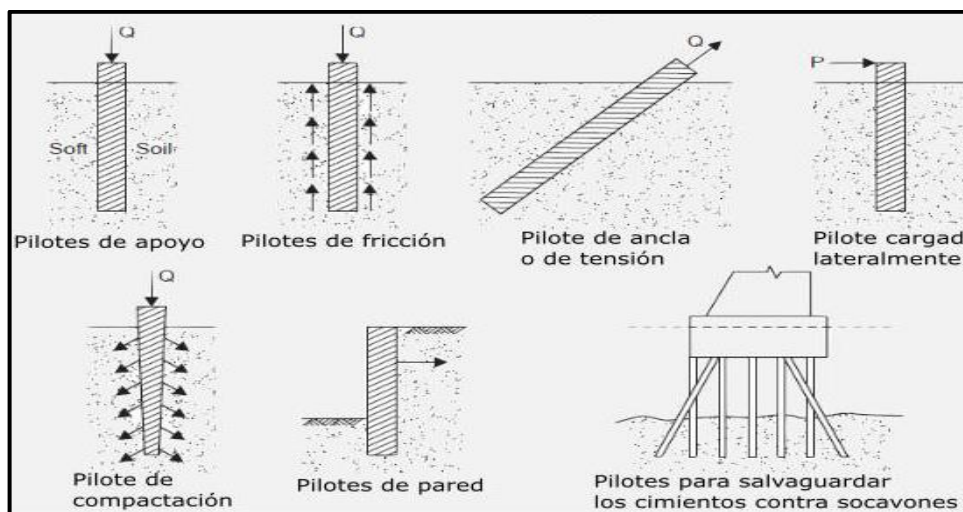


Figura 22. Uso de los pilotes.
Fuente: Ingeniería – Geológica /pilotes (April 25, 2018).

Algunas de sus aplicaciones principales son las siguientes:

- Para soportar cargas de compresión vertical;
- Para soportar esfuerzos de levantamiento o de tracción.
- Para soportar cargas horizontales e inclinadas.

Los cimientos de edificios y puentes emplean pilotes de apoyo para sostener las cargas verticales.

2.7.3.3. *Calculo estimado de la longitud de los pilotes*

Las dimensiones necesarias de un pilote dependen de su funcionamiento, ya sea por carga de punta o por fricción; las pilas mixtas aprovechan ambos comportamientos (véase la figura 23).

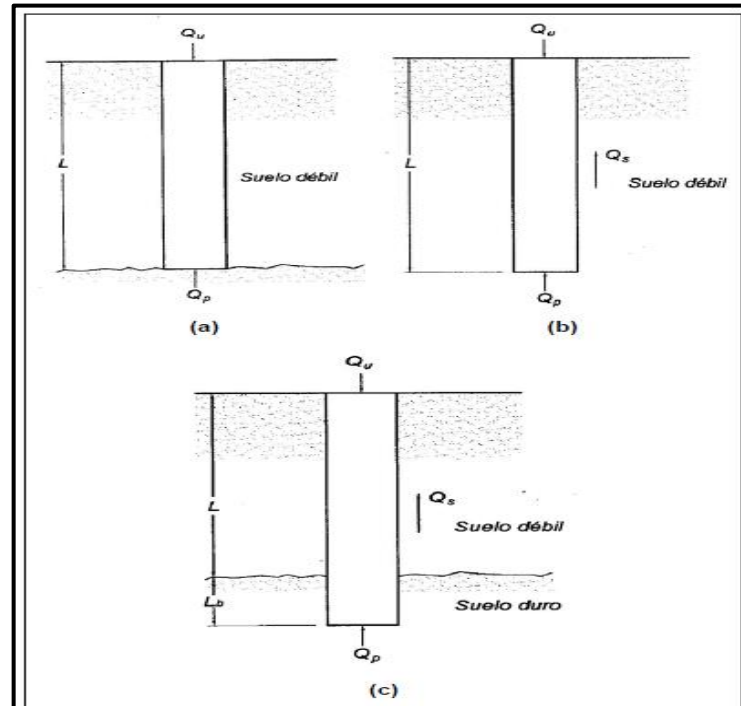


Figura 23. Capacidad de carga de punta y de fricción.

Fuente: Das, Braja, 2001. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

Para pilotes de carga en punta:

$$Q_u = Q_p$$

Para pilotes de carga por fricción:

$$Q_u \approx Q_s$$

Para pilotes mixtos

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p : El peso en el vértice del pilote

Q_s : Carga superficial por fricción en las paredes laterales del pilote

(resistencia al corte entre el suelo y el pilote).

Los pilotes de compactación también se utilizan para mejorar la capacidad portante de las arenas. En general, estos pilotes son cortos; sin embargo, algunas pruebas de campo requieren un pilote más largo.

2.7.3.4. *Capacidad de carga admisible de un pilote*

La carga máxima admisible se divide por un factor de seguridad para determinar la capacidad permitida. La capacidad de carga de rotura, la capacidad de carga de fricción y la capacidad de carga de punta pueden verse afectadas por cuestiones de seguridad.

- Fórmula de capacidad de carga.

$$\frac{Q_s + Q_b}{2.5}$$

Donde:

Q_s : Es la carga de fricción máxima.

Q_b : Es la carga máxima en la punta.

Las fórmulas de capacidad portante de los pilotes sólo dan una idea aproximada de la capacidad de carga máxima.

2.7.4. **Obtención de parámetros de diseño de cimentaciones**

Es necesario conocer las características físicas, mecánicas y químicas del suelo sobre el que se construirá la cimentación. Para utilizar el suelo como elemento constructivo se realizan ensayos de laboratorio e in situ, para determinar las propiedades índices (clasificación de suelos AASHTO y SUCS; límites naturales de humedad y consistencia), en función de las necesidades de las estructuras a construir.

Las principales pruebas que se realizan se enumeran en la tabla 9.

Tabla 9. Ensayos para la determinar las propiedades del suelo

Ensayos para la determinación de las propiedades índice	
Ensayo	Norma
Clasificación de suelos	(ASTM D 2487)
Granulométrico por Tamizado	(ASTM D 421)
Límites de consistencia	ASTM D 4318)



Contenido de humedad	(ASTM D 2216)
Ensayos para la determinación de las propiedades de estado	
Densidad máxima	(ASTM D 4253)
Densidad Mínima	(ASTM D 4254)
Gravedad específica de partículas sólidas	(ASTM D 854)
Muestreo	(ASTM D 420)
Ensayos para la determinación de propiedades resistentes del suelo	
Corte directo	(ASTM D 3080)

Fuente: Elaboración propia

2.7.5. Criterios de asentamiento

Como señalan Terzaghi y Peck (1967), “el cálculo preciso de los asentamientos no es practicable debido al gran número de variables que deben tenerse en cuenta como las propiedades del suelo, profundidad de la cimentación, el tamaño de la zapata y entre otros. En circunstancias normales, siempre que sea posible, deben seguirse reglas empíricas sencillas y prácticas. Sólo cuando el subsuelo está formado por capas de arcilla blanda se pueden hacer estimaciones precisas”.

2.7.6. Asentamiento inicial

Las técnicas más utilizadas para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi espacio homogéneo, isótropo y elástico utilizan varias integraciones de la ecuación de Boussinesq.

$$\rho_i = p B \frac{(1-\mu^2)}{E} I$$

Donde:

ρ_i : Asentamiento inicial

p : Esfuerzo promedio transmitido

B : Dimensión característica del área cargada

E : Módulo de Young

I : Factor de influencia

μ : Relación de Poisson

2.8. REFRACCION SISMICA

Las pruebas de refracción sísmica miden el tiempo de viaje de las ondas de compresión (ondas V_p) y las ondas de corte (ondas V_s) generadas por fuentes de pulso de energía específicas en puntos de la superficie a diferentes distancias entre sí a lo largo del eje. La energía es detectada, amplificada y registrada para poder determinar cuándo llegará a cada punto (Lucero, 2016).

Según Park (1999), menciona que “las pruebas de refracción sísmica consisten en controlar los tiempos de viaje de las ondas V_p de compresión, que son generadas por una fuente de energía impulsiva y viajan por el subsuelo antes de ser recibidas como señal por los sensores organizados en línea recta; esta configuración se denomina disparo (shot)”.

Dependiendo del espesor obtenido y de la velocidad de propagación de la onda P, las propiedades geotécnicas se pueden correlacionar con la compacidad y la densidad, lo que puede conducir a evaluaciones erróneas de la ocurrencia del nivel freático, se puede estudiar en detalle por medio de la refracción.

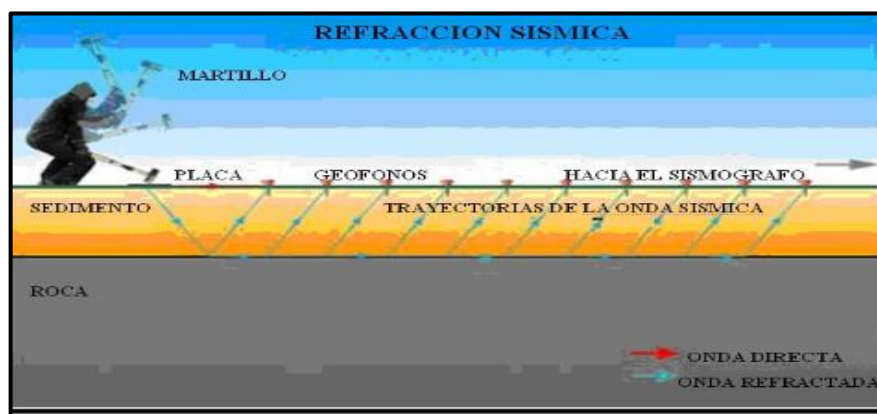


Figura 24. Disposición en el campo, método de refracción sísmica.
Fuente: (Lucero, 2016).

El equipo de prospección portátil DOREMI, dispone de 24 geófonos de 4.5 Hz. y cables con una separación máxima de intervalos de 5 - 10 m, con este sistema se recopila

datos en una computadora portátil. A continuación, se desglosa cómo se distribuyeron los disparos. (véase la figura 25).

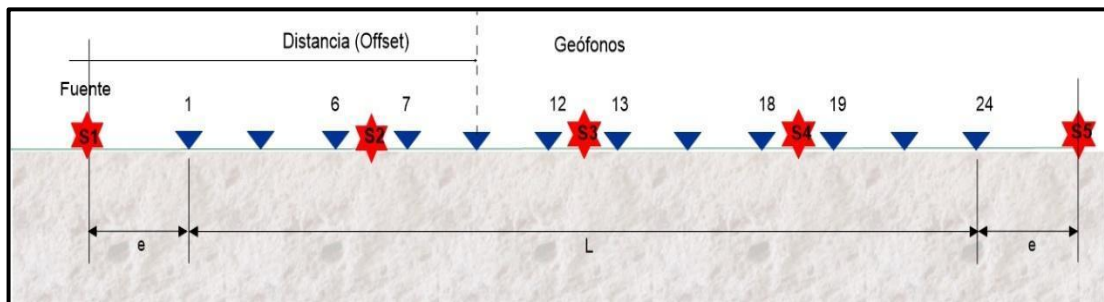


Figura 25. Diagrama de los Golpes (shots) y los espaciamientos entre geófonos
Fuente: (Lucero, 2016).

Donde:

e : Distancia entre geófonos.

L : Distancia total del tendido de un arreglo.

Es posible determinar las velocidades de propagación de las ondas V_p a través de los distintos estratos de suelos y rocas basándose en los datos de tiempo y distancia recogidos en varios lugares donde se aplicó el punto de aplicación de energía (disparo). Se investiga la estructura, la geometría y la continuidad de los suelos y las rocas investigados. En la figura 26 se muestra el resultado de la velocidad de llegada a cada geófono.

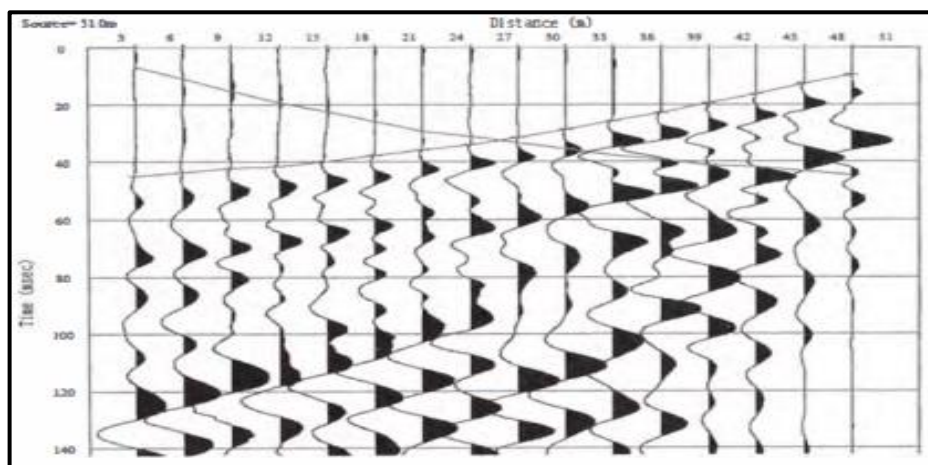


Figura 26. Registro de primera llegada de onda, mediante refracción sísmica.
Fuente: Elaboración propia.

2.8.1. Análisis multicanal MASW 1D

Según Park (1999), menciona que “el enfoque del Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) se describe a sí mismo como un método sísmico no destructivo que mide el espesor y la elasticidad (rigidez) del suelo”.

Este método MASW evalúa las características de propagación de las formas de onda Rayleigh que viajan en sentido horizontal desde el punto de impacto hasta el receptor a lo largo de la superficie, como se ilustra en la figura 27.

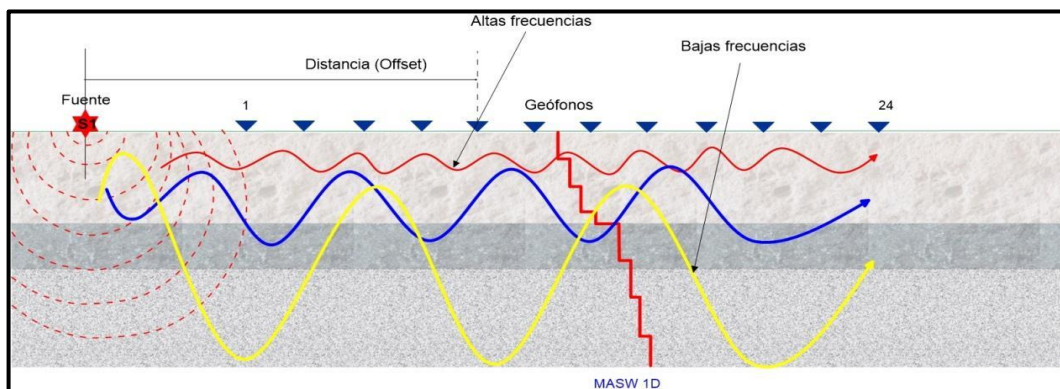


Figura 27. Representación gráfica de la propagación de las ondas Vs.
Fuente: (Lucero, 2016).

Según Louie (2001), menciona que “el registro simultáneo de 24 geófonos a distancias cortas desde 1 hasta 5 m. las fuentes de pulsos o vibraciones proporciona redundancia estadística para las mediciones de velocidad de fase. El registro muestra el formato de frecuencia a lo largo del tiempo y también permite identificar y excluir del análisis los modos de onda de Rayleigh no fundamentales y otros ruidos coherentes”

Los procedimientos básicos de adquisición y configuración de campo para MASW son esencialmente los mismos que los que se utilizan en los estudios de CMP (punto central común) convencionales. Las Figuras 28 muestran situaciones típicas del método MASW.

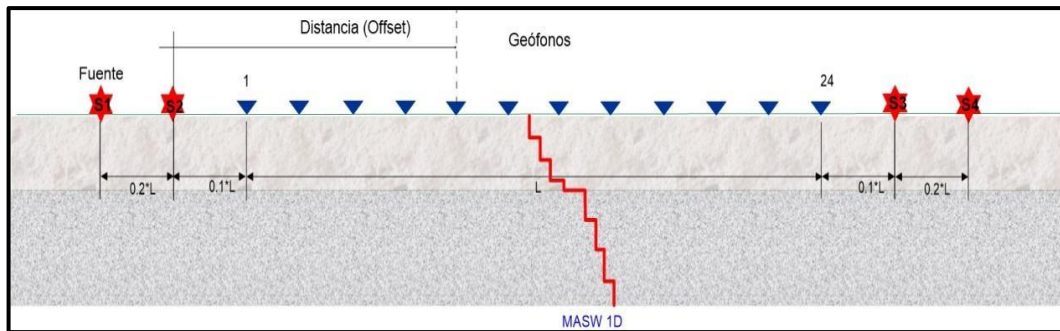


Figura 28. Geometría de adquisición MASW-1D.
Fuente: (Rivera, Piedra, & Paripanca, 2016).

2.8.2. Parámetros dinámicos del suelo

Sánchez, (2009). Las características y el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas. Estos movimientos dinámicos del suelo son causados por terremotos, explosiones, vibraciones mecánicas, operaciones de construcción, tráfico de vehículos o de ferrocarril, viento, olas, etc.

Las velocidades de las ondas de corte (V_s) y las ondas de compresión (V_p) permiten estimar la rigidez inicial del suelo y determinar las constantes dinámicas elásticas

Estas constantes están definidas así:

$$\mu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad \begin{matrix} E = 2(1 + \mu)G \\ G = \rho V_s^2 \end{matrix}$$

Donde:

μ : Relación de Poisson

E : Módulo de Young

G : Módulo de Corte

2.8.3. Curva de dispersión

Lucero (2016), señala que “una vez recogido el espectro de velocidad de fase frente a la frecuencia mediante alguna técnica de medición, es factible continuar con el

proceso de selección de la curva de dispersión aparente, que corresponderá al modo fundamental del suelo”. Se considera que el suelo tiende a ser más pronunciado en suelos más homogéneos o donde la densidad o rigidez del suelo aumenta con la profundidad.

Cabe mencionar que el procedimiento de selección se basa únicamente en la experiencia y las cualificaciones del ejecutor.

La Figura 29, muestra un ejemplo de la curva de dispersión, donde se observa las amplitudes máximas matemática para cada frecuencia (señaladas por los puntos rojos), éstas definen la curva de dispersión. La curva de dispersión se hace más evidente en los contornos de color mostrados, donde se muestra el rango de análisis.

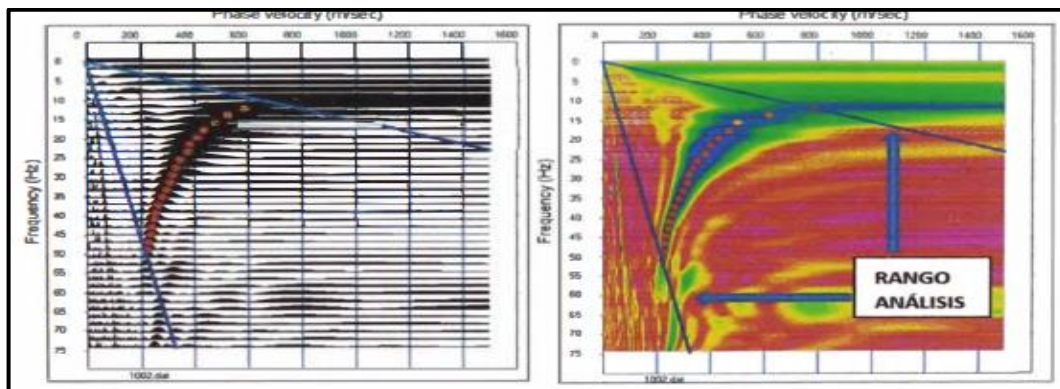


Figura 29. Selección de amplitudes máximas y el rango de análisis.

Fuente: Elaboración Propia.

2.8.4. Caracterización Vs30

Existe una normativa para caracterizar el terreno para la velocidad de propagación de ondas de corte “S” conocida como Vs30 (International Building Code 2002), que incluye la determinación de velocidades de ondas transversales para capas existentes que varían hasta una profundidad de 30 m, y luego determinar la media ponderada resultante Vs30, en comparación con la Tabla 10 a continuación.

Tabla 10. Clasificación de Sitio según la International Building Code 2002.

Clase de sitio	Nombre del Perfil de Suelo	Vs30(m/s)
A	Roca dura	$Vs30 > 1520$
B	Roca	$762 < Vs30 < 1520$
C	Suelo muy denso y roca blanda	$366 < Vs30 < 762$
D	Perfil de suelo rígido	$183 < Vs30 < 366$
E	Perfil de suelo blando	$Vs30 < 183$

Fuente: Arce Helberg (1990).

2.8.5. Valores típicos de velocidad de propagación de ondas sísmicas

Diversos autores han desarrollado tablas que contienen velocidades de propagación que pueden usarse como referencia para interpretar los resultados.

A continuación, se muestran las tablas para determinar las velocidades de onda en diferentes tipos de suelos.

Tabla 11. Correlación de velocidades de ondas V_p (m/s) según ASTM D 5777-95.

DESCRIPCIÓN	V_p (m/s)
Suelos intemperizados	204 – 610
Gravas o arenas secas	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830
Suelos meteorizados	204 - 610
Arcilla saturada	915 - 2750
Agua	1460 - 1525
Arenisca	1830 - 3960

Nota: Correlación velocidad de ondas V_p y el tipo de suelo, según ASTM D5777.

Tabla 12. Clasificación sísmica de suelos según E-030, 2016.

Tipo de suelo	Vs30(m/s)	Descripción
S0	$Vs > 1500$	Roca dura
S1	$500 > Vs > 1500$	Suelo muy rígido
S2	$180 > Vs > 500$	Suelo intermedio
S3	$Vs > 180$	Suelo blando

Tabla 13. Clasificación sísmica según ASCE 2010-AASHTO 2014.

Clasificación Sísmica ASCE 2010-AASHTO 2014			
Tipo de suelo	Descripción	V_{s30} (m/s)	Resistencia a la Penetración Estándar SPT (N*)
A	Roca muy dura	V _s >1500	N/A
B	Roca	760<V _s <1500	N/A
C	Roca blanda o suelo muy denso	360<V _s <760	N>50
D	Suelo rígido	180<V _s <360	15≤N≤50
E	Suelo blando	V _s <180	N<15

Tabla 14. Recopilación de Martínez Vargas A. (1990).

DESCRIPCIÓN	V_p (m/s)
Arena suelta sobre el manto freático	245 – 610
Suelo blando	< 300
Arena suelta bajo el manto freático	45 – 1220
Arena y gravas	300 – 1000
Arena Suelta mezclada con grava húmeda	455 – 1065
Rocas blandas, grava y arena fina compacta	1000 – 2000
Grava suelta, húmeda	455 – 915
Roca compacta	2000 – 4000
Roca muy compacta	> 4000

Nota: Valores según los resultados que definen el tipo de roca y suelo. Recopilado por Martínez Vargas A. (1990).

2.9. GEOLOGIA REGIONAL

Se describe en este apartado, la zona de investigación y la elaboración a partir de los datos de un mapa original a escala 1:50.000 proporcionado por el INGEMMET en el



cuadrángulo de TAMBOBAMBA (28-r), junto con un trabajo de interpretación de imágenes satelitales y salidas de campo.

2.9.1. Marco geológico

El ámbito de influencia del proyecto de investigación, a nivel regional, se encuentra dominada por rocas de origen ígneo, principalmente correspondiente a rocas extrusivas del volcánico Tacaza, depósitos fluviales, que alternan, puntualmente con rocas de origen Plutónico, principalmente de edad Cenozoica, que van desde el Paleógeno hasta la actualidad.

Dentro de la era Cenozoica, el Paleógeno y Neógeno están representados por el volcánico Tacaza, principalmente por flujos piroclásticos (PN-ta/ch), secuencias de lavas afaníticas gris oscuras (PN-ta/lbr), volcánico Lapilli (PN-ta/vcl), secuencias tobáceas con cristales (PN-ta/bklt) y tobas líticas con matriz tobácea (PN-ta/tblt).

El Cuaternario del periodo Holoceno se caracteriza por sedimentos coluviales (Qh-co) y aluviales (Qh-al), respectivamente.

Existen afloramientos de rocas ígneas en el área de influencia a nivel regional, que se reflejan en eventos de rocas intrusivas como el Plutón de Cotabambas (PN-cot/to), que se encuentra al suroeste del área de investigación (ver figura 30). Mas detalle en el Anexo I – Plano de Geología Regional.



Figura 30. Plano Geológico Regional del Área de Estudio Escala 1/20,000
Fuente: Elaboración propia.

2.9.2. Geomorfología

Infante (2000), define que “la geomorfología es una ciencia natural que se encarga del estudio del relieve de la superficie terrestre y su nombre es derivado de tres palabras griegas: geo-tierra, morfé-forma y logos-estudio”.

La zona estudiada presenta una cordillera con un relieve uniforme compuesto por cerros andinos. En las estribaciones orientales de la Cordillera Occidental y en el sector occidental de la Cordillera Oriental (desviación de Abancay), se pueden distinguir varias unidades geomorfológicas.

El desarrollo geomorfológico de la zona ha estado regido por elementos estructurales como las fallas, el levantamiento de bloques, la erosión glacial y la erosión fluvial. La superficie actual ha sido modelada por la interacción de todas estas causas. La topografía cordillerana, el altiplano, el valle glacial, el valle del cañón, las montañas



nevadas, los círculos glaciares, la morrena y los depósitos glaciofluviales son las unidades geomorfológicas más notables de la región.

2.9.2.1. *Procesos geomorfológicos*

Según Fernández (2016), describe que “el modelado geomorfológico es un proceso que está directamente relacionado con el tipo de rocas que hay y los fenómenos meteorológicos a los que están expuestos”. Los mismos procesos que la modelan en mayor o menor grado también le dan formas diferentes, según el tipo de rocas que había antes y la duración de los fenómenos meteorológicos.

2.9.2.2. *Unidades geomorfológicas*

El lugar de la investigación se encuentra en el valle del río Apurímac, donde las colinas que constituyen los flancos norte y sur presentan fuertes pendientes y quebradas que corren de NE a SO. su morfología actual es el resultado de diferentes eventos ocurridos y el intenso plegamiento, así como la intrusión magmática que han afectado al substrato Eoceno-Oligoceno inferior, que constituye depresiones fuertemente disectadas con valles fluviales encañonados del río Apurímac, cerros de cimas angulosas y extensas terrazas aluviales.

A escala regional, se han identificado las siguientes unidades geomorfológicas o estructuras morfológicas en la región y el área de investigación se ubica entre valles interandinos y cordillera oriental: (véase la figura 31).

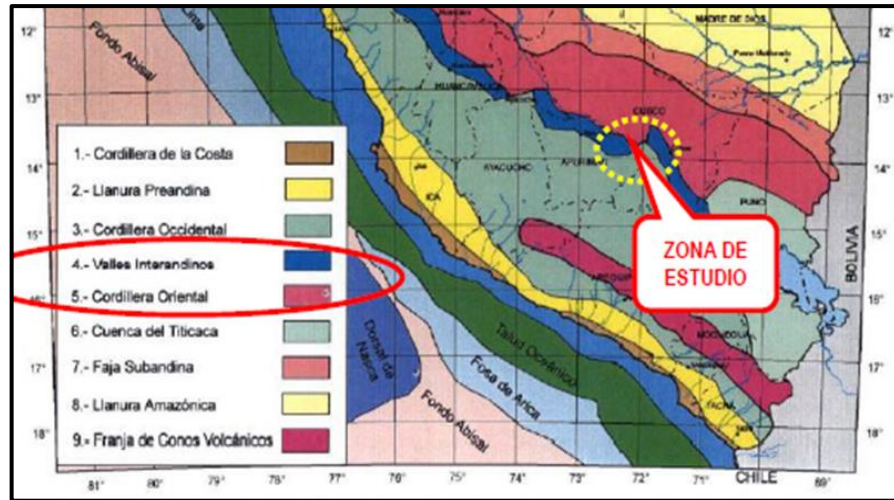


Figura 31. Mapa de Unidades Morfoestructurales del Perú.
Fuente: Ingemmet.

En la figura 32 se puede apreciar las principales unidades geomorfológicas observadas alrededor de la zona de investigación.



Figura 32. Unidades Morfoestructurales observadas.
Fuente: Elaboración propia.

Las unidades geomorfológicas se detallan a continuación:

2.9.2.3. *Altas mesetas*

Según Megard (1968), describe como “una zona de terreno suave terminada por una superficie de erosión entre 4.200 y 4.700 m.s.n.m. Se trata de la superficie de puna descrita por Mac Laughlin (1924)”.



La superficie de la Puna ha sido cortada por la erosión glaciaria, y por encima de los 3.500 metros se pueden ver signos de glaciación (valles en forma de U, depósitos de morrena, etc.).

2.9.2.4. *Cordillera oriental*

Según Acosta (2011), describe como “la unidad Cordillera Oriental se diferencia de la precedente por su morfología, puesto que los relieves son muy agudos y no se notan colinas de formas suaves como en la unidad Altas Mesetas. La morfología joven de la unidad Cordillera Oriental se debe al juego reciente de la zona de fallas E-O. Falla Abancay”.

2.9.2.5. *Valles interandinos*

Según Salvador Mendivil (1994), describe que “las cordilleras están separadas por los valles interandinos, que son depresiones tectónicas. Estas depresiones o zonas de baja altitud suelen ir acompañadas de ríos que las atraviesan y en algunos casos, las forman; dando lugar a una amplia gama de temperaturas, condiciones atmosféricas y por supuesto de fauna”.

2.9.2.6. *Montañas*

Según Viza (2002), describe que “los puntos más altos están formados por cadenas de montañas nevadas que se alinean con la trayectoria general de los Andes, conformando esta unidad. Con más de 5.000 metros de altura, estos picos están compuestos por rocas volcánicas dacíticas-piroclásticas con picos y cimas abruptos”.

2.9.3. **Litología**

En esta sección se analizan las características geológicas más destacadas de la región estudiada. Para entender las circunstancias geológicas y geodinámicas que inciden en la región, debemos conocer la estratigrafía de las formaciones rocosas, que nos ayudará

a determinar la naturaleza de las rocas. En la figura 33 se detalla un resumen de las unidades litoestratigráficas observadas en el área de investigación.








LEYENDA					
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS	DESCRIPCIÓN	
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	Depósito Coluvial Qh-co 	Depósito conformado de clastos monomicticos, angulosos a subangulosos, afloran generalmente formando laderas de cuencas.	
			Depósito Aluvial Qh-al 	Componentes clásticos milimétricos a centimétricos, polimicticos, afloran rellenando cuencas hidrográficas actuales.	
	NEOGENO	MIOCENO	PN-ta/tbit 	Tobas líticas con matriz tobáceas con componentes polimicticos de hasta 50 cm. de diámetro, cementada a soldada.	
			PN-ta/ch 	Flujo piroclástico	
			Volcánico Tacaza	PN-ta/tbklt 	Secuencia piroclástica soldada con cristales y líticos centimétricos.
				PN-ta/vcl 	Secuencia de tobas lapilli intercaladas con secuencias retrabajadas y niveles de ceniza de color gris bronceo.
				PN-ta/lbr 	Secuencia de lavas afaníticas gris oscuras intercaladas con tobas y brechas lávicas regularmente alteradas, irregular presencia de minerales de cobre.
PALEOGENO	OLIGOCENO				
	EOCENO				

Figura 33. Columna Estratigráfica Regional.
Fuente: Elaboración propia.

Las unidades litoestratigráficas de la zona de investigación se enumeran a continuación:

2.9.3.1. Volcánico Tacaza (Paleógeno - Neógeno)

Morveli (2019), define que “Los afloramientos del volcánico Tacaza de la era del Oligoceno-Mioceno se extienden desde cerca del pueblo de Chonta, en el extremo NO de la hoja de Tambobamba (28-r), hasta el extremo SE de dicha hoja y luego hacia la dirección SE-NO”.

Litológicamente se describen cinco unidades; en la base se observan secuencias de brechas volcanoclásticas con componentes de calizas subangulosas y clastos de andesitas progresivamente. En la secuencia superior se observan tobas líticas brechadas y alteradas, los líticos por lo general de lavas andesíticas, matriz de arena y ceniza con buzamiento de hasta 25° SO. (Viza, 2002)

2.9.3.2. *Lavas y Brechas Lávicas (PN-ta/lbr)*

Viza (2002), describe como “Secuencias de lavas afaníticas gris oscuras a verdosas intercaladas con tobas y brechas lávicas, moderadamente alteradas, irregular presencia de minerales de cobre”. Sus principales afloramientos se dan en el área de estudio del Puente Kutuctay, a manera de colinas rocosas extrusivas (volcánicas), las cuales constituyen estructuras que se forman como un afloramiento de lava, su composición es andesítica, presentando diaclasamiento leve a moderado. En la figura 34 se resalta los afloramientos presentes en el área de estudio.



Figura 34. Vista de Lavas andesíticas (PN-ta/lbr) en área de estudio.
Fuente: Elaboración propia.

2.9.3.3. *Tobas Lapilli (PN-ta/vcl)*

Viza (2002), describe como “secuencia de tobas lapilli intercaladas con secuencias retrabajadas y niveles de ceniza color grisáceo”. Se extienden al noroeste y noreste del Puente Proyectado, sus principales afloramientos se dan en los alrededores de la Hacienda Huantará, tramo de acceso Chinchaypuquio – Puente Kutuctay.



Figura 35. Vista de Tobas Lapilli (PN-ta/vcl).
Fuente: Elaboración propia.

2.9.3.4. *Secuencia Piroclástico (PN-ta/ tbkt)*

Viza (2002), describe como “secuencia piroclástica de tobas cementadas intercaladas con tobas de ceniza algo lapilítica de color blanquecino a rosado y en estratos métricos. Su mejor afloramiento está en las inmediaciones del poblado de Parcotica al norte del poblado de Chinchaypujio”. En la zona de estudio se extiende al este, sus principales afloramientos se dan en el CP. Huancancalla, CP. Capuliyoc y cerro Calvario. En la figura 36 se observa los afloramientos piroclásticos presentes en la zona de estudio.



Figura 36. Vista de Secuencia Piroclástica (PN-ta/tbkt).
Fuente: Elaboración propia.

2.9.3.5. *Flujo Piroclástico (PN-ta/ch)*

Viza (2002), describe como “flujo piroclástico de tobas brecha sementada de color beige claro intercalada con volcánico - sedimentarios y en la base lahares color rojizo con estructura columnar visible”. Esta unidad en la zona de estudio se extiende al noreste, sus principales afloramientos se dan en el CP. Huamancharpa, Quebrada Paucayoc y Cerro Maucallacta. En la figura 37 se aprecia los afloramientos del flujo piroclástico.



Figura 37. Vista de Flujo Piroclástico (PN-ta/ch).
Fuente: Elaboración propia.

2.9.3.6. *Depósitos aluviales (Qh-al)*

Viza (2002), describe que “están constituidos principalmente por gravas, cantos angulosos de diferentes tipos de rocas en una matriz arenosa arcillosa. Se encuentran conformando valles altiplánicos y valles encañonados, formando terrazas en los cauces antiguos y recientes. En las laderas de los valles y en las quebradas se encuentran formando conos aluviales”.

Se encuentran en las terrazas o superficies subhorizontales, rellenando fondos de quebradas al norte y oeste del estudio, la mayor extensión está en la quebrada del CP. Marangalle y la quebrada Manzayoc al suroeste, compuesta por cantos subredondeados de diferentes tamaños y de litología variada.



2.9.3.7. *Depósitos Coluviales (Qh-co)*

Viza (2002), describe como “depósitos que se hallan formando parte de las laderas montañosas, cerca de las cimas. Un buen afloramiento se observa al NE del poblado de Ccorca. En su composición se observa matriz de arena y bloques subangulosos”.

Estos depósitos se observan en las laderas de los cerros de cotas más bajas, se tratan de clastos subangulosos acumulados por la gravedad principalmente, la composición litológica está constituida por clastos provenientes de la meteorización de las rocas del volcánico Tacaza y el intrusivo Cotabamba – Colca, clasificado desde el punto de vista geotécnico como material suelto, constituido por grava, arena y limo arcillosos

2.9.3.8. *Intrusivo Cotabambas – Colca (PN-cot-co/to)*

Esta secuencia intrusiva de cuerpos plutónicos en la región se presentó en dos periodos conocidos, uno desde el Pérmico hasta el Triásico Inferior y el otro durante todo el Terciario, desde el Paleógeno hasta el Neógeno. En este último aflora el intrusivo Cotabambas – Colca al suroeste del proyecto a aproximadamente 5.0 Km, se trata de una tonalita rica en plagioclasas y cuarzo extendiéndose desde el cerro Tautay hasta Cotabambas (Viza, 2002).

2.9.4. **Geología estructural**

Estructuralmente el área está en estrecha relación con las características de las rocas aflorantes durante la orogenia andina a finales de la fase inca, evidenciando por los eventos tectónicos asociados a esfuerzos compresivos principales de dirección SW-NE y NW-SE.

En las áreas de influencia se observan diaclasas y fracturas en las rocas del volcánico Tacaza, estas fracturas se observan en tres dimensiones con diferentes espaciamientos.

2.9.4.1. *Dominio estructural*

La zona de estudio a nivel regional identifica a 8 Km al Sur, a una gran estructura denominada Cusco – Lagunillas – Mañazo (CLM), el sistema Mañazo – Lagunillas constituye una prolongación del sistema Huanoquite – Accha ya ambos son parte del dominio estructural (CLM), en efecto, muestran un comportamiento similar permitiendo en 43 Ma, Así al norte del sistema CML se tienen las cuencas Soncco y al sur las cuencas Altas, todas sin orogénicas y desarrolladas entre 43 y 30Ma. Y 30 km al Noroeste al dominio estructural Abancay – Andahuaylas – Chincheros (Viza, 2002).

No se encuentra a nivel local fallas activas que podrían poner en riesgo la estabilidad en el área de influencia del Puente Projectado.

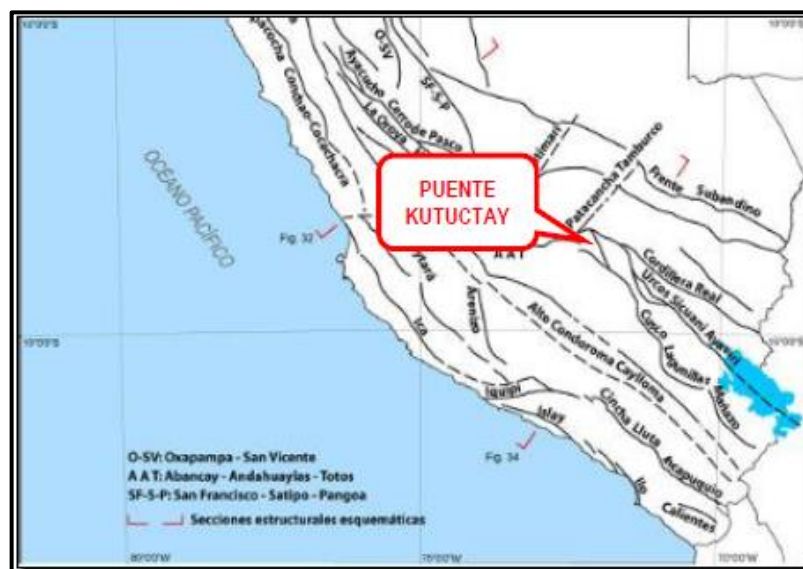


Figura 38. Mapa estructural del Sur del Perú mostrando los dominios estructurales.

Fuente: Viza, 2002 – Ingemmet.

2.9.4.2. *Bloque Anta*

Está separado del Bloque Cusco – Puno por la falla Huanoquite – Accha o el cabalgamiento Limatambo – Zurite. Caracterizado por la presencia de conglomerados y volcánicos del Eoceno superior y Oligoceno inferior, que sobreyace en discordancia angular a calizas del Albiano – Turoniano de la cuenca Occidental Mesozoica, a los

intrusivos eocenos del Batolito de Andahuaylas – Yauri. Las estructuras superficiales son anticlinales y sinclinales con gran radio de curvatura que indican una deformación en la parte meridional y que se interpretan como pliegues del Paleozoico inferior.

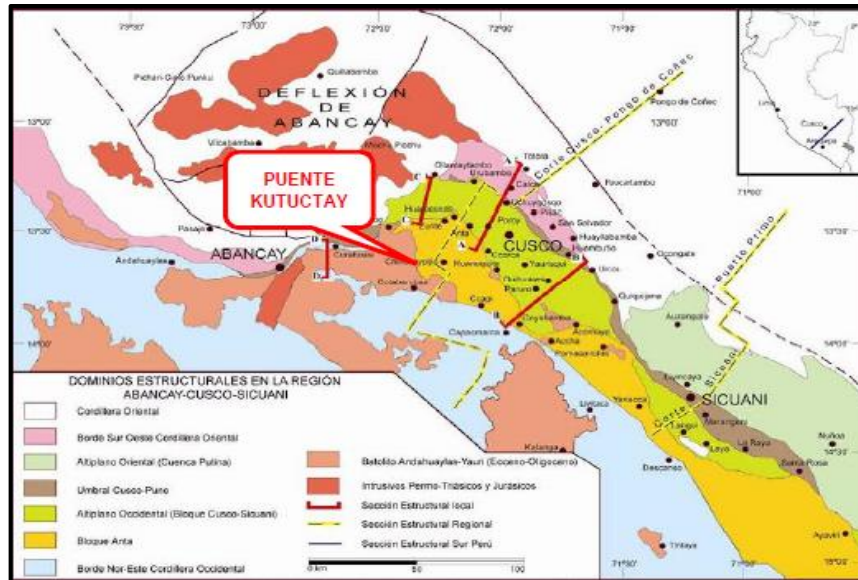


Figura 39. Bloques estructurales en la región Cusco.

Fuente: Viza, 2002 – Ingemmet

2.9.5. Geodinámica externa

Los factores hidrológicos, climáticos y fisiográficos característicos de la geomorfología de la región están relacionados con los distintos tipos de riesgos geológicos que pueden darse en la zona.

A continuación, se exponen tres grandes categorías de peligros que se han observado sobre el terreno y que repercuten en el sector, como se explica más adelante:

2.9.5.1. Deslizamientos

Los desprendimientos se producen cuando grandes masas de roca o suelo son arrastradas por la gravedad y se deslizan sobre una o varias superficies de rotura. Esto ocurre cuando se supera la resistencia al cizallamiento en estos planos. Es más probable que los desprendimientos se produzcan cerca de la zona estudiada porque los paleoglaciares empujaron los materiales sueltos. El movimiento, que puede ser lento o



rápido, se produce a lo largo de los planos de ruptura, lo que constituye un rasgo característico (Ragan, 1980).

2.9.5.2. *Desprendimiento de rocas*

Es el movimiento forzado de bloques y trozos de roca que se separan de una ladera empinada o de un farallón y se desplazan a lo largo de una superficie desplazada por el cizallamiento. Esta masa se desplaza por el aire en su mayoría en caída libre, rebotando o rodando, con movimientos muy rápidos que pueden ir precedidos o no de otros movimientos. Este fenómeno está vinculado a la fractura, al igual que el grado de meteorización y de modificación de la masa rocosa (Aliaga Chavez, M. J., 2017).

2.9.5.3. *Derrumbes*

Deslizamientos masivos de tierra o roca. Son sucesos relacionados con la inestabilidad de las laderas. Las fuertes lluvias, la saturación, la actividad humana y la erosión de los ríos contribuyen al desprendimiento, al colapso o al derrumbe de una masa de roca, de suelo o de ambos debido a la acción de la gravedad sobre una superficie rota (INGEMMET). El material desprendido puede ser partículas microscópicas o grandes bloques de tierra, y se desplaza rápidamente. Los desprendimientos suelen producirse en laderas empinadas, en depósitos aluviales y suelos residuales, y en lugares con una geología que presenta ciclos entre capas resistentes y débiles (Suárez, 1998).

Se dan en las siguientes situaciones:

- Presencia de grandes bloques o macizos rocosos con una estratificación o sistema de fracturas múltiples existentes con respecto a la inclinación del talud.
- Desintegración de las capas que sostiene un macizo rocoso fragmentado.
- Precipitaciones pluviales, infiltración de agua.
- Ocurrencia de movimientos sísmicos que hacen oscilar el macizo rocoso agrietado.



2.9.5.4. *Erosión fluvial*

La erosión fluvial se produce cuando los materiales de las riberas se saturan y pierden cohesión, dando lugar a pequeños desprendimientos. Cuando el nivel del río sube, satura los materiales finos de las riberas; cuando el nivel baja, la presión de los poros y el exceso de peso se acumulan en las laderas, provocando su colapso y derrumbe (Aliaga Chavez, M. J., 2017).

CAPÍTULO III

MÉTODOS Y MATERIALES

3.1. TIPO DE INVESTIGACION

Es de carácter explicativo y descriptivo que especifica la representación del desarrollo de esta investigación como geológica y geotécnica del terreno de cimentación, contemplando los aspectos tales como la dinámica del suelo, mecánica física del suelo, Estratigrafía, Geomorfología y Litología para los cuales se realizan investigaciones exploratorias.

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACION

La investigación incluye el reconocimiento del terreno y la posterior ejecución de perforaciones diamantinas, refracción sísmica, calicatas y la adquisición de muestras in situ para su correspondiente análisis en el laboratorio de suelos y la determinación de sus características físicas y/o químicas, así como su posterior interpretación geotécnica mediante métodos analíticos y descriptivos.

3.3. DEFINICION DE VARIABLES E INDICADORES

La operatividad de variables es el proceso de definir y disgregar dentro de sus indicadores e índices con la finalidad de realizar las mediciones oportunas con los medios más apropiados para el diseño de la fundación del Puente Kutuctay-Cusco, los mismos que se detallan en la tabla siguiente.

Tabla 15. Operatividad de variables.

Variables	Dimensión	Indicadores	Índice	Instrumentos	Unidad de medida
Variable Independiente	Caracterización geológica del terreno de fundación	Zonificación geotécnica del área, Mapeo geológico e	Topografía	Software	m. km.
Aplicaciones geotécnicas para la			Clasificación de suelos mediante	Laboratorio	Peso que pasa por la malla en %



Variables	Dimensión	Indicadores	Índice	Instrumentos	Unidad de medida
Fundación del Puente Kutuctay - Cusco.	Caracterización de propiedades físicas mecánicas y químicos del terreno de fundación	Investigaciones geotécnicas.	análisis granulométrico		
		Propiedades físicas del suelo.	Tomografía sísmica (Vp)	Software	m/s
			MASW (Vs)	Software	m/s
			Contenido de humedad	Laboratorio	m/s
			Limite Liquido y plástico	Laboratorio	%
		Propiedades mecánicas.	Cohesión	Laboratorio	(kg/cm ²)
			Angulo de fricción.	Laboratorio	Ø
			C.B.R.	Laboratorio	%
		Propiedades químicas de suelos.	Sales solubles, cloruros y Sulfatos	Laboratorio	ppm
Variable dependiente	Evaluación geotécnica para diseño de cimentación	Cálculos de los factores de capacidad portante para cimentación superficial y profunda.	Valoración numérica	Fórmulas, ábacos y tablas	kg/cm ² , Tn.
Diseño para el terreno de fundación del Puente Kutuctay - Cusco.					

Fuente: Elaboración propia.

3.4. METODOLOGIA DE INVESTIGACION

La técnica de investigación para el desarrollo del proyecto se ha llevado a cabo a través de la recolección de información, con énfasis en los siguientes aspectos:

a) Método cuantitativo

Para llevar a cabo los análisis de los fundamentos de cimentación se emplea un conjunto de métodos de recogida y tratamiento de la información que se incluye medidas numéricas y procedimientos formales y/o estadísticos, que se enmarcarán siempre en un contexto de causa y efecto.



b) Método cualitativo

En este procedimiento se hará referencia a dichos atributos y características geotécnicas, que se utilizarán para la interpretación del suelo.

3.5. TECNICAS SEGÚN A LA NORMAS ASTM, SUCS Y AASHTO

En el presente trabajo de investigación se emplea metodologías de caracterización geotécnica basadas en la normativa mundial ASTM, como también se orientará a lo largo de esta investigación; los trabajos de campo, las pruebas in situ, el trabajo de laboratorio, las pruebas especiales, la clasificación del suelo según el SUCS, y la clasificación del suelo según la AASHTO y por último el trabajo en gabinete.

3.6. INSTRUMENTOS Y RECOLECCION DE DATOS

3.6.1. Recopilación y revisión de fuentes de información

Evaluación y recolección bibliográfica de carácter preliminar, con el objetivo de recopilar diversos trabajos existentes en el ámbito de la investigación geológica y geotécnica a través de planos, fotografías satelitales, bases de información previas, etc.). Este elemento estará disponible mientras dure el estudio geotécnico del suelo de cimentación.

3.6.2. Materiales

Para el desarrollo de esta investigación se utilizaron diversos materiales de campo:

- Formatos de registro.
- Planos.
- Libreta de campo.
- Útiles de escritorio.
- Bolsas de muestreo.
- Wincha 50 m



- GPS
- Picota de Geólogo
- Pico y lampa
- Bolsas de muestra
- Escalímetro
- Brújula
- Cámara fotográfica
- Plumones

3.6.3. Equipos

Para el desarrollo de esta investigación se utilizaron diversos equipos:

- Equipos para levantamiento topográfico
- Equipos para las Perforaciones diamantinas
- Laptop Marca Asus para recolección de datos refracción sísmica
- Software especializado para adquisición de datos (DOREMI)
- 24 geófonos o sensores de 4.5 Hz.
- Cable trigger que servirá de conexión entre el sismógrafo.
- Batería de 12v.
- Comba de 20 libras para la fuente sísmica.

3.6.4. Trabajo en campo

El desarrollo del trabajo de campo comprendido en el reconocimiento de la zona de estudio "IN SITU", la realización del mapeo geológico, litológico y geomorfológico, todo ello visto en el campo se realizó la debida documentación en el cuaderno de campo y trazado en la base topográfica.

El eje se determinó antes de colocar los geófonos y los cables de conexión al equipo de recogida de datos para realizar la prospección geofísica. La distancia entre los



geófonos se determinó en función de la profundidad de exploración necesaria y de la cantidad de espacio abierto en la zona de trabajo. Las ondas sísmicas se generaron utilizando una comba de 20 libras como fuente de energía. Mas detalle en el Anexo II - Panel de fotos Refracción Sísmica.

En el eje del puente proyectado se realizaron 03 sondeos diamantinos con recuperación de muestras. Con un equipo de perforación modelo TP-50 D sobre oruga.

Se utilizaron bolsas de plástico para recoger las muestras y se realizó la correspondiente codificación de la muestra y del análisis a realizar. Las muestras se enviaron al departamento de laboratorio de mecánica de suelos.

3.6.5. Trabajo de gabinete

A partir de los datos preexistentes y de la información adquirida durante el trabajo de campo, en la fase de gabinete se llevará a cabo el tratamiento de los perfiles de tomografía sísmica de refracción y MASW para la obtención de los parámetros dinámicos del subsuelo y de las velocidades de las ondas de compresión (V_p) y de las ondas de corte (V_s), así como la elaboración de los planos geológicos, registros geotécnicos de las perforaciones diamantinas de cada estribo y apoyo, columna estratigráfica, planos geodinámicos y geotécnicos, evaluación e interpretación sobre los resultados de las muestras enviadas al laboratorio, determinación de los parámetros geotécnicos del sitio donde se ubicarán los estribos del puente y la elaboración de la tesis.

Los programas que fueron utilizados son:

- Seislmager S/W Pro
- ArcGIS 10.8
- AutoCAD Civil 3D 2020
- Microsoft Office 2019

CAPITULO IV

CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

4.1. UBICACIÓN

4.1.1. Ubicación política.

El presente estudio de investigación corresponde a la construcción del Puente Kutuctay, ubicado en los distritos de Cotabambas y Chinchaypujio perteneciente a las provincias de Cotabambas y Anta, de los departamentos de Apurímac y Cusco. En el Anexo I - Plano de Ubicación del Puente Kutuctay.

Tabla 16. Ubicación Política del Puente Kutuctay.

NOMBRE DE PUENTE	DISTRITO	PROVINCIA	DEPARTAMENTO
Kutuctay	Chinchaypujio	Anta	Cusco
	Cotabambas	Cotabambas	Apurímac

Fuente: Elaboración propia.



Figura 40. Mapa de ubicación del Centro y Sur del Perú.

Fuente: Mapa-sistema-nacional-carreteras-Perú.

4.1.2. Ubicación geográfica.

Geográficamente el Puente proyectado se ubica concretamente en las coordenadas

UTM en el sistema WGS 84 – Zona 18L.

Tabla 17. Ubicación Geográfica del Puente Kutuctay.

Puente Kutuctay	COORDENADAS UTM – WGS 84 - 18L	
	ESTE	NORTE
Inicio	798032.305	8483973.343
Fin	798084.835	8483800.692

Fuente: Elaboración propia.

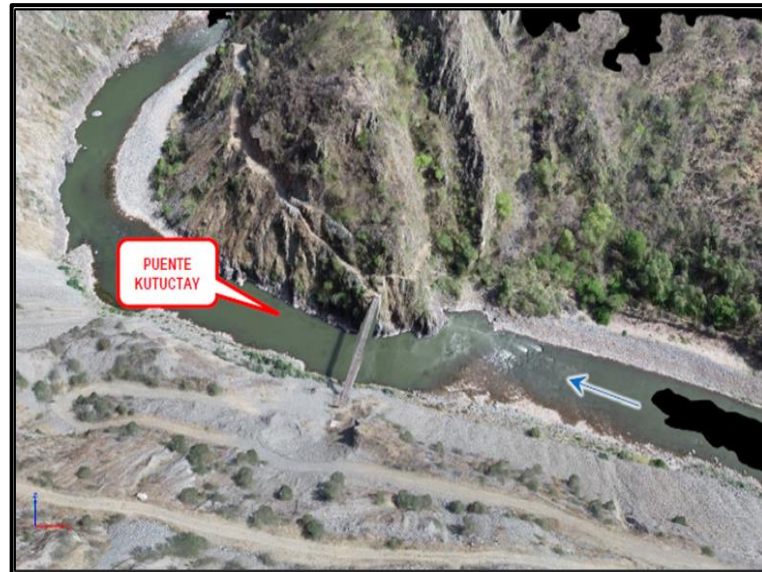


Figura 41. Ubicación Puente Kutuctay.

Fuente: Elaboración propia.

4.2. ACCESIBILIDAD

4.2.1. Terrestre: Lima – Cuzco – Puente Kutuctay.

La principal vía de acceso terrestre desde la ciudad de Lima es por la carretera Panamericana Sur hasta llegar a la ciudad de Cuzco (1650 Km). Luego se debe dirigir a través de una red vecinal hasta Chinchaypujio. En todo el recorrido la vía se encuentra pavimentada y en muy buenas condiciones hasta llegar a Chinchaypujio; en el tramo Chinchaypujio – Cotabambas, la vía se encuentra afirmada pero parcialmente deteriorada por eventos naturales.

4.2.2. Aérea: Lima – Cuzco – Puente Kutuctay.

Para el viaje aéreo se parte del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez hasta el Aeropuerto Alejandro Velasco Astete, El vuelo tiene una duración de 1 hora para luego seguir la vía terrestre hasta llegar al Puente Kutuctay por 3 horas adicionales.

El acceso a la zona del estudio es por la variante de la Carretera Tambobamba (Apurímac)-Anta (Cusco) en el tramo de la variante Huamaniray (Km 50+500)- Colca-Kutuctay - Huancancalla - Emp. Chinchaypujio.

En la figura 42 se tiene las rutas de acceso para llegar al lugar donde se proyectará el Puente Kutuctay.

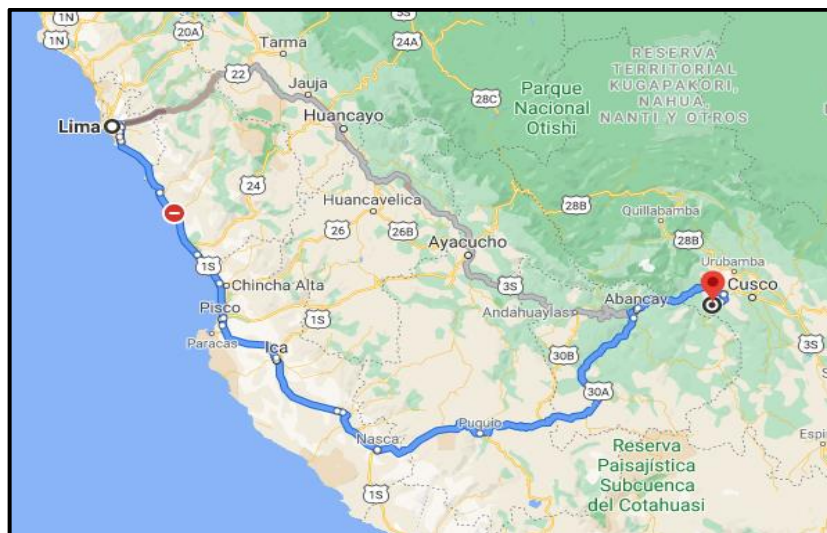


Figura 42. Mapa de Accesibilidad al Puente Kutuctay.
Fuente: Google maps.

4.3. CLIMA

El clima de la zona se caracteriza por el predominio de dos estaciones principales: la estación de invierno está entre mayo - agosto ya que son más suaves y secos con temperaturas mínimas que alcanzan hasta los -3°C , la estación de verano están entre setiembre - abril son ligeramente más cálidos y bastante húmedo con temperaturas que alcanzan los 12°C durante el día, estación que coincide con la mayor pluviosidad.



En general, se tiene un promedio de precipitación pluvial anual de 734 mm, la temperatura media anual varía entre -3°C y 21.8°C . (SENAMHI, Chinchaypujio).

4.4. VEGETACION

La elevación del bosque seco montano bajo está entre los 2200 y los 3300 msnm. Debido al sobrepastoreo y a la excesiva extracción de leña, la flora nativa ha desaparecido, y la vegetación actual consiste en pastos, arbustos y árboles (molle, sauce, eucalipto), junto con una profusión de retamas, nogales y magueyes. (INGEMMET).

La vegetación autóctona de la región de estudio está formada principalmente por arbustos y plantas espinosas, con expansiones forestales periódicas, especialmente en las laderas empinadas.

4.5. RELIEVE MONTAÑOSO

Esta unidad consiste en las porciones más altas de estos cuadrángulos y está formada por montañas nevadas alineadas con la ruta central de los Andes. Estos picos superan los 1.500 metros de altura y tienen cimas y picos muy puntiagudos. En un entorno de rocas volcánicas piroclásticas de composición dacítica, el pico más notable del cuadrángulo es el nevado Malmanya (5200 msnm). (INGEMMET).

La topografía geográfica de la zona de investigación es muy accidentada, con pendientes que alcanzan el 75%. Los suelos son bastante profundos y de textura entre media y áspera como se puede apreciar en la figura 43.



Figura 43. Vegetación y Relieve presentes en la zona de Estudio.
Fuente: Elaboración propia.

4.6. CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

El puente tendrá una longitud total de 180.0 m entre ejes de apoyos y una pendiente longitudinal del 0.0%. Contará con dos apoyos extremos y uno intermedio, con distancias entre apoyos de 110.0 m y 50.0 m, junto a un contrapeso que actúa como anclaje para el voladizo. En la figura 44 se tiene la proyección del puente.

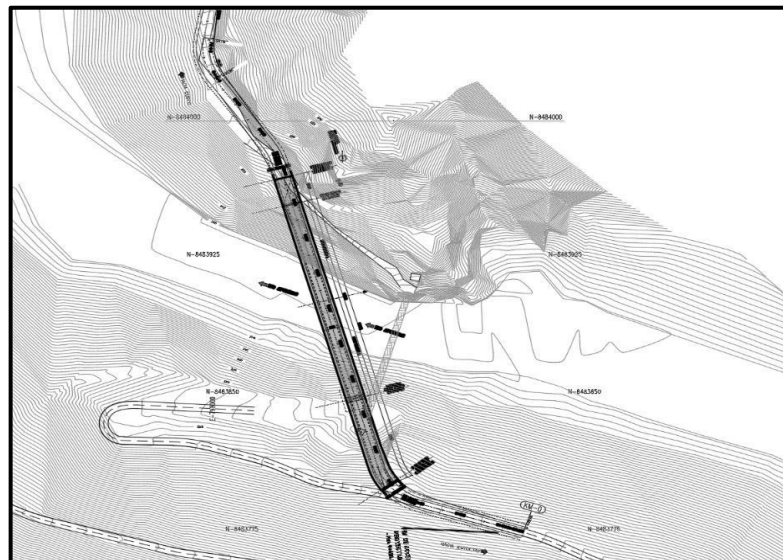


Figura 44. Plano en planta - Puente Kutuctay.
Fuente: Elaboración propia.

4.7. GEODINAMICA INTERNA

4.7.1. Zonificación sísmica

A efectos prácticos, el territorio del país se divide en secciones en función de cómo se han registrado los terremotos y dónde han ocurrido, así como de las características del movimiento sísmico y la tendencia a la disminución de la intensidad con respecto a los epicentros que se registraron en el catálogo nacional de terremotos. La figura 45 muestra cómo se distribuye el territorio del país en zonas:

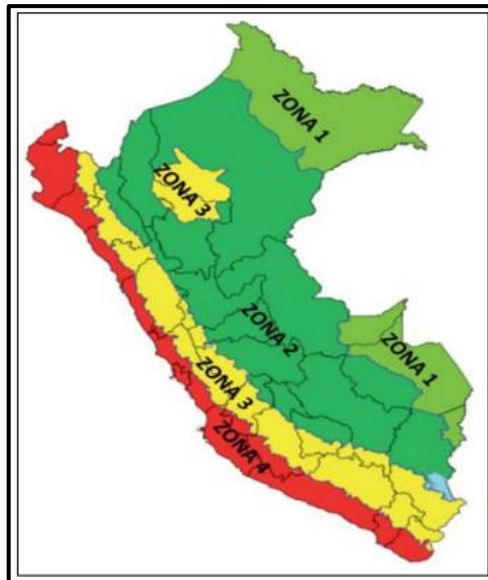


Figura 45. Mapa de zonificación sísmica.

Fuente: Mapa Nacional de zonas sísmicas del Perú (Norma Técnica E.030 2018).

4.7.2. Sismicidad

El área de Perú está dividida en 4 zonas en base a la distribución geográfica del registro de sismicidad, las características del movimiento sísmico y su atenuación en función de las distancias epicentrales, y la información neotectónica.

A cada una de las zonas le corresponde su factor Z, tal y como se indica en tabla 18.

Tabla 18. Factores de Zona.

Factor de zona "Z"		
Zona		Z
	4	0.45
	3	0.35
	2	0.25
	1	0.1

Fuente: Mapa Nacional de zonas sísmicas del Perú (Norma Técnica E.030 2018).

— Según la tabla 18, el área de investigación se ubica sobre la zona 2 con un factor Z de 0.25.

4.8. GEODINÁMICA EXTERNA

En la zona de investigación se ha distinguido cuatro tipos de peligros o amenazas geológicas, estas son: deslizamientos, desprendimiento de rocas, derrumbes y erosión lateral.

4.8.1. Deslizamientos

En la margen izquierda, donde se emplazará el Estribo E2 existe un potencial fenómeno de deslizamiento de material inconsolidado que conforman las laderas, presenta un ángulo de reposo actual (35-38° aprox.) el cual es coincidente con el ángulo del talud, es decir se encuentra en condiciones de estabilidad límite y que, en conjunto con la acción mecánica de aguas pluviales y la gravedad.



Figura 46. Vista del talud, deslizamientos en condiciones de estabilidad límite.
Fuente: Elaboración propia.

4.8.2. Desprendimiento de rocas

En el talud de la margen derecha se aprecia un fuerte fracturamiento producto de la falla identificada, se tiene una textura craquelada, el buzamiento de las discontinuidades evaluadas advierten fallas tipo planar y acuñamiento, esta zona tiene un porcentaje mayor de roca suelta que roca fija, lo cual corresponde a problemas de estabilidad de talud en los accesos al puente.



Figura 47. Vista del talud de la margen derecha donde se emplazará la estructura E1.

Fuente: Elaboración propia.

4.8.3. Derrumbes

En la margen izquierda, el talud que conforma el acceso al puente, se aprecia que este consta de una altura de 14 m y presenta un ángulo de reposo aproximado de 37° , identificándose derrumbes (fragmentos de roca con sedimentos sueltos) acumulados al pie del talud, generados por la acción gravitacional a lo largo de 40 m.



Figura 48. Vista del talud de la margen izquierda, presentando derrumbes de rocas.

Fuente: Elaboración propia.

En la margen izquierda de la figura 49, en el pie del talud inferior, cerca al cauce del río Apurímac, se ha identificado un sector susceptible a erosión (cobertura de suelo de consistencia suelta, producto de la acción del aumento del cauce del río Apurímac, verificada en la especialidad de Hidrología e Hidráulica, en un periodo de retorno de 140 años, el NAME (nivel de aguas máximas esperadas) estaría a una cota de 2190.67 msnm, es decir 3.55 m por encima del nivel actual promedio.



Figura 49. Vista del talud inferior de la margen izquierda, susceptible a erosión.

Fuente: Elaboración propia.

4.9. GEOLÓGIA LOCAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

Esta evaluación de la geología local examina las unidades geomorfológicas y litoestratigráficas, así como sus características estructurales.

Este capítulo se ha basado en el trabajo realizado sobre el terreno y en el gabinete.

- Las estructuras geológicas y topográficas de la zona se han examinado de forma general.
- Los planos de geológica, geomorfológica, sísmica y zonificación geodinámica, así como el perfil estratigráfico, se elaboraron tras un examen minucioso de todos los componentes del terreno que conforman el área de estudio.

4.9.1. Geomorfología

4.9.1.1. *Montaña en Roca (RM-r)*

Esta unidad se expone fehacientemente en la margen derecha del río Apurímac (lugar donde se propone el emplazamiento del estribo E1 del Puente Kutuctay), es una importante elevación de terreno natural con una considerable altura (900 m aprox.) que, junto a otras unidades de montaña rocosa, forman un conjunto de elevaciones pertenecientes a este valle encañonado y que a nivel del espejo de agua se aprecia la roca.

Estas elevaciones rocosas presentan una pendiente de 60 a 70° en la base y de 40 a 60° en la parte superior.



Figura 50. Vista de la Unidad Montaña en Roca Volcánica (RM-rv)
Fuente: Elaboración propia.

4.9.1.2. *Laderas (L-l)*

Se tratan de laderas de la unidad RM-r con pendientes de 50 a 70° ubicadas en la margen derecha por debajo de la zona de emplazamiento del estribo derecho aguas abajo, cubiertas por fragmentos de roca de disposición caótica.



Figura 51. Vista de Laderas en la margen derecha (L-l).

Fuente: Elaboración propia.

4.9.1.3. *Terraza Fluvial (T-fl)*

Son pequeñas plataformas formadas como resultado de la deposición continua y la erosión de los sedimentos del río Apurímac y que están depositados a ambos lados de este, se tratan de bloques y fragmentos de rocas con arenas.



Figura 52. Vista de la Unidad Terraza Fluvial (T-fl).

Fuente: Elaboración propia.

4.9.2. Litoestratigrafía

El puente Kutuctay se emplaza sobre volcánico Tacaza (estribo derecho) conformados por rocas ígneas volcánicas andesíticas de composición química intermedia de textura porfírica y depósito coluvial (estribo izquierdo) conformado por gravas limosas. Los procesos morfodinámicos de la región son el resultado de las interacciones entre los elementos fisicoquímicos y los procesos geodinámicos de la zona, que tienen un origen natural.

Como parte de la geología local, en la figura 53 se presentan las principales unidades litoestratigráficas y estructurales ubicadas en los apoyos del puente Kutuctay (se proyectan 3 subestructuras, estribo derecho E1, apoyo izquierdo A1 y estribo izquierdo E2). Se observa mejor detalle en el Anexo I – Plano Geológico Local.

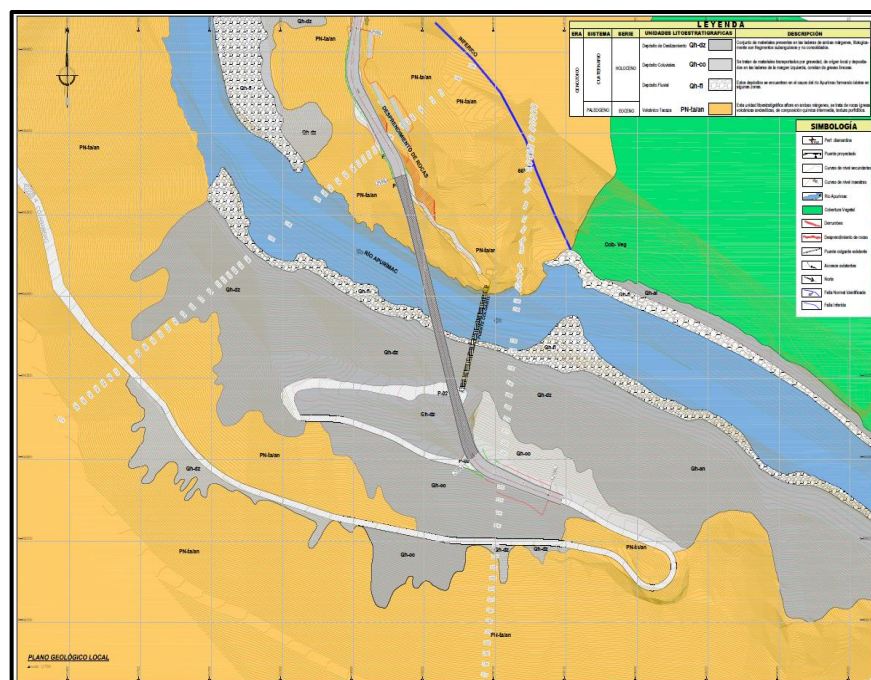


Figura 53. Plano Geológico Local.
Fuente: Elaboración propia.

4.9.2.1. Volcánico Tacaza (PN-ta/an)

Esta unidad litoestratigráfica aflora en ambas márgenes, se trata de rocas ígneas volcánicas andesíticas, de composición química intermedia, textura porfídica y afanítica,

se aprecia claramente en la margen derecha (donde se emplaza la subestructura del puente Estribo derecho E1), está conformada por minerales principales de plagioclasa andesina, hornblendas y accesorios de biotita, ofrecen buena resistencia (más de 4 golpes del martillo de geólogo son necesarios para realizarle alguna deformación). El afloramiento se presenta muy fracturado de textura craquelada.

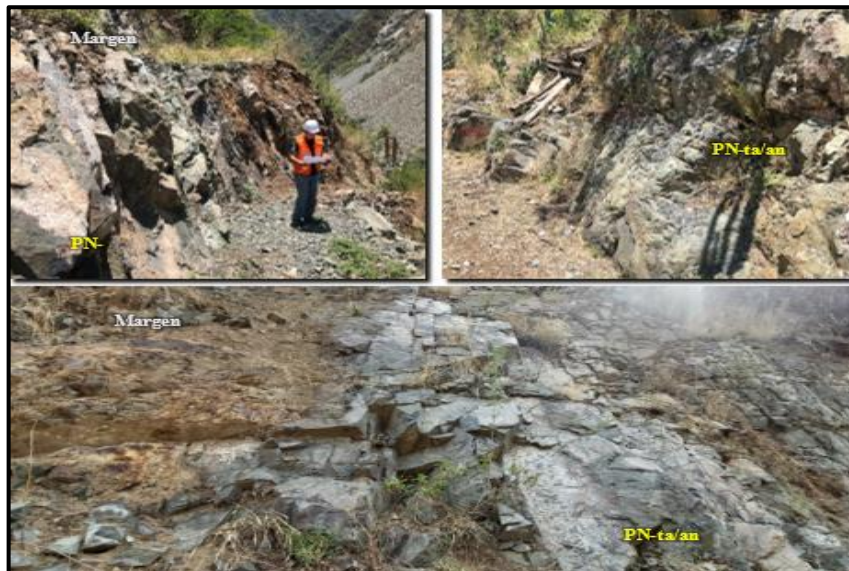


Figura 54. Vista del volcánico Tacaza (PN-ta/an) aflorando en la zona de emplazamiento.

Fuente: Elaboración propia.

4.9.2.2. *Depósito Coluvial (Qh-co)*

Se tratan de materiales transportados por gravedad, de origen local y depositados en las laderas de la margen izquierda, constan de gravas limosas con arenas, los fragmentos de rocas subangulosas están englobados en arenas de grano medio no consolidados. (Corresponden al talud en donde se emplazará la subestructura Estribo izquierdo E2) cubiertas además por depósitos de deslizamiento, según se muestra en la siguiente figura.



Figura 55. Vista de los depósitos coluviales cubiertos por depósitos de deslizamiento.

Fuente: Elaboración propia.

4.9.2.3. Depósitos de Deslizamiento Gravitacionales (*Qh-dz*)

Se agrupan bajo el término de depósitos de deslizamiento al conjunto de materiales presentes en las laderas de ambas márgenes, sin embargo, en la margen izquierda, donde se proyecta el estribo E2, es donde se tiene una mejor exposición, litológicamente

son fragmentos subangulosos y heterométricos de rocas ígneas, cuyo origen es la meteorización de la unidad litoestratigráfica predominante en el área, los volcánicos, su característica más común es la falta de ordenación interna y su relación con fenómenos de deslizamiento, se presentan como una cobertura de 10 a 15 cm. Se muestra en la figura 55.



Figura 56. Vista de los Depósitos de Deslizamiento (*Qh-dz*).
Fuente: Elaboración propia.

4.9.2.4. Depósito Fluvial (*Qh-fl*)

Estos depósitos se encuentran en el cauce del río Apurímac formando islotes fluviales en algunas zonas, sobre todo a 600 metros aguas arriba, su mayor exposición se da a 800 m aguas abajo. Se tratan de bloques y fragmentos de roca con arenas.



Figura 57. Vista de los Depósitos Fluviales (*Qh-fl*).
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se elabora la columna litoestratigráficas local del área de estudio.

LEYENDA				
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS	DESCRIPCIÓN
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	Depósito de Deslizamiento Qh-dz	Conjunto de materiales presentes en las laderas de ambas márgenes, litológicamente son fragmentos subangulosos y no consolidados.
			Depósito Coluviales Qh-co	Se tratan de materiales transportados por gravedad, de origen local y depositados en las laderas de la margen izquierda, constan de gravas limosas.
			Depósito Fluvial Qh-fl	Estos depósitos se encuentran en el cauce del río Apurímac formando islotes en algunas zonas.
	PALEOGENO	EOCENO	Volcánico Tacaza PN-ta/an	Esta unidad litoestratigráfica aflora en ambas márgenes, se trata de rocas ígneas volcánicas andesíticas, de composición química intermedia, textura porfídica.

Figura 58. Columna Litoestratigráficas Local.

Fuente: Elaboración propia.

4.9.3. Geología estructural

En la zona donde se realiza la investigación se encuentran estructuras de fallas escalonadas (fallas normales), con una orientación de las rocas NW-SE y una composición estructural que está directamente relacionada con la dureza de las rocas y la fragilidad a la deformación, que se conserva en la zona de estudio.

4.9.3.1. Falla Kutuctay

En la margen derecha se observa una estructura geológica identificada como una falla normal de 3 secuencias (escalonada), presenta una orientación preferencial NW – SE, y se distingue desde la parte más alta de la montaña, esta falla ha sido ocasionada por un evento posterior al que originó el relieve encañonado actual.

En el área de estudio, el talud presenta un fuerte diaclasamiento con tres familias representativas y además se forman desprendimientos de rocas por el plano más desfavorable, los cuales en promedio presentan un rumbo de 330°NW y un buzamiento de S 66°W.

La falla Kutuctay presenta un rumbo 335° NW y un buzamiento de S 64° W, el plano de falla es notorio aún debido a la cobertura presente, que es abundante y señalaría que estos planos no han tenido movimiento o desplazamiento reciente, es decir se considera como falla inactiva, asimismo se aprecia que tuvo un desplazamiento final de

35 a 50 m con respecto al bloque piso en su parte más baja con dirección SW y en la parte alta el desplazamiento varía de 8 a 15 m aproximadamente, mantiene su dirección SW a lo largo del escalonamiento. Se observa una textura craquelada, como resultado de la falla mencionada.



Figura 59. Vista de la zona de estudio indicando la Falla Kutuctay.
Fuente: Elaboración propia.

El movimiento de la falla Kutuctay se verificó en campo, la homogeneidad de los planos de falla que presentan abundante vegetación del sitio según visualización directa, concluyendo que la falla Kutuctay no presenta desplazamiento reciente, adicionalmente se realiza las proyecciones de las discontinuidades superficiales hacia el nivel de una posible cimentación, las cuales también se tomaron en cuenta al momento de realizar los análisis geotécnicos.



Figura 60. Vista del Desplazamiento de la Falla Normal Kutuctay.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. RESULTADOS DE PROPIEDAD DINAMICA DEL SUELO

5.1.1. Refracción sísmica

Durante los trabajos de campo, se realizó 05 pruebas de prospección sísmica de 75 m. de longitud, los tendidos de las líneas sísmicas se realizaron en el eje donde se proyecta el puente Kutuctay, en la tabla 19 se describe las coordenadas UTM de los puntos de inicio y final de cada línea sísmica.

Tabla 19. Ubicación de las Líneas Sísmicas – WGS – 84.

ENSAYO	CÓDIGO	LONGITUD (m.)	INICIO		FINAL	
			ESTE	NORTE	ESTE	NORTE
Sísmica de refracción	LS-01	75	798052.45	8483751.47	798127.36	8483747.96
	LS-02	75	798041.02	8483807.80	798112.74	8483785.84
	LS-03	75	798101.85	8483839.49	798027.32	8483847.77
	LS-04	75	798019.67	8483990.81	798067.15	8483933.66
	LS-05	75	798015.35	8483997.16	798069.25	8483947.91

Fuente: Elaboración propia.

En una prueba de refracción sísmica, el tiempo de viaje de las ondas V_p y V_s creadas por una fuente de energía impulsiva se mide sobre la superficie de la Tierra a diferentes distancias entre sí. La energía se detecta, se amplía y se registra en cada punto para establecer su tiempo de llegada.



Figura 61. Obtención de datos sísmicos con golpes de Martillo de 20 Libras.

Fuente: Elaboración propia.

El golpe de una comba genera energía, como se ve en la figura 61. La conversión analógica-digital se utiliza para detectar, amplificar y registrar el tiempo de llegada de la energía a cada punto. Los geófonos captan las vibraciones del suelo, así como el momento de contacto, o "tiempo cero". Por ello, los datos se componen de tiempo de recorrido y la distancia, en la tabla 20 se muestra el resumen de los resultados de las 05 líneas sísmicas realizadas para la obtención de las velocidades de las ondas V_p . Mas detalle en Anexo II - Panel de Fotos de Refracción Geofísica y Registro de velocidades.

Tabla 20. Resumen del resultado de los Ensayos Geofísicos Refracción Sísmica.

MARGEN	LÍNEA	HORIZONTE (m)	V_p (m/s)	ESPESES OR (m)	DESCRIPCIÓN
Izquierda	LS-01	1	<360	03 – 06	Material conformado por un suelo limoso y gravas de consistencia suelta
		2	360 – 900	06 – 08	Material conformado por un suelo aluvial medianamente compacto
		3	900 – 1500	6	Material conformado por un suelo aluvial muy compacto o roca blanda
		4	>1500	12 – 16	Material conformado por roca fracturada



MARGEN	LÍNEA	HORIZONTE (m)	Vp (m/s)	ESPE- SOR (m)	DESCRIPCIÓN	
Derecha	LS-02	1	<130	02 – 05	Material conformado por un suelo limoso y gravas de consistencia muy suelta	
		2	130 – 500	06 – 15	Material conformado por un suelo aluvial blando	
		3	>500	08-10	Material conformado por un suelo aluvial medianamente compacto	
	Ls-03	1	<220	08 – 12	Material de consistencia suelta	
		2	220 – 330	06 – 12	Material de consistencia suelta	
		3	330 – 520	6	Suelo aluvial medianamente compacto	
		4	>520	08-10	Suelo aluvial muy compacto o roca blanda	
	Derecha	LS-04	1	<360	2	Material conformado por roca muy Fracturada
			2	360 - 730	04-18	Material conformado por roca moderadamente Fracturada
			3	>730	10	Material conformado por roca levemente Fracturada
		LS-05	1	<260	02-04	Material conformado por roca muy Fracturada
			2	260-730	04-15	Material conformado por roca moderadamente Fracturada
3			>860	10-12	Material conformado por roca levemente Fracturada	

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de la tabla 20, las 05 líneas sísmicas de 75 m de longitud cada una, fueron procesadas en el Software SeisImager Pro, para obtener las velocidades de ondas (Vp) y estos oscilan entre 260,0 y 1500,0 m/s con un espesor máximo de 30 m. La estratigráfica según la profundidad se caracteriza por un suelo limoso y la presencia de gravas de consistencia suelta, un suelo aluvial medio-compacto a roca blanda, y roca muy fracturada. Hay evidencia del aumento gradual y la rigidez del suelo.

5.1.2. Ensayos MASW

El objetivo de la prueba es determinar el tiempo que tardan las ondas de cizalla, también conocidas como ondas S, que son producidas por una fuente de energía impulsiva, en viajar desde un extremo de la línea hasta el otro extremo de la misma. Tanto las características elásticas del suelo como su descripción en términos de la velocidad de propagación de las ondas de cizalla se determinaron con el uso de la prueba MASW. Se trata de un método de exploración geofísica que nos permiten crear un perfil unidimensional de un suelo utilizando como base la propagación de las ondas de corte "Vs".

Tabla 21. Resumen del resultado de Ensayos Geofísicos MASW

MARGEN	ENSAYO	PROF. (m)	Vs30 (m/s)	AASHTO 2014	Norma E030	Descripción
Izquierda	MASW-01	30	709.56	C	S1	Suelo muy Denso o Roca Blanda
	MASW-02	30	243.14	D	S2	Suelo Rígido
	MASW-03	30	273.77	D	S2	Suelo Rígido
Derecha	MASW-04	30	709.4	C	S1	Suelo muy Denso o Roca Blanda
	MASW-05	30	671.4	C	S1	Suelo muy Denso o Roca Blanda

Fuente: Elaboración propia.

Los valores obtenidos en las líneas de ensayo MASW (Vs) pertenecientes a las 05 líneas de prospección sísmicas que se indican en la Tabla 21 son confiables como máximo hasta los 30 m de profundidad. Y en resumen los valores de la velocidad de propagación de las ondas S (Vs) se encuentran en los rangos de 243.14 m/s a 671,4 m/s, según la norma AASHTO se clasifica como suelo C y D, estratigráficamente según la norma E-030 (2018) las líneas 01, 04 y 05 tiene como resultado de Suelo muy denso o Roca blanda y las líneas 02 y 03 como Suelo Rígido.

5.1.3. Parámetros elásticos

Los ensayos geofísicos realizados se obtuvieron resultados para la Densidad (g/cm³), relación de Poisson (μ), módulo de Young Dinámico E (Mpa) y el módulo de Corte Dinámico G (Mpa), como se muestra en la Tabla 22. Mediante los experimentos geofísicos se obtuvieron las velocidades de ondas V_p y las velocidades de cizallamiento (V_s). De igual forma se asumieron unos valores típicos para calcular las densidades de los materiales que componen la zona de investigación, lo que permitió que las fórmulas ya mencionadas nos ayuden a determinar las propiedades elásticas de los materiales. Los resultados detallados se encuentran en el Anexo II – Parámetros dinámicos.

Tabla 22. Resultados Parámetros elásticos para diferentes profundidades.

ENSAYO	PROF. (m)	V _p (m/s)	V _s (m/s)	DENSIDAD (g/cm ³)	RELACIÓN DE POISSON μ	MÓDULO DE YOUNG DINÁMICO E (Mpa)	MÓDULO DE CORTE DINÁMICO G (Mpa)
MASW-01	1 - 2.5	400	191.71	1.79	0.35	17.75	6.57
	2.5 - 11	2900	715.36	1.97	0.47	295.84	100.63
	11 - 15.5	4600	994.64	2.05	0.48	601.53	203.22
	15.5 - 30	5560	1713.78	2.26	0.45	1922.16	662.81
MASW-02	1 - 2.5	250	117.74	1.76	0.36	6.64	2.44
	2.5 - 11	650	255.44	1.81	0.41	33.33	11.82
	11 - 15.5	1450	900.00	1.82	0.46	42.97	14.82
	15.5 - 30	1899	1050.00	1.82	0.46	43.27	14.82
MASW-03	1 - 2.5	350	126.56	1.77	0.42	8.03	2.83
	2.5 - 11	950	262.30	1.81	0.46	36.44	12.48
	11 - 15.5	980	347.92	1.84	0.43	63.82	22.32

ENSAYO	PROF. (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	DENSIDAD (g/cm ³)	RELACIÓN DE POISSON μ	MÓDULO DE YOUNG DINÁMICO E (Mpa)	MÓDULO DE CORTE DINÁMICO G (Mpa)
	15.5 – 30	1000	365.22	1.85	0.42	70.07	24.67
MASW-04	1 - 2.5	600	269.44	1.82	0.37	36.13	13.19
	2.5 – 11	1500	661.76	1.95	0.38	235.58	85.35
	11 - 15.5	1800	857.05	2.01	0.35	398.94	147.76
	15.5 – 30	2250	1339.14	2.16	0.23	950.82	386.51
MASW-05	1 - 2.5	600	246.33	1.81	0.40	30.72	10.97
	2.5 – 11	1500	614.18	1.93	0.40	204.22	72.94
	11 - 15.5	1800	796.71	1.99	0.38	349.07	126.48
	15.5 - 30	3000	1456.38	2.19	0.35	1251.97	463.69

Fuente: Elaboración propia.

5.2. RESULTADO DE PERFORACIÓN DIAMANTINA

En la fase de perforación diamantina se utilizó las brocas de diamante de diámetro HQ y la circulación de agua, lo cual nos permitió obtener las muestras (testigos) para realizar su posterior logueo geotécnico, así como también las muestras no indicaron la existencia de contacto con diversos estratos o tipos de rocas de roca.

5.2.1. Ubicación de las perforaciones diamantina

En el eje del puente propuesto, se han ejecutado un total de 03 perforaciones diamantinas (P-01, P-02 y P-03) que suman un total de 76.20m. y cada una con su respectiva obtención de muestra, en la tabla 23 se indica los pozos perforados y sus profundidades como también la ubicación de cada punto de perforación en coordenadas UTM.

Tabla 23. Ubicación de los Sondajes Diamantinos de Área de Investigación.

ESTRIBO / APOYO	CÓDIGO	PROFUNDIDAD (M)	COORDENADAS UTM WGS 84		
			ESTE	NORTE	COTA
Estribo Derecho	P-01	25.60	798,036	8'483,069	2,223
Apoyo Izquierdo	P-02	35.60	798,068	8'483,842	2,205
Estribo Izquierdo	P-03	15.00	798,083	8'483,800	2,225

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Descripción de las perforaciones

El principal objetivo de la perforación diamantina es la extracción de testigos de suelo y roca, para posteriormente determinar sus características geotécnicas. A continuación, se muestran detalladamente los resultados obtenidos en campo (estribos y apoyo).

a. Resultado de la Perforación P-01 (Estribo Derecho)

Se realizó una perforación diamantina en la margen derecha, denominada P-01, con una profundidad de 25.60 m. La zona donde se realizó esta operación es el lugar de emplazamiento de la subestructura (Estribo 01) del puente Kutuctay en la figura 62 se aprecia el punto de perforación y la figura 63 se aprecia la recuperación de las muestras (testigos) cada 1.60m. y almacenadas en cajas porta testigos.



Figura 62. Vista del punto de Perforación P-01 - Margen Derecha.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 63. Almacenamiento de las muestras en porta testigos de la perforación P-01.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se detalla el resumen del Perfil estratigráfico de la perforación

P-01

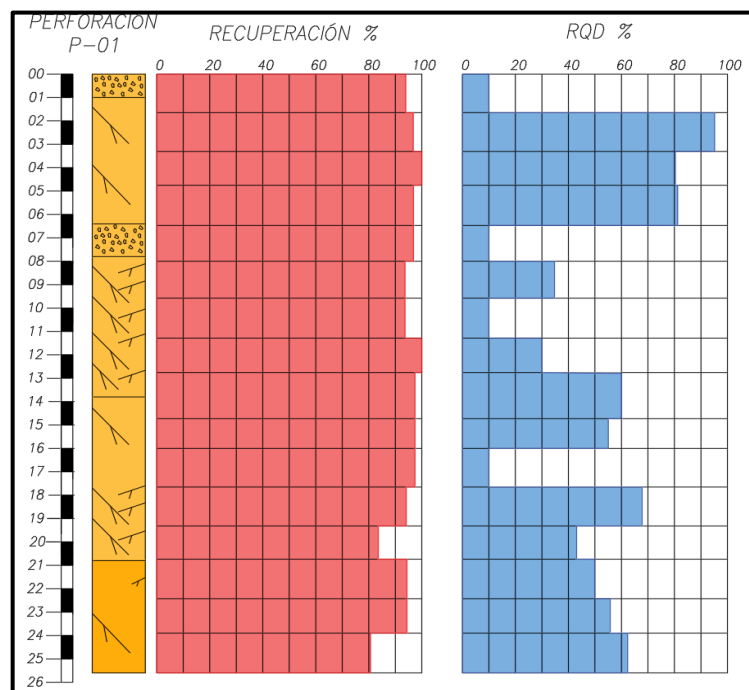


Figura 64. Resultado de la Perforación P-01 y el porcentaje de recuperación y RQD.
Fuente: Elaboración propia.

- 0.00 - 1.00 m. Roca triturada y alterada.
- 1.00 - 6.40 m. Roca ígnea andesita levemente fracturada.
- 6.40 - 7.80 m. Roca ígnea andesita triturada y alterada.
- 7.80 - 13.80 m. Roca ígnea andesita muy fracturada.

- 13.80 - 20.80 m. Roca ígnea andesita moderadamente fracturada.
- 20.80 - 25.60 m. Roca ígnea andesita medianamente fracturada.

El logueo de la perforación P-01 y los porcentajes de recuperación, RQD se detalla en Anexo II – Registro de Logueo P-01.

b. Resultados de la Perforación P-02 (Apoyo Izquierdo)

Se realizó una perforación diamantina en la margen izquierda, denominada P-02, con una profundidad de 35.60 m. en la figura 65 se muestra la zona donde se realizó esta operación y es el lugar de emplazamiento de la subestructura (Apoyo A1) del puente Kutuctay y la figura 66 se aprecia la recuperación de las muestras (testigos) cada 1.00m. y almacenadas en cajas porta testigos.



Figura 65. Vista de la zona donde se ejecutará la Perforación P-02.
Fuente: Elaboración propia.



Figura 66. Almacenamiento de la Perforación P-02.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se detalla el resumen del Perfil estratigráfico de la perforación

P-02

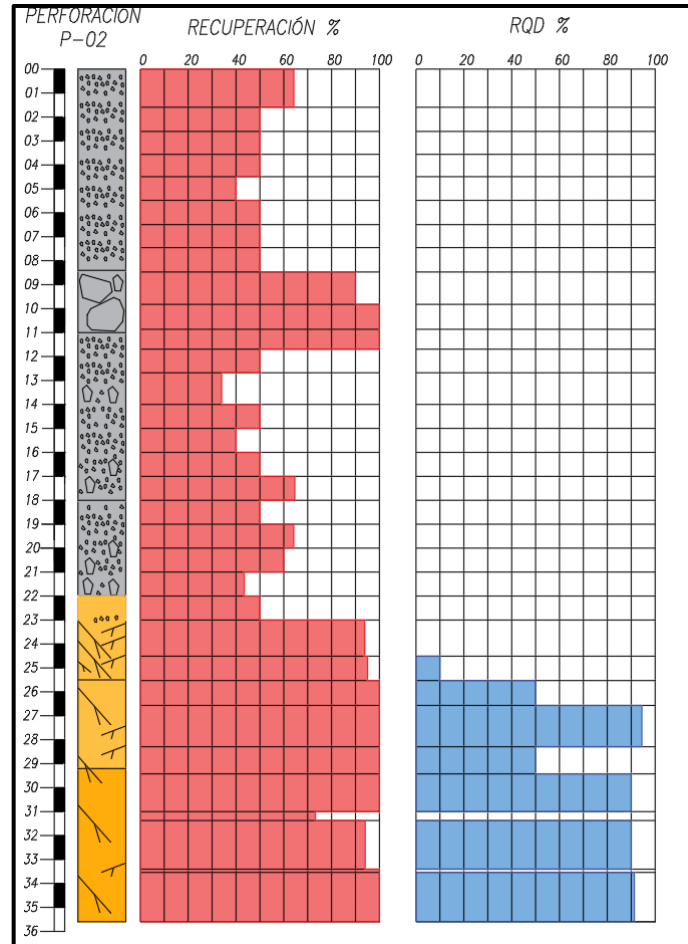


Figura 67. Resultado de la Perforación P-02 y el porcentaje de recuperación y RQD.
Fuente: Elaboración propia.

- 0.00 - 8.40 m. Gravas, material de relleno
- 8.40 - 11.00 m. Bloques de roca.
- 11.00 - 18.00 m. Gravas heterométricas y diversa litología.
- 18.00 - 23.00 m. Gravas heterométricas y diversa litología.
- 23.00 - 25.50 m. Roca ígnea muy fracturada.
- 25.50 - 30.00 m. Roca ígnea moderadamente fracturada.
- 30.00 - 35.60 m. Roca ígnea moderadamente fracturada.

El logueo de la perforación P-02 y los porcentajes de recuperación, RQD se detalla en Anexo II – Registro de Logueo P-02.

c. Resultado de la Perforación P-03 (Estribo Izquierdo)

Se realizó una perforación diamantina en la margen izquierda, denominada P-03, con una profundidad de 15.00 m. en la figura 68 es la zona donde se realizó esta operación es el lugar de emplazamiento de la subestructura (Estribo 02) del puente Kutuctay. y la figura 69 se aprecia la recuperación de las muestras (testigos) cada 1.00m. y almacenadas en cajas porta testigos.



Figura 68. Vista de la zona donde se Ejecutará la Perforación P-03.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 69. Almacenamiento de la Perforación P-03.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se detalla el Perfil estratigráfico de la perforación P-03 Estribo Izquierdo.

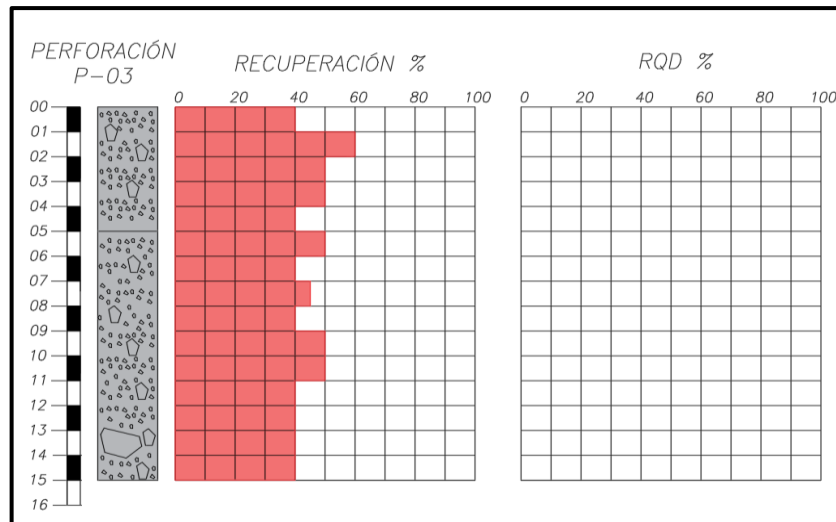


Figura 70. Resultado de la Perforación P-03.
Fuente: Elaboración propia.

- 0.00 - 5.00 m. Gravas, material de relleno.
- 5.00 - 15.00 m. Gravas de consistencia suelta.

El logeo de la perforación P-03 y los porcentajes de recuperación se detalla en Anexo II – Registro de Logeo P-03.

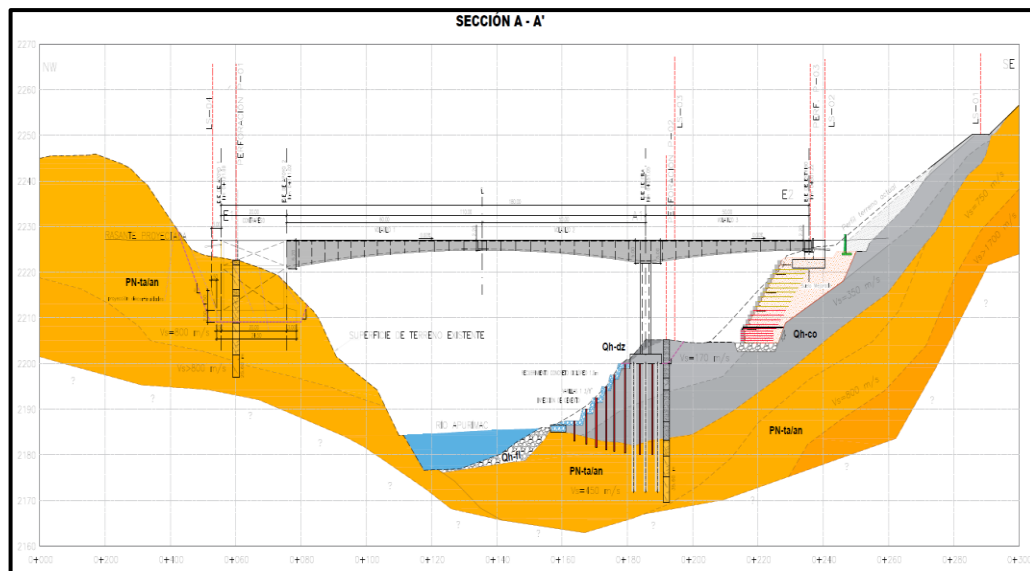


Figura 71. Perfil estratigráfico.
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 71 se aprecia el resumen de las perforaciones diamantinas y las velocidades de las líneas sísmicas con el cual se realizó modelamiento del perfil

estratigráfico y la ubicación de los estribos y apoyo donde se emplazará el puente Kutuctay. Se detalla en Anexo I – Plano Sección Longitudinal.

5.3. ENSAYO DE LABORATORIO

Se realizaron pruebas estándar (suelo y roca) para determinar las características físico-mecánicas de la muestra. Se analizaron las muestras más representativas en el laboratorio de suelos de PERÚ INFINITO con pruebas que incluyeron: límites de Atterberg (líquido y plástico), contenido de humedad y el análisis granulométrico, para lo cual se siguieron los métodos y parámetros del ASTM. A su vez, se realizaron los ensayos para la determinación cuantitativa de cloruros y sulfatos solubles, ensayo de compresión uniaxial y corte directo que tienen como objetivo determinar los parámetros geotécnicos de la roca y suelo. Los ensayos que se realizaron en el laboratorio se muestran en el Anexo II - Ensayos de Laboratorio.

5.4. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE TRAFICO

Los recuentos volumétricos se han realizado con el fin de determinar el volumen de tráfico en la carretera objeto de estudio, así como su composición de vehículos y su variación diaria.

El volumen de tráfico recogido en el recuento se convirtió en el Índice Medio Diario (IMD) mediante la siguiente fórmula:

$$\text{IMDs} = \frac{V_i}{7} \text{ Conteo de 7 días}$$

$$\text{IMDa} = \text{IMDs} * \text{FC}$$

Donde:

IMDs : Índice Medio Diario Semanal de la Muestra vehicular tomada

IMDa : Índice Medio Diario Anual.

Vi : Volumen vehicular diario de cada uno de los 7 días de conteo.

F.C. : Factor de Corrección Estacional

Para el cálculo del IMD Anual, se ha considerado como factor de corrección de los vehículos ligeros y vehículos pesados la estación de peaje Ccasacancha ubicado en el Departamento de Cusco que responde al mes de noviembre.

Tabla 24. Factor de corrección vehicular

Unidad de Peaje	Mes	Ligero	Pesado
Ccasacancha	Noviembre	0.9734	0.9198

Fuente: Factores de Corrección Promedio 2010 – 2016.

El estudio presenta tres (03) estaciones asignadas para los conteos y clasificación vehicular.

Tabla 25. IMD Anual para el año de estudio.

Tipo de Vehículos	IMDa 2019		
	Estación 01	Estación 02	Estación 03
Autos	82	13	7
Satation Wagon	0	0	0
Camioneta Pick Up	20	11	3
Rural (Combi)	40	7	0
Micro	0	0	0
Omnibus 2E	1	1	0
Omnibus 3E	0	0	0
Camión 2E	23	6	0
Camión 3E	1	0	0
Camión 4E	0	0	0
Semi trayler	0	0	0
Trayler	0	0	0
TOTAL	167	38	10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26. Resultado del IMD Anual de las Estaciones

Departamento	Provincia	Código de Ruta	Tramos	Estación	Código de Estación	IMD 2019	IMD 2039
CUSCO	ANTA	PE-3SF	Cusco-Izcuchaca-Chinchaypujio-Cotabambas	Chinchaypujio	E1	167	219
CUSCO	ANTA	CU-1244	Chinchaypujio-Huancancalla-Puente Kutuctay.	Desv. Huancancalla	E2	38	182
APURIMAC	COTABAMBAS	AP-926	Cotabambas-Colca-Puente Kutuctay	Colca	E3	10	15

Fuente: Elaboración propia.

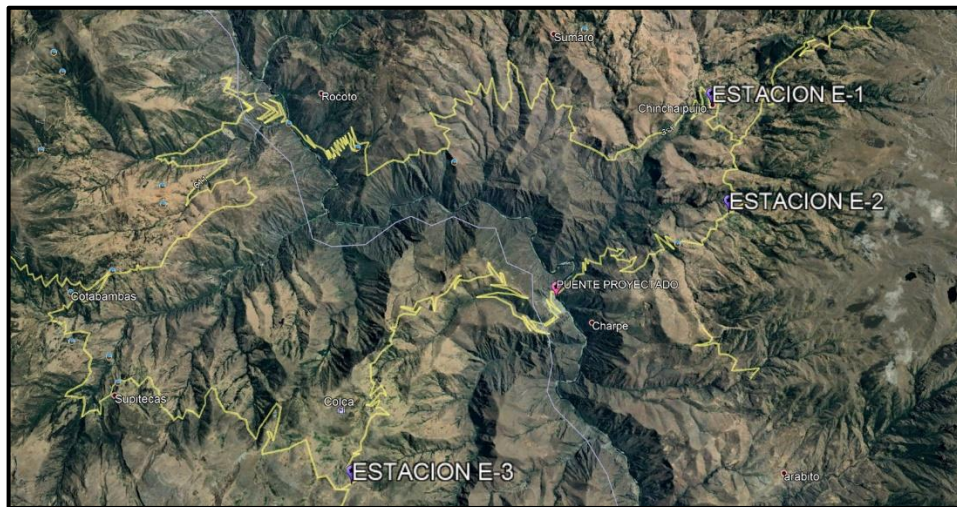


Figura 72. Ubicación de las estaciones de conteo.

Fuente: Google Earth.

5.5. RESULTADO DEL ESTUDIO DE DISEÑO VIAL

Según el estudio de diseño vial el puente Kutuctay se clasifica de la siguiente manera:

a. Clasificación vial según su función

La vía donde se realizará la construcción del puente pertenece a una vía departamental variante de la Carretera Tambobamba (Apurímac) - Anta (Cusco), tramo de la variante Huamaniray (Km 50+500) – Colca – Kutuctay – Huancancalla – Emp. Chinchaypujio.

b. Clasificación de acuerdo a la demanda

Para determinar la clasificación se tomó en cuenta los valores volumétricos estimados con la construcción del puente Kutuctay que unirá las regiones de Cusco y Apurímac. Por tanto, de acuerdo al IMDa esperado proyectado para el año 2039 se tiene entre 182 vehículos.

De acuerdo al IMD proyectado corresponde a una Clasificación de la Red Vial Peruana a una Carreteras de tercera clase.

Tabla 27. Clasificación según demanda

Clasificación	Autopista				Carretera														
	Trafico vehículo/día		tipo		Orografía		Orografía		Orografía		Orografía		Orografía						
	>6.000	6.000-4001	4000-2001	2000-400	<400														
	Primera clase	segunda clase	primera clase	segunda clase	tercera clase														
	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4	1 2 3 4

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de carreteras (DG-2018)

c. Clasificación según Condiciones Orográficas

Terreno accidentado (Orografía Tipo 3): Tiene pendientes transversales al eje de la vía, superiores al 100% y sus pendientes longitudinales son superiores al 8%.

Tabla 28. Clasificación orográfica

Clasificación	Orografía	Velocidad de diseño (Km/h)											
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	
Autopista de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Autopista de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de tercera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												

Fuente: Manual del Diseño Geométrico de carreteras (DG-2018)

5.6. EVALUACIÓN DEL TERRENO DE FUNDACION

5.6.1. Suelo reforzado tipo III

En la zona de emplazamiento del estribo izquierdo, se identificó que el talud presenta una cobertura de materiales inconsolidados (rellenos resultantes de excavación), luego se tiene material aluvial no consolidado hasta una profundidad de 21m, después de eso se aprecia roca andesita levemente fracturada. Debido a la naturaleza de esta zona, se plantea un mejoramiento de suelo con una base de 16 m, 15 m de altura y taludes de

geometría tipo piramidal, el material se compone de suelo reforzado tipo III con tecnología de polímero aditivado; son confeccionados con malla hexagonal de doble torsión, producida a partir de alambres de polímero aditivado. Este elemento (suelo reforzado tipo III) permite la construcción de estructuras de suelo reforzado con paramentos externos escalonados (ligeramente inclinados en 6°) y/o totalmente verticales. En la figura 72 y 73 se aprecia el estribo donde se cimentará directamente sobre este material. Se detalla en el Anexo II – Plano sección transversal E2.

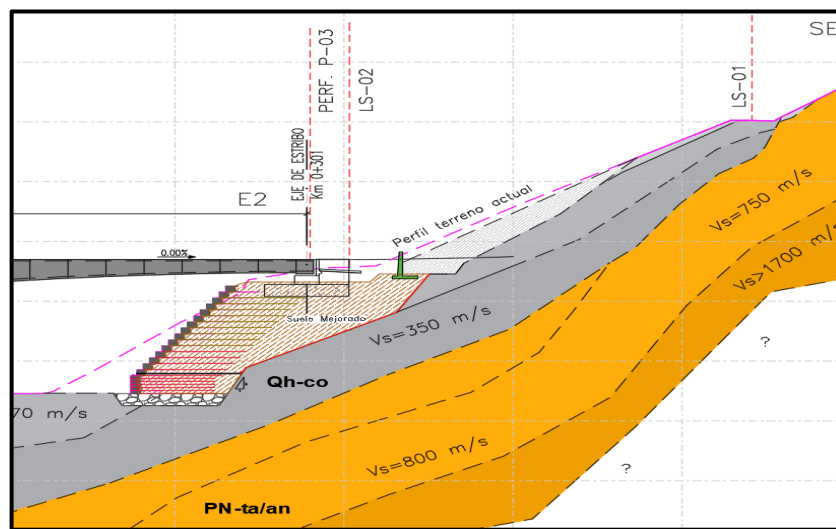


Figura 73. Vista del talud y el suelo reforzado en el estribo izquierdo E2.
Fuente: Elaboración propia.

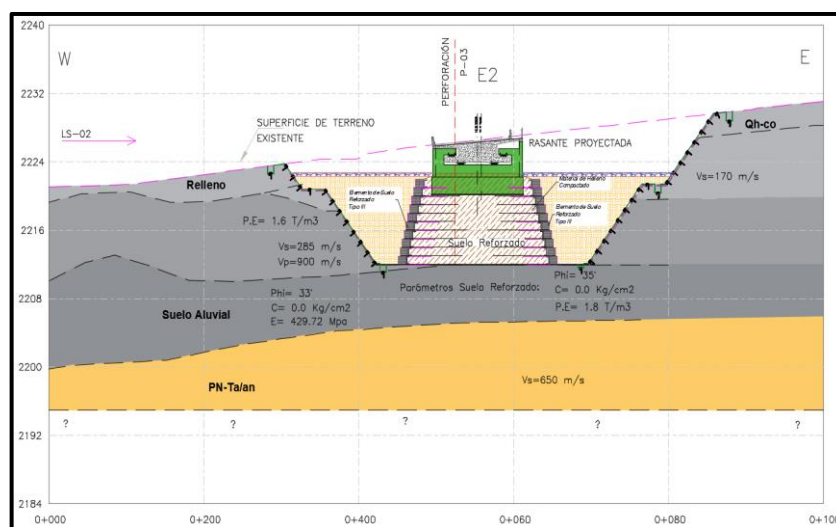


Figura 74. Vista de la sección transversal del suelo E2.
Fuente: Elaboración propia.

Para la conformación de este suelo reforzado se realizó una exploración al talud donde se emplazará dicho refuerzo, se conformará una cama de piedra seleccionada de 2 m. de altura. Se obtuvo los siguientes resultados de Ensayos de Laboratorio Muestra M-06, Muestra talud estribo izquierdo: Fricción: 33°, Cohesión: 0.14 y $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$.

Luego de la conformación de este suelo reforzado, se procede a confinarlo lateralmente con material de relleno, que según la especificación de la EG 2013, este material debe cumplir los requisitos indicados:

Tabla 29. *Parámetros para el confinamiento de la estructura del suelo reforzado.*

CONDICIÓN	BASE	CUERPO	CORONA
Tamaño Máximo	15	10	7.5
% Máximo de fragmentos roca mayor a 7.62 cm	30	20	
Índice de Plasticidad	<11	<11	<10

Con respecto a la cantera a utilizar en el confinamiento, el especialista en suelos, pavimentos y canteras indica que se debe emplear el material de la cantera Kutuctay, que presenta una franja granulométrica y presenta las siguientes características:

Tabla 30. *Resultado de laboratorio de la Cantera Kutuctay.*

ITEM	ENSAYO	NORMA	C-1	C-2	C-3	OBS.
1	Granulometría	MTC E 204	A-2-4(0) GC	A-2-4(0) GC	A-2-4(0) GC	Cumple
2	Abrasión los Ángeles	MTC E 207	18.6	19.2	19.2	Cumple
3	Limite Liquido	MTC E 110	28	28	29	Cumple
4	Índice de Plasticidad	MTC E 111	9	8	9	Cumple
5	CBR 95% de MDS, 0.1"	MTC E 132	75.7	67.3	66.9	Cumple

Según las características de la cantera Kutuctay, se concluye, que este cumple con los requisitos de materiales, requeridos para la conformación del confinamiento de la

estructura del suelo reforzado indicados en las Especificaciones Técnicas Generales Para Construcción (EG-2013). R.D. N° 22-2013-MTC.



Figura 75. Excavación en la zona de emplazamiento del suelo reforzado tipo III.
Fuente: Elaboración propia.

Se ha evaluado la estabilidad global en la margen izquierda incluyendo el emplazamiento del suelo reforzado tipo III, para ello se detallan los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 31. Parámetros utilizados en el análisis de estabilidad de talud global.

TIPO SUELO	TIPO DE RESISTENCIA	PESO UNITARIO (g/cm ³)	C (Kg/cm ²)	Phi°	CARGA SÍSMICA	COLOR EN SLIDE
Suelo	Mohr - Coulomb	1.60	0.14	33	0.16	Gris
Suelo Reforzado tipo III	Mohr - Coulomb	1.80	0	35	0.16	Anaranjado
Roca Andesita	-	2.75	-	-	0.16	Amarillo

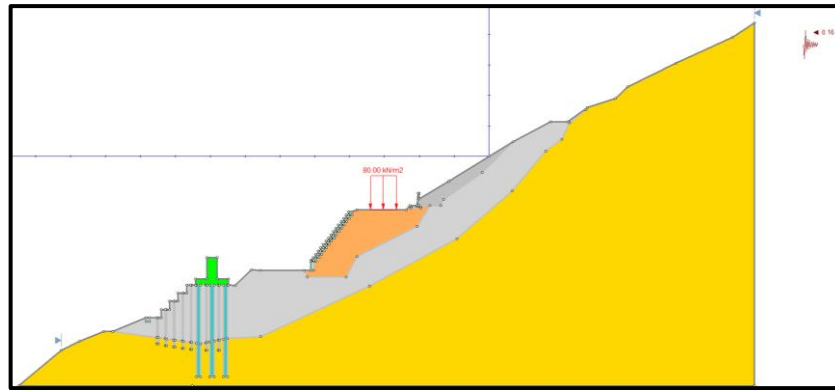


Figura 76. Configuración inicial para análisis de estabilidad.
Fuente: Elaboración propia.

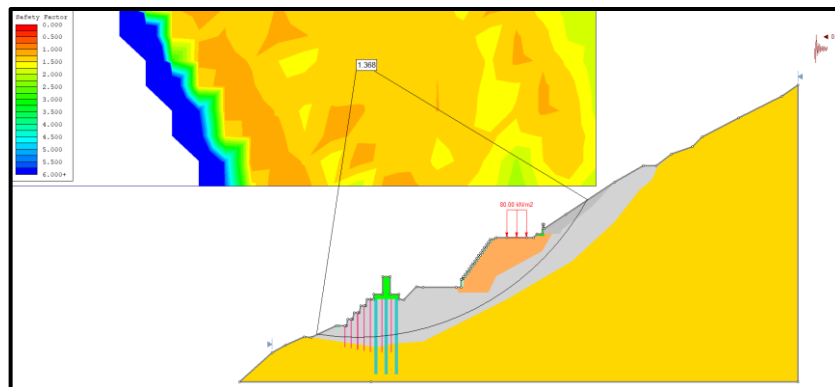


Figura 77. Resultados del análisis de estabilidad global del talud margen izquierda.
Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente en el área de cimentación del estribo E2 se agregó un esfuerzo vertical de 80 kN, con esto se tiene que la estabilidad global del área es $FS=1.368$, lo cual indica que es estable.

5.6.2. Estribo Derecho E1

El estribo E1 se emplaza en rocas ígneas andesíticas, el macizo rocoso que servirá como base de cimentación ha sido evaluado mediante el RMR obteniéndose como resultado una roca tipo IV (RMR ajustado conservadoramente con un factor de 27 por condiciones de buzamientos desfavorables) clasificándose como de mala calidad, según el resultado de las perforaciones diamantinas, al inicio se tienen rocas fracturadas, sin embargo, se aprecia que la roca más competente se encuentra a partir de los 12.90 metros

de profundidad, se proyecta además las discontinuidades verificadas en superficie, se tiene un RQD de 60%, Peso unitario de 2.75 T/m^3 . De manera referencial se tiene velocidades de onda S, teniendo en su parte inferior las de mayor compacidad con $VS > 800 \text{ m/s}$, mientras asciende a la parte superior las rocas presentan una velocidad de onda $370 < VS < 700 \text{ m/s}$ que corresponde a roca fracturada a muy fracturada.

Con todos los resultados obtenidos se tiene que, para esta estructura se plantea la cimentación superficial con el método normativo contemplado en el AASHTO edición 2017, en la figura 78 se aprecia el perfil longitudinal del terreno donde se emplazara el estribo E1.

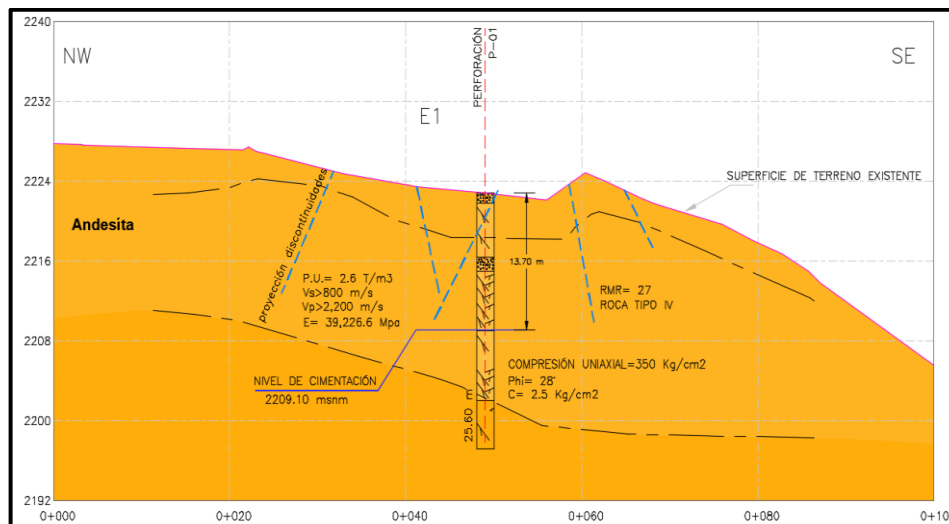


Figura 78. Perfil longitudinal de la zona de cimentación superficial – Estribo E1.
Fuente: Elaboración propia.

5.6.3. Apoyo Izquierdo A1

Según las investigaciones directas e indirectas se tiene un material de relleno de 5 metros de espesor cubriendo a un suelo aluvial, este aluvial presenta velocidades de onda S de $170 < VS < 510 \text{ m/s}$, hasta una profundidad de 22 metros, comprendiendo gravas heterométricas y bloques de hasta 6" de diámetro con mínima proporción de arenas, a partir de los 22 m hasta los 29.00 m, tenemos rocas muy fracturadas de composición andesítica y hasta los 35.15 m, se tiene la misma roca pero con un fracturamiento leve

RQD de 90%, Peso unitario de 2.81 T/m^3 . Con los resultados obtenidos se tiene que, para esta estructura se plantea una cimentación profunda consistente en un grupo de 09 pilotes, para ello se utilizará el método normativo AASHTO edición 2017. En la figura 79 se tiene el perfil longitudinal donde se emplazará el apoyo A1 y como también se tiene los distintos tipos de estratos.

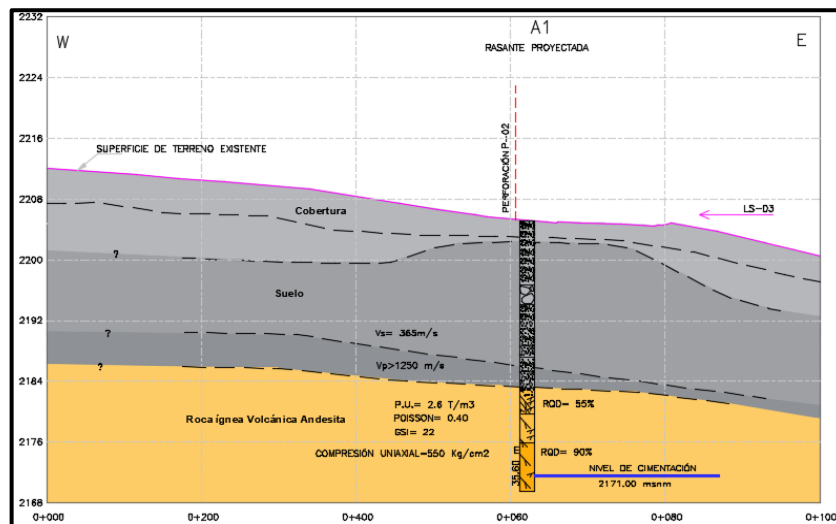


Figura 79. Zona de emplazamiento del Apoyo A1, con parámetros geotécnicos.
Fuente: Elaboración propia.

5.6.4. Estribo Izquierdo E2

Según la auscultación geológica y geodinámica, se percibe que la zona donde se cimentará el estribo E2, necesita de un mejoramiento de suelo – talud, debido a que sus parámetros geotécnicos ($P.e.=1600 \text{ Kg/m}^3$, y $\Phi=33^\circ$) en conjunto con su disposición superficial no consolidada devienen en una solución geotécnica de mejoramiento del suelo de cimentación, el estribo E2 se cimentará superficialmente sobre este material reforzado, el cual cuenta con peso específico de 1800 kg/m^3 , y un ángulo de fricción de 35.0° , no presenta cohesión. Siendo así el método normativo a usar será el de la edición 2017 AASHTO para diseño de puentes en suelos friccionantes. En la figura 80 se aprecia la sección transversal del suelo mejorado y la zona de cimentación del estribo izquierdo E2.

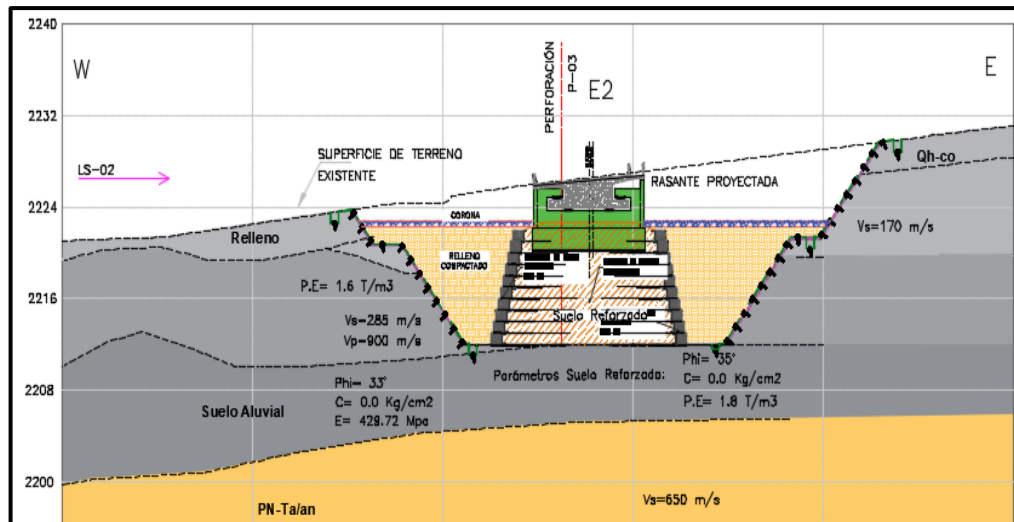


Figura 80. Zona de cimentación E2, con parámetros geotécnicos.
Fuente: Elaboración propia.

5.7. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE LA FUNDACIÓN DEL PUENTE

5.7.1. Fundación del Estribo E1

5.7.1.1. Propiedades Físico – Mecánicas de la roca de fundación

Se realizaron ensayos de laboratorio a las muestras recolectadas de la perforación P-01 en la margen derecha, los ensayos se realizaron en la profundidad 12.00 m (MD-M-01) y 14.40 m (MD-M-02), a estas se les realizó el ensayo de propiedades físicas y compresión uniaxial. La roca de fundación presenta las siguientes propiedades Físicas y Mecánicas, ver Anexo II Ensayos de laboratorio, Ensayos de Laboratorio: MD-M-01, MD-M-02, MD-M-03, MI-M-01, MI-M-02 y MI-M-03). MD=Margen Derecha y MI= Margen Izquierda.

Tabla 32. Resultado de las Propiedades Físicas de la roca de fundación.

TIPO DE ROCA	PESO ESPECÍFICO (T/m ³)	POROSIDAD n (%)	ABSORCIÓN (%)
Ígnea Volcánica Andesita	2.60	0.33	0.12

Nota: Resultados de laboratorio.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. Resultado de las Propiedades Mecánicas de la roca de fundación.

COMPRESIÓN UNIAxIAL q_0 (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)	ANGULO DE FRICCIÓN ω (°)	COHESIÓN (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)	MÓDULO DE CORTE G (Mpa)	POISSON ν	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)	ROCK MASS RATING (RMR)
557.00	2200.00	28	2.5	800.00	14,775.69	0.35	39,226.60	27

Fuente: Elaboración propia.

5.7.1.2. Características de la Estructura

La estructura Estribo E1 en la margen derecha presenta las siguientes características:

Se trata de una cajuela concreto armado de dimensiones $L=20.00\text{m}$ x $A=-9.66-11.26\text{m}$, tiene una altura de 17.90m , a una rasante proyectada de 2227.034 msnm, la parte superior (6.20m) en alma llena, y lo restante vacía. La cajuela presenta 2 apoyos separados a 20 m. El nivel de cimentación es 2209.10 msnm.

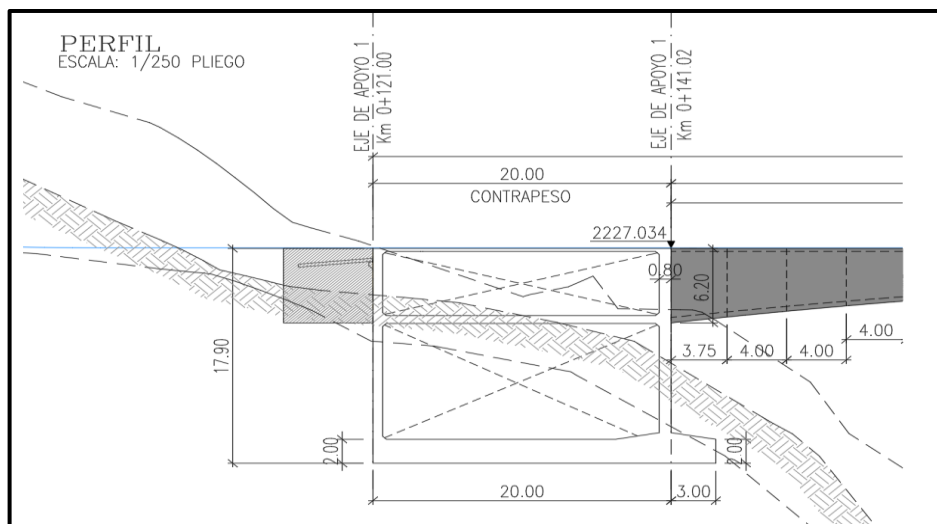


Figura 81. Vista en perfil de la cajuela estribo derecho.

Fuente: Elaboración propia.

5.7.1.3. Capacidad de carga de la roca de fundación

Para el cálculo de la capacidad portante de la roca se utilizó el método propuesto en el AASHTO 2017 (c10.6.3.2.3 Método Analítico), mismo que especifica lo siguiente: dependiendo del espacio relativo de las juntas (menores al ancho de la base) y si estas son

verticales o subverticales ($\theta > 70^\circ$), se puede utilizar la solución Bell - Kulhawy y Goodman (1987), adicionalmente según la normativa LRFD, a la resistencia nominal (q_n) se le aplicará el factor de resistencia para cimentación superficial en roca de $\phi_b = 0.45$ (Tabla 2.8.1.1.12.6-1 Manual de Puentes MTC y tabla 10.5.5.2.2-1 AASHTO 2017).

Tabla 34. Factor de resistencia para cimentaciones superficiales.

Method /Soil/Condition			Resistance factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using CPT	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using SPT	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate load test	0.55
Sliding	ϕ_c	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cas-in-place concrete on sand	0.80
		Cast-in-place or precast concrete on clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_e p	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Fuente: Bell - Kulhawy y Goodman (1987)

Ecuación de la solución Bell - Kulhawy y Goodman (1987) para discontinuidades con separaciones de menor longitud que la base de cimentación, se define como:

$$q_n = cN_c + B/2 \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q$$

Dónde:

B = Ancho de la Base

Df = Profundidad de la cimentación por debajo de la superficie rocosa

γ = Densidad

C = Cohesión

Definidos por Sower 1979:

$$N_c = 2(N_\omega)^{1/2} (N_\omega + 1)$$

$$N_\gamma = N_\omega^{1/2} (N_q - 1)$$

$$N_q = N_\omega^2$$

$$N_\omega = \tan^2 (45^\circ + \omega/2)$$

Tabla 35. Datos preliminares obtenidos de la bibliografía.

Df (m)	B (m)	γ (Kg/m ³)	c (Kg/m ²)	ω (°)	Nc	Nq	N γ	N ω
3.00	09.66	2,715	25,000	28.0	12.55	7.67	11.10	2.77

Tabla 36. Resultados de cimentación superficial en roca.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	MÉTODO	q _n (Kg/m ²)	q _n (Kg/cm ²)	FACTOR DE RESISTENCIA ϕ_b	q _R (Kg/cm ²)
2209.10	Solución Bell	521,801.48	52.18	0.45	23.48

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Calculo según la fórmula de Bell – Kulhawy y Goodman 1987.

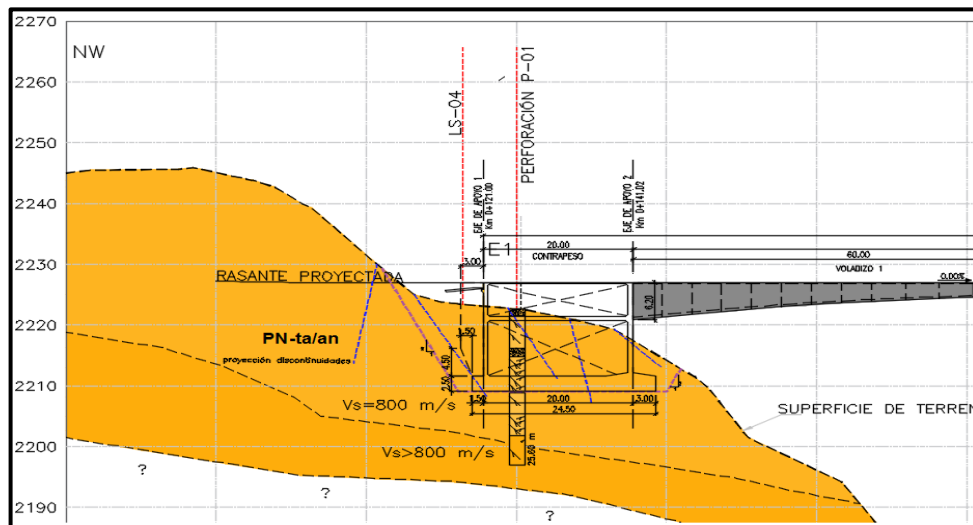


Figura 82. Esquema de la cimentación con proyección de discontinuidades.

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la figura 82, la proyección de las discontinuidades, según su persistencia podrían encontrarse por debajo de la base de la cimentación, sin embargo, la dimensión de la estructura es de 20x10m. el cual abarca una gran extensión del terreno y

es compatible con lo indicado por Kulhawy y Goodman, obteniéndose una capacidad portante de 23.48 Kg/cm², considerando la existencia de las discontinuidades.

5.7.1.4. *Asentamiento potencial presunto*

Para las zapatas en roca generalmente se puede asumir que los asentamientos elásticos son menos que 15 mm. Según el AASHTO 2017 (10.6.2.4.4), se realizó un análisis del asentamiento en base a las características de la masa de roca, considerando la influencia del tipo de roca, el estado de las discontinuidades y el grado de meteorización.

Según las características de la estructura, el asentamiento elástico de las zapatas en roca fisurada se puede tomar como:

$$\rho = q_o * (1 - \nu^2) * (B I_p / 144 E_m)$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta z$$

ν = Poisson

B = Base zapata

E_m = Módulo de masa rocosa = $\sigma_o^{1/2} * 10^{(GSI-10)/40}$ Gpa (tomado del paper de E.

Hoek y E.T. Brown) considera una mala calidad.

σ_o = Compresión Uniaxial en Mpa

βz = Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

q_o = Tensión vertical en la base del área (11.532 Kg/cm² para estado límite de resistencia) y (11.489 Kg/cm² para estado límite de servicio - sismo).

Tabla 37. Resultados de Análisis de asentamientos.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	TIPO DE ZAPATA	q_0 (Kg/cm ²)	B (cm)	ν	E_m (Kg/cm ²)	β_z	I_p	ρ (mm)
2209.10	Rectangular	11.532	2000	0.35	19,621.06	1.5	0.50	0.36

Nota: Cálculos realizados según la norma Según el AASHTO 2017 (10.6.2.4.4).

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el asentamiento elástico es de **0.36 mm** para un modelo de resistencia y un modelo de sismo.

5.7.1.5. Análisis de agresividad al concreto y a las armaduras de acero

El suelo bajo el que se construye la estructura es agresivo por la presencia de sustancias químicas que atacan al hormigón y al acero de refuerzo, generando efectos perjudiciales e incluso desastrosos en las estructuras (principalmente sulfatos y cloruros).

Para asegurar la seguridad de la estructura se debe tener en cuenta los límites permisibles de los elementos químicos presentes en la zona.

Tabla 38. Límites Permisibles de la agresividad de los elementos químicos.

PRESENCIA EN LA ZONA	P.P.M.	GRADO DE ALTERACIÓN	OBSERVACIONES
Sulfatos	0 – 1000 1000 – 2000 2000 – 20000 > 20000	Despreciable Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
Sales Solubles	> 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación

Fuente: MTC E-219

Se realizó un estudio químico para medir el grado de agresividad del suelo contra el hormigón y el acero: Contenido total de sales solubles (MTC E 219), contenido de

sulfatos (ASTM D-516) y contenido de cloruros (ASTM D-512), estos se realizaron a una profundidad de 11.20 m (M-03). Los resultados se distinguen en la siguiente tabla:

Tabla 39. Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)	POTENCIAL DE HIDRÓGENO pH
10.90 – 11.20	M-03	1714	0.1714	126	144	10.6

Nota: Resultado de Laboratorio.

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa al contrastar los resultados obtenidos frente a los límites permisibles, se concluye que estos se encuentran muy por debajo, es decir no presentan problemas de corrosión, pérdida de resistencia mecánica ni ataques químicos al concreto. Sin embargo, el pH presenta un valor elevado, lo que considera al sustrato como básico, es necesario recalcar que para los efectos adversos que pueda ocurrir en la armadura de la estructura, se plantea para los elementos hormigonados INSITU contra tierras sea de 75mm, esto proporciona que la armadura de hierro no se vea afectada.

5.7.2. Fundación del Apoyo A1 (Pilar)

5.7.2.1. Propiedades Físico – Mecánicas de la roca de fundación del Pilar

Se realizaron ensayos de laboratorio a las muestras recolectadas de la perforación P-02 en la margen izquierda, los ensayos se realizaron en la profundidad 26.90 m (MI-M-01) y 27.20 m (MI-M-02), a estas se les realizó el ensayo de propiedades físicas y compresión uniaxial. La roca de fundación presenta las siguientes propiedades Físicas y Mecánicas:

Tabla 40. Propiedades Físicas de la roca de fundación.

TIPO DE ROCA	PESO ESPECÍFICO (T/m ³)	POROSIDAD n (%)	ABSORCIÓN (%)
Ígnea Volcánica Andesita	2.60	0.36	0.13

Nota: Resultado de Laboratorio.

Fuente: Elaboración propia.

COMPRESIÓN UNIAxIAL (Kg/cm ²)	VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)	MÓDULO DE CORTE G (Mpa)	POISSON ν	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)
350.00	1250	365	246.7	0.40	700.66

Nota: Resultado de Laboratorio y módulo de elasticidad - MASW.

Fuente: Elaboración propia.

5.7.2.2. Características de la Estructura

La estructura Apoyo A1 en la margen izquierda presenta las siguientes características:

Se trata de un pilar de concreto armado, rectangular de 20.00 m de altura, zapata de B=9.80m x L=9.60m, además lo conforman pilotes de diámetro 1.20m, de 28m de longitud en grupos de 3x3 unidades.

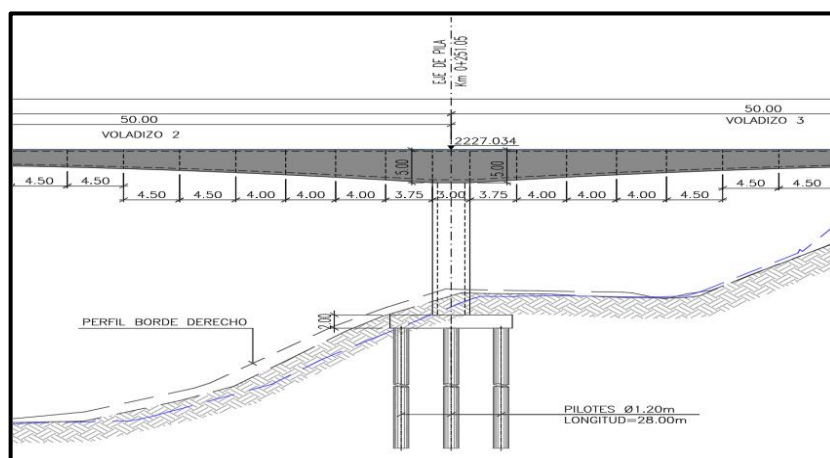


Figura 83. Vista en perfil de la subestructura Apoyo A1.

Fuente: Elaboración propia.

5.7.2.3. *Parámetros geotécnicos de diseño*

El análisis se realizará para cimentación profunda, compuesta por pilotes excavados en roca, en términos generales, la resistencia total (q_T) de los pilotes excavados según el AASHTO LRFD 2017 (10.8 Drilled Shafts) será:

$$q_T = (q_S \phi_{qs} + q_P \phi_{qp}) - W_p$$

En el cual:

$$q_P = q_p A_p$$

$$q_S = q_s A_s$$

W_p = el producto de la densidad del concreto γ_C por el área del pilote.

Donde:

q_T = Resistencia total

q_P = Resistencia nominal en la punta del pilote

q_S = Resistencia nominal por fuste del pilote

ϕ_{qp} = Factor de resistencia para la resistencia de la punta del pilote

ϕ_{qs} = Factor de resistencia para la resistencia por fuste del pilote

q_s = Resistencia unitaria lateral

q_p = Resistencia unitaria en la punta

A_p = Área de la punta del pilote

A_s = Área de la superficie lateral del pilote

Para el diseño geotécnico de los pilotes en el estado límite de resistencia se tendrá en cuenta los siguientes factores:

Tabla 41. Factores de resistencia para pilotes excavados.

Nominal axial compressive resistance of single drilled sha	Method / soil /condition		Resistance factor
	Side resistance in clay		0.45
	Tip resistance in clay	a=method (Brown et al.,2010)	0.40
	Side resistance in sand	Total Stress (Brown et al.,2010)	0.55
	Tip resistance in sand	b-method	0.50

	Side resistance in cohesive IGMs	(Brown et al.,2010)	0.60
	Tip resistance in cohesive IGMs	(Brown et al.,2010)	0.55
	Side resistance in rock	(Brown et al.,2010)	0.55
	Side resistance in rock	Kullhaway et al. (2005)	0.5
	Tip resistance in rock	Carter Kulhaway (1988)	0.5
Uplift resistance of single drilled	Clay		0.55
	Clay	a=method (Brown et al.,2010)	0.35
	Sand	b-method	0.45
	Rock	Kullhaway et al. (2005)	0.4
Group uplift resistance	Sand and clay		0.45
Horizontal geotechnical resistance of single shaft	All materials		1.0

Fuente: AASHTO LRFD 2017.

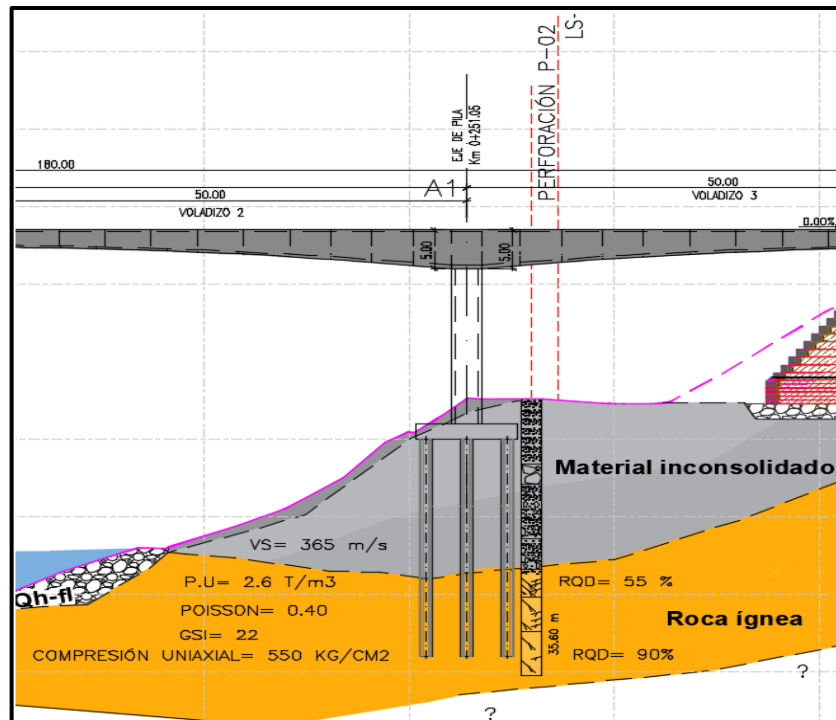


Figura 84. Parámetros geotécnicos de la zona de emplazamiento del apoyo A1.
Fuente: Elaboración propia.

5.7.2.4. Capacidad de carga de la roca de fundación del Pilar

a) Resistencia Nominal en el Fuste del Pilote

Para pilotes perforados empotrados en roca fracturada, Kulhawy recomendó que la resistencia friccional unitaria se tomará como:

$$q_s = (0.65 * \alpha_E * (q_o/P_a)^{1/2}) * P_a$$

Donde:

P_a = Presión atmosférica (0.10 Mpa)

α_E = Factor de modificación de junta (depende de RQD%)

q_o = Compresión Uniaxial (MPa)

Tabla 42. Estimación de αE

RQD %	FACTOR DE MODIFICACIÓN αE
100	0.85
70	0.55
50	0.55
30	0.50
20	0.45

Fuente: (O'Neill and Reese 1999)

Para obtener la resistencia nominal por fuste del pilote qS , se debe multiplicar la resistencia friccional unitaria con el área de la superficie lateral del pilote:

$$qS = q_s * A_s$$

Donde:

qS = Resistencia Friccional Nominal en el Fuste (Ton)

A_s = Área de la superficie lateral del pilote ($2*\pi*r*h$)

D = diámetro del pilote= 1.20 m

q_s = Resistencia friccional unitaria (Ton/m²).



	3D or more		1.0
Multiple Row	2.5D		0.67
	3D		0.8
	4D or more		1.0
Single Row and Multiple Row	2D or more	Shaft group cap in intimate contact with ground consisting of medium dense or denser soil, and no scour below the shaft cap is anticipated	1.0
Single Row and Multiple Row	2D or more	Pressure grouting is used along the shaft sides to restore lateral stress losses caused by shaft installation, and the shaft tip is pressure grouted	1.0

Siendo así, para calcular la resistencia por grupo de pilotes se utilizará la siguiente fórmula:

$$R_G = G_g * \eta * R_T$$

Dónde:

G_g: Número de pilotes en el Grupo (9)

R_T: Resistencia ELR Factorizada

η: Factor de reducción (0.80)

Tabla 46. Resultados de resistencia para ELR grupo de 09 pilotes.

Profundidad (m)		Material	GRUPO 9
Inicio	Fin		ELR
21.00	22.00	ROCA ANDESITA FRACTURADA	2380.49
22.00	23.00		2831.69
23.00	24.00		3282.28
24.00	25.00		3732.33
25.00	26.00		4181.89
26.00	27.00		5554.57
27.00	28.00		6485.33
28.00	29.00		7415.39
29.00	30.00		8344.81
30.00	31.00	ROCA ANDESITA LEVEMENTE FRACTURADA	9366.55
31.00	32.00		10387.69
32.00	33.00		11408.29
33.00	34.00		12428.38
34.00	35.00		13448.00
35.00	36.00		14467.19
36.00	37.00		15485.95

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47. Resumen de la Resistencia Total para grupo de 9 pilotes en ELR.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	Nº DE PILOTES	EFICIENCIA	ELR GRUPO 9 PILOTES (Ton)
2171.00	28.00	09	0.8	11,408.29

Fuente: Elaboración propia.

5.7.2.5. Asentamientos Presuntos de la fundación

El asentamiento para cimentaciones profundas, se rige por la siguiente expresión:

$$\rho = q_o * I_p / d E_m$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta z$$

d= Diámetro del Pilote cm

E_m= Modulo de masa rocosa = $10^{(RMR-10)/40}$ Gpa

q_o= Tensión vertical en la base del área (Kg/cm²)

βz= Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata

(adimensional)

Tabla 48. Resultados de Análisis de asentamientos.

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	LONGITUD DE PILOTE (m)	q ₀ (Kg/cm ²)	D (cm)	Em (Kg/cm ²)	β _z	I _p	ρ (mm)
2171.00	28.00	50,000.00	120.0	27,124.45	1.5	0.72	0.01

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se obtiene que el asentamiento elástico es menor a 1 mm.

5.7.2.6. Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero

Se realizó un estudio químico para medir el grado de agresividad del suelo contra el hormigón y el acero: Contenido total de sales solubles (MTC E 219), contenido de sulfatos (ASTM D-516) y contenido de cloruros (ASTM D-512), estos se realizaron a una profundidad de 17.20 m (M-04) y 27.80 (M-03). Los resultados se distinguen en la siguiente tabla:

Tabla 49. Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)	POTENCIAL DE HIDRÓGENO pH
17.20 – 17.60	M-04	1605	0.1650	98	128	10.5
27.80 – 28.00	M-03	1872	0.1872	114	136	10.7

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa al contrastar los resultados obtenidos frente a los límites permisibles, se concluye que estos se encuentran muy por debajo, es decir no presentan problemas de corrosión, pérdida de resistencia mecánica ni ataques químicos al concreto.

5.7.3. Fundación del Estribo E2

5.7.3.1. *Propiedades Físico – Mecánicas del suelo de fundación (Suelo reforzado tipo III).*

Se ha propuesto un mejoramiento de suelo en el área de cimentación del estribo E2 en la margen izquierda, la propiedades físicas y mecánicas de este suelo reforzado tipo III son los siguientes:

Tabla 50. *Propiedades físicas del suelo reforzado y terreno natural.*

TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Suelo natural	1600	0.00	33.0
Relleno compactado	1800	0.00	35.0
Pedraplen / TMS	2000	0.178	35.0

Nota: Resultado de laboratorio de suelo

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51. *Propiedades Mecánicas del suelo en estado natural.*

VELOCIDAD DE ONDAS P (m/s)	VELOCIDAD DE ONDAS S (m/s)	MÓDULO DE CORTE G (Mpa)	POISSON ν	MÓDULO DE ELASTICIDAD E (Mpa)
900.00	285.00	146.85	0.30	429.72

Nota: Resultado de los ensayos de refracción sísmica

Fuente: Elaboración propia.

5.7.3.2. *Características de la Estructura*

La estructura Estribo E2 en la margen izquierda presenta las siguientes características:

Se trata de una zapata de B=10.00m x L=12.00m y de 3.50m de altura en total.

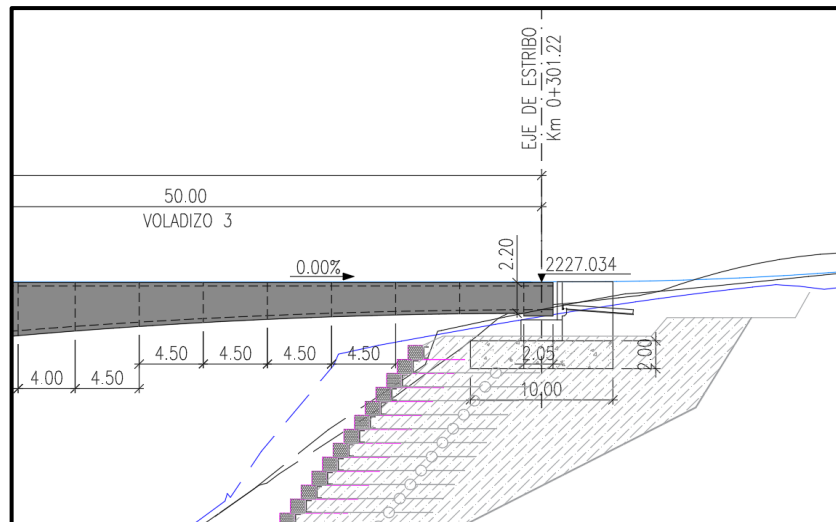


Figura 85. Vista en perfil del estribo E2 en la margen izquierda.
Fuente: Elaboración propia.

5.7.3.3. Capacidad de carga del suelo de fundación

Según el AASHTO LRFD 2017, se utilizará la fórmula convencional para calcular la capacidad portante del suelo q_n , en función de los parámetros del suelo mejorado proyectado, adicionalmente a la resistencia nominal (q_n) se le aplicará el factor de resistencia para cimentación superficial en suelo de $\phi_b=0.45$.

Tabla 52. Factor de resistencia para cimentaciones superficiales.

Method /Soil/Condition			Resistance factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using CPT	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using SPT	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate load test	0.55
Sliding	ϕ_c	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cas-in-place concrete on sand	0.80
		Cast-in-place or precast concrete on clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_e	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

Fuente: Estado límite de resistencia. (AASHTO LRFD 2017).

$$q_u = CN_{cm} + 0.5 \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} + \gamma C_{w2} D_f N_{qm}$$

$$q_R = q_u * \phi_b$$

C_{w1} y C_{w2}: Valores adimensionales dependientes del nivel freático.

C: Cohesión

N_{cm}, N_{γm}, N_{qm}: Factores de capacidad de carga.

D_f: Profundidad de la zapata.

N_{γm}: $N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma}$

N_{qm}: $N_q S_q i_q d_q$

N_{cm}: $N_c S_c i_c$

Donde:

N_γ: $2(N_q + 1) \tan \phi$

N_q: $e \pi \tan \phi \tan^2 (45 + \phi/2)$

N_c: $(N_q - 1) \cot \phi$

S_γ: $1 - 0.4(B'/L')$

S_q: $1 + B'/L' \tan \phi$

S_c: $1 - (N_q/N_c)(B'/L')$

I_γ: $(1 - (H/v + cBL \cot \phi))^{(n+1)}$

I_q: $(1 - (H/v + cBL \cot \phi))^n$

I_c: $1 - (nH/cBLN_c)$

d_q: $1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} (D_f/B) \dots D/B > 1$

$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (D_f/B) \dots D/B < 1$

φ_b: Factor de resistencia ELR = 0.45

ELS: Limitada al asentamiento a 1".

Tabla 53. Parámetros obtenidos analíticamente.

NIVEL DE CIMENTACIÓN (msnm)	D _f (m)	B (m)	L (m)	γ (Kg/m ³)	c (Kg/cm ²)	φ (°)	N _γ	N _q	N _c	S _γ	S _q	S _c	N _{γm}	N _{qm}	N _{cm}
2220.80	0.0	10.00	12.00	1600	0.00	33.0	35.18	26.09	38.64	0.67	1.54	1.56	24.46	40.21	60.38

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54. Resultados de la capacidad portante sobre suelo mejorado.

NIVEL DE CIMENTACIÓN (msnm)	Df (m)	B (m)	L (m)	RESISTENCIA NOMINAL q_n (Kg/cm ²)	FACTOR DE RESISTENCIA ϕ_b	ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA q_R ELR (Kg/cm ²)
2220.80	0.0	10.00	12.00	9.317	0.45	4.193

Fuente: Elaboración propia.

5.7.3.4. Asentamiento potencial presunto

Los asentamientos elásticos se pueden estimar utilizando la siguiente expresión:

Donde:
$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)\sqrt{A}}{E_s \beta_z}$$

S_e: Asentamiento estimado

q: Intensidad de carga (MPa)

v: Módulo de Poisson

b_z: Factor de forma. Depende de L'/B'

A: Área efectiva de la zapata = L' · B' (mm²)

B': Ancho efectivo de la zapata (mm)

L': Largo efectivo de la zapata (mm)

E_s: Módulo de Elasticidad del suelo de fundación (Mpa)

Tabla 55. Resultados de los asentamientos elásticos.

NIVEL DE CIMENTACIÓN (msnm)	q (MPa)	q ELS (Kg/cm ²)	v	b _z	A (mm ²)	B' (mm)	L' (mm)	E _s (MPa)	S _e (cm)
2220.80	0.221	2.210	0.30	1.083	1.2E+08	10,000	12,000	429.72	2.54

Fuente: Elaboración propia.

Para generar un asentamiento máximo de una pulgada (2.54 cm), la intensidad de carga debe ser 2.21 Kg/cm².



V. CONCLUSIONES

- Según los resultados de la evaluación geológica, el terreno de fundación está constituida por rocas del Grupo Tacaza (PN-ta) y se concluye que son favorables para la construcción del puente.
- De acuerdo a los estudios geotécnicos realizados se tiene los siguientes resultados en tal sentido el terreno es geotécnicamente favorable, Las velocidades de propagación de ondas sísmicas Vs están de 260,0 m/s a 1500,0 m/s y las velocidades de onda Vp están de 243,14 m/s a 671,4 m/s. coeficiente de poisson 0.23 a 0.48 μ , Se realizaron 03 perforaciones diamantinas de 25.60 m, 35.60 m. y 15.0 m. de profundidad. Estratigráficamente el Estribo 1 está constituida por rocas fracturadas, Apoyo 1 y Estribo 2 está constituida por suelo gravoso de consistencia suelta.
- los resultados de las propiedades físicas del terreno de fundación concluyen que: en el Estribo 1 se realizará una cimentación superficial de tipo zapata de forma rectangular con las dimensiones de 20x10 m, en el Apoyo 1 se realizará una cimentación profunda compuesto por un grupo de 9 pilotes de 1.20 m de diámetro y 28.0 m de longitud, en el Estribo 2 se cimentará sobre suelo reforzado de tipo III, con una zapata de 10x12m y 3.50m de altura.
- la capacidad de carga y asentamiento de cada estribo y apoyo cuenta con los siguientes resultados: La capacidad de carga de Estribo 1 es 23.48kg/cm² y el asentamiento calculado es de 0.36mm, la capacidad de carga de Apoyo 1 es de 11.408.29 Tn, con un asentamiento de 0.01mm, la capacidad de carga de Estribo 2 es 4.193 kg/cm², asentamiento máximo de 2.54cm. lo cual se concluye que es favorable para la construcción del puente.



VI. RECOMENDACIONES

- Realizar perforaciones de verificación de suelo hasta los 35.0 m de profundidad para tener más control de los estratos del subsuelo.
- Ejecutar más ensayos de prospección geofísica para tener mejor la estratigrafía de la zona del estudio.
- Efectuar estudios de riesgos geológicos para proteger las estructuras del puente de los distintos tipos de desastres naturales que se presenten.
- Para la etapa de construcción realizar un análisis de estabilidad de talud en la zona de influencia del estribo y/o apoyo.
- Se recomienda hacer cateos y clasificación vehicular en los tramos de carretera, por lo menos una vez al año para constatar la tasa de crecimiento del tráfico.



VII. REFERENCIAS

- Ac-gt-dia. (2021, April 9). Norma ASTM. Retrieved May 5, 2022, from Aceropedia website: <http://aceropedia.com/definicion/norma-astm/>
- Acosta, J. (2011). Memoria sobre la Geología Económica de la Región Apurímac. Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.
- Aliaga Chávez, M. J. (2017). Estudio Geológico – Geotécnico para la Rehabilitación de la Carretera Corral Quemado – Rio Nieva Tramo I: Puerto Naranjitos- Pedro Ruiz.
- Alva Hurtado, I. J. (2018). Diseño de Cimentaciones.
- Ancalle Quispe, F. J. (2020). Logueo geológico, muestreo y QA-QC en perforación diamantina, proyecto Puite-Colorada en el departamento Moquegua de la compañía minera zahena S.A.C. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2005). Mecánica de suelos Tomo 1 Fundamentos de la mecánica de suelos. Limusa - México.
- Bowles, J. E. (1981). Manual de laboratorio de suelos. libros Mcgraw-Hill de México. s.a.
- Bravo Hermoza, D. J. (2007). Evaluación del diseño de la cimentación con pilotes perforados del nuevo puente Huiquisa: análisis y diseño estructural.
- Cano, H. B. H. (2013). Tipos de pilote. Retrieved from Geologic Web website: <https://sites.google.com/site/construyetuingenio2013/construccion-de-cimentaciones-profundas/tipos-de-pilotes>
- Das, B. M., Maraver, L. G., & Cárdenas, J. L. (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica.
- Gonzales de Vallejo. (2002). Ingeniería geológica. Madrid, 2002: Pearson Educación.
- Desena, A. A. (2003). Estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento. Instituto Politécnico Nacional, Ingeniería Civil.



- Díaz, J. S. (1998). Deslizamientos y estabilidad en taludes en zonas tropicales. Universidad Industrial de Santander.
- Fernández, J. R. (Ed.). (2016). Procesos geomorfológicos y formas del relieve en dos cuencas lacustres de la península byers (isla Livingston, Antártida marítima): implicaciones paleoambientales.
- Humpiri, S. P. (2018). Evaluación Geológica y Geotécnica del terreno de fundación para la construcción del edificio archivo Regional de Puno.
- Infante, A. R. (2000). Geomorfología. Departamento de Geología: Instituto Superior Minero Metalúrgico - Facultad de Geología y Minas.
- Lucero, R. A. R. (2016). Efecto en la curva de dispersión a través del método MASW, al realizar variaciones en el peso de la fuente activa y el tipo placa. Universidad del Bio Bio, Facultad de Ingeniería - Departamento Ingeniería Civil y Ambiental.
- Miguel A. (2019). Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM). Universidad Nacional de Ingeniería,
- Monge, P. R. O. L. (2004). Mecánica de Rocas: Fundamentos e ingeniería de Taludes.
- Morveli, L. A. M. (2019). Estudio Petromineralógico y Geoquímico del Batolito de Abancay (tramo desvío de la carretera Andahuaylas - hidroeléctrica de Abancay) - Apurímac. Universidad Nacional De San Agustín De Arequipa.
- Ovacen. (2018, July 25). Tipos de cimentación en edificios, características y 9 Guías imprescindibles de lesiones. Retrieved August 26, 2021, from Ovacen.com website: <https://ovacen.com/cimentacion/>
- Palacios, R. F. U. (2004). Guía para el diseño de pilotes. Universidad de Piura, Departamento de Ingeniería Civil.
- Potes, C. E. E. (2017). Geotecnia para el trópico andino. Universidad Nacional de Colombia.



- Rodríguez González, L. (2016). Evaluación geotécnica del empleo de la Formación Jaimanitas en Cayo Guillermo, como terreno base de cimentaciones. Tesis en opción al título Académico de Máster en Geología. Mención Geotecnia e Hidrogeología.
- Salvador Mendivil, D. D. (1994). Geología de los cuadrángulos de Cusco y Livitaca. Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.
- Suarez & Burgoa, L. O. (2016). Mecánica del macizo rocoso.
- Viza, J. G. H. S. (2002). Memoria descriptiva de la revisión y actualización del cuadrángulo de Tambobamba (28-r). Lima - Perú: Instituto Geológico Minero Y Metalúrgico.



ANEXOS

ANEXO I

- Mapa de ubicación
- Plano geología regional
- Plano geología local
- Plano sección longitudinal
- Plano sección transversal Estribo 1
- Plano sección transversal Apoyo 1
- Plano sección transversal Estribo 2
- Plano geodinámico

ANEXO II

- Panel de fotos refracción geofísica
- Resultado registro de velocidades
- Resultado Parámetro dinámico
- Panel de fotos perforación diamantina
- Registro de logueo
- Ensayos de laboratorio