

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



TESIS

**INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO
DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P.
COMBAYO - CAJAMARCA**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

Presentado por:

Bach. JHONN DARLING HUATAY QUILICHE

Asesor:

M. Cs. Roberto Severino Gonzales Yana

CAJAMARCA – PERÚ

2023

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios Todopoderoso, a mi alma máter, la Universidad Nacional de Cajamarca, en especial a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica por ser el epicentro de mi formación Académica. A su excelente plana docente que con su sabiduría, conocimiento y apoyo contribuyeron notablemente a mi formación profesional y personal.

Extiendo mi profundo y sincero agradecimiento a mi asesor el M. Cs. Roberto Severino Gonzales Yana por su compromiso, paciencia y orientación constante.

Y, por supuesto, el profundo agradecimiento a mi familia; mis padres y hermanos por su apoyo, aliento y motivación incondicional, quienes son mi motor y mayor inspiración en el cumplimiento de mis objetivos.

DEDICATORA

La realización de la presente investigación no hubiera sido posible sin el apoyo desinteresado de cada una de las personas que me acompañaron día a día en la realización de la misma, a ellos dedico este trabajo, a mi familia; especialmente a mis padres por ser la fuente de inspiración, por guiarme diariamente, por enseñarme los valores para seguir adelante impulsando el cumplimiento de mis metas a lo largo de toda mi vida, este logro es de ustedes.

ÍNDICE

CONTENIDO	Págs.
AGRADECIMIENTO	i
DEDICATORA.....	ii
ÍNDICE	iii
LISTA DE TABLAS	vi
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE FOTOS	xii
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xiv
RESÚMEN	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	3
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
2.2. BASES TEÓRICAS	4
2.2.1. Modelo Geológico.....	4
2.2.2. Modelo Geotécnico.....	4
2.2.3. Estudio geotécnico para carreteras	4
2.2.4. Componentes estructurales del pavimento flexible	5
2.2.5. Exploración geotécnica del terreno de fundación para carreteras.....	6
2.2.6. Estudio de mecánica de suelos para carreteras	8
2.2.7. Descripción de los ensayos realizados	13
2.2.8. Estudio de canteras para agregados de construcción.....	26
2.2.9. Sismicidad.....	27
2.2.10. Capacidad portante de suelos	28
2.2.11. Asentamiento de suelos finos.....	30
2.2.12. Límites Máximos Tolerables para Asentamientos e Inclinaciones	32
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	32
CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS.....	33
3.1. UBICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	33
3.1.1. Geográfica.....	33
3.1.2. Política.....	33
3.1.3. Accesibilidad	33
3.1.4. Clima y vegetación	34
3.2. METODOLOGÍA	34

	Págs.
3.2.1. Tipo y método de la investigación	34
3.2.2. Población de estudio	34
3.2.3. Muestra	34
3.2.4. Unidad de análisis	35
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	35
3.3.1. Técnicas	35
3.3.2. Instrumentos y equipos.....	35
3.4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	36
3.5. CONTROL DE CALIDAD DE DATOS.....	36
3.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES	36
3.7. PROCEDIMIENTO.....	36
3.7.1. Etapa de gabinete	36
3.7.2. Etapa de campo	37
3.7.3. Etapa de laboratorio y gabinete	37
3.8. GEOLOGÍA LOCAL.....	37
3.8.1. Grupo Crisnejas – Formación Pariatambo (ks – pa).....	37
3.8.2. Grupo Pullucana – Formación Yumagual (ks – yu).....	38
3.8.3. Grupo Quilquiñán - Mujarrún (ks-qm)	39
3.8.4. Formación Cajamarca (ks-ca).....	39
3.8.5. Formación Celendín (ks-ce)	40
3.8.6. Volcánico Huambos - Secuencia San Jose (Nm-sj).....	41
3.8.7. Depósitos Cuaternarios	43
3.9. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	46
3.9.1. Deformación dúctil.....	46
3.9.2. Deformación frágil	47
3.10. UNIDADES MORFOLÓGICAS	48
3.10.1. Planicies (0° - 8°)	48
3.10.2. Lomadas (8° - 20°)	49
3.10.3. Laderas (20° - 50°)	49
3.10.4. Escarpas (> 50°).....	50
3.11. ESTUDIO GEOTÉCNICO	51
3.11.1. Estudio geotécnico del terreno de fundación	51
3.11.2. Estudio de canteras de agregados	57
3.11.3. Análisis de la Capacidad portante y Asentamientos de suelos críticos (finos y/o expansivos)	62

	Págs.
CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	110
4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	110
4.1.1. Características geotécnicas del terreno de fundación	111
4.1.2. Resultados del Estudio geotécnico de canteras de agregados.....	115
4.1.3. Resultados de capacidad portante y asentamientos de suelos en los diferentes puntos críticos.	115
4.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	120
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
5.1. CONCLUSIONES.....	121
5.2. RECOMENDACIONES	122
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
ANEXOS	125

LISTA DE TABLAS

	Págs.
Tabla 01: Categorización de la Sub rasante de acuerdo al valor de CBR.....	7
Tabla 02: Ensayos de laboratorio requeridos para evaluar el terreno de fundación de la vía.	8
Tabla 03: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para terraplén o relleno estructural.	9
Tabla 04: Especificaciones técnicas de los agregados para Terraplén o relleno estructural.	9
Tabla 05: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para sub base granular.....	10
Tabla 06: Gradaciones establecidas para sub base granular.....	10
Tabla 07: Especificaciones técnicas de los agregados para sub base granular.....	11
Tabla 08: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para base granular.	12
Tabla 09: Valor del CBR, referido al 100% de la máxima densidad seca y una penetración de carga de 0.1".....	12
Tabla 10: Especificaciones técnicas de los agregados para base granular.....	13
Tabla 11: Clasificación de suelos de acuerdo al tamaño de partículas.	13
Tabla 12: Clasificación de Suelos según el Índice Plástico.	15
Tabla 13: Prefijos y sufijos de tipos de suelos según SUCS.....	16
Tabla 14: Clasificación de suelos según el Índice de Grupo.....	22
Tabla 15: Correlación de Tipos de suelos AASHTO – SUCS.....	22
Tabla 16: Caracterización del suelo en función del equivalente de arena.	24
Tabla 17: Especificaciones de los métodos a utilizar en el ensayo de Proctor Modificado	24
Tabla 18: Estado natural del suelo.....	25
Tabla 19: Factor de cada zona establecida en la Norma E.030. Diseño Sismo-Resistente.....	28
Tabla 20: Coordenadas UTM WGS – 84, del tramo de estudio.....	33
Tabla 21: Acceso hacia la zona de estudio.....	34
Tabla 22: Unidades geomorfológicas	48
Tabla 23: Resultados de los ensayos realizados a las muestras obtenidas de los puntos de control en el terreno de fundación de la carretera.	52
Tabla 24: Requerimiento de potencial de expansividad de suelos.	56

	Págs.
Tabla 25: Suelos expansivos de acuerdo a sus límites de consistencia (L.L, I.P.).	56
Tabla 26: Descripción de las canteras estudiadas.	58
Tabla 27: Resultados del estudio de mecánica de suelos de canteras de agregados para base granular, sub base granular y terraplén de acuerdo a las especificaciones de las tablas 10, 07 y 04 respectivamente.	59
Tabla 28: Evaluación de canteras para base granular según las especificaciones técnicas de calidad.	60
Tabla 29: Evaluación de canteras para sub base granular según las especificaciones técnicas de calidad.	61
Tabla 30: Evaluación de canteras para terraplén según las especificaciones técnicas de calidad.	62
Tabla 31: Parámetros de entrada para la determinación de los coeficientes sísmicos.	63
Tabla 32: Coeficientes de Sismicidad horizontal y vertical según la zona sísmica.	65
Tabla 33: Peso máximo permitido por configuración de eje simple o conjunto de ejes.	66
Tabla 34: Detalle de los escenarios para el análisis de la capacidad portante y asentamientos de suelos críticos (finos y/o expansivos).	67
Tabla 35: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.	68
Tabla 36: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.	69
Tabla 37: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.	70
Tabla 38: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.	71
Tabla 39: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.	72
Tabla 40: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	73
Tabla 41: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	74
Tabla 42: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.	75
Tabla 43: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.	76
Tabla 44: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.	77

	Págs.
Tabla 45: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.....	78
Tabla 46: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.....	79
Tabla 47: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	80
Tabla 48: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	81
Tabla 49: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.....	82
Tabla 50: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.....	83
Tabla 51: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.....	84
Tabla 52: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.....	85
Tabla 53: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.....	86
Tabla 54: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	87
Tabla 55: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	88
Tabla 56: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.....	89
Tabla 57: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.....	90
Tabla 58: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.....	91
Tabla 59: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.....	92
Tabla 60: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.....	93
Tabla 61: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	94
Tabla 62: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.....	95

	Págs.
Tabla 63: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.	96
Tabla 64: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.	97
Tabla 65: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.	98
Tabla 66: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.	99
Tabla 67: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.	100
Tabla 68: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	101
Tabla 69: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	102
Tabla 70: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.	103
Tabla 71: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.	104
Tabla 72: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.	105
Tabla 73: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.	106
Tabla 74: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.	107
Tabla 75: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	108
Tabla 76: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.	109
Tabla 77: Formaciones geológicas presentes en la carretera de estudio.	110
Tabla 78: Tramos en donde se evidencia filtraciones de agua en los taludes de la carretera.	112
Tabla 79: Tramos con presencia de suelos orgánicos en el terreno de fundación de la carretera.	112
Tabla 80: Tramos con capacidad de soporte inadecuado e insuficiente respecto al valor del CBR al 95% de la MDS, (CBR < 6%).	113

	Págs.
Tabla 81: Puntos de muestreo donde se evidencia suelos expansivos de acuerdo a sus límites de consistencia (L.L, I.P.).	113
Tabla 82: Tramos donde existe suelos saturados respecto al óptimo contenido de humedad del Proctor modificado.	114
Tabla 83: Canteras de agregados definidos para los requerimientos de Base granular, Sub Base granular y Terraplén.....	115
Tabla 84: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 01, mediante GEO 5.	116
Tabla 85: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 02, mediante GEO 5.	116
Tabla 86: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 03, mediante GEO 5.....	117
Tabla 87: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 04, mediante GEO 5.....	117
Tabla 88: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 05, mediante GEO 5.	118
Tabla 89: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 06, mediante GEO 5.....	118
Tabla 90: Síntesis de los resultados de factor de seguridad de capacidad portante y asentamientos de suelos en los diferentes puntos críticos en los escenarios estudiados.	119

LISTA DE FIGURAS

	Págs.
Figura 01: Componentes del paquete estructural del pavimento flexible.	5
Figura 02: Formato para descripción de muestras en campo.	7
Figura 03: Clasificación de suelos finos en función de su plasticidad. (Braja, 2012).	16
Figura 04: Diagrama para la clasificación de suelos según SUCS. (ASTM, 2009).	17
Figura 05: Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano grueso, más de 50% retenido en la malla núm. 200. (ASTM, 2009).	18
Figura 06: Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano fino, 50% o más pasa la malla núm. 200. (ASTM, 2009).	19
Figura 07: Diagrama de flujo para clasificar suelos orgánicos de grano fino, 50% o más pasa la malla núm. 200. (ASTM, 2009).	20
Figura 08: Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO. (Braja, 2012).	21
Figura 09: División del territorio nacional en cuatro zonas de acuerdo a la Norma E.030. Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).	28
Figura 10: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida). (Braja, 2012).	29
Figura 11: $K_h = 0.236$ y $k_v = 0.118$, para la zona 3, obtenidos a partir del Software Loadcap en su versión 2018.	64
Figura 12: $k_h = 0.169$ y $k_v = 0.085$, para la zona 2, obtenidos a partir del Software Loadcap en su versión 2018.	64
Figura 13: Promedio de precipitación y temperatura del Distrito de Cajamarca. (SENAMHI, 2022).	65

LISTA DE FOTOS

	Págs.
Foto 01: Estratos de calizas y lutitas de la Formación Pariatambo en la progresiva km 05 + 100. Coordenadas: E 786138, N 9214861.....	38
Foto 02: Estratificación de calizas del Grupo Pullucana en la progresiva km 04 + 850. Coordenadas: E 785939, N 9214703.....	38
Foto 03: Estratificación de rocas calizas nodulares y lutitas amarillentas de la Formación Quilquiñán en la progresiva km 05 + 890. Coordenadas: E 786771, N 9215227.....	39
Foto 04: Calizas mudstone y lutitas amarillentas de la Formación Cajamarca en la progresiva km 07 + 020. Coordenadas: E 787201, N 9216140.....	40
Foto 05: Limolitas y calizas, con estratificación delgada pertenecientes a la Formación Celendín en la progresiva km 07 + 345. Coordenadas: E 787253, N 9216428.....	40
Foto 06: Depósitos volcánicos de la facie San José 1 en la progresiva km 08 + 830. Coordenadas: E 787396, N 9216796.....	41
Foto 07: Depósitos volcánicos de color gris blanquecino de la facie San José 2 en la progresiva km 09 + 580. Coordenadas E 787404, N 9217221.....	42
Foto 08: Depósitos volcánicos de la facie San José 3 en la progresiva km 13 + 180. Coordenadas E 787424, N 9219546.....	43
Foto 09: Depósito coluvio – aluvial constituido por fragmentos angulares heterométricos en una matriz de limos y arcillas en la progresiva km 05 + 960. Coordenadas: E 786821, N 9215279.....	44
Foto 10: Depósito del tipo aluvial constituido principalmente por lentes de gravas en una matriz de limos y arcilla en la progresiva km 07 + 170. Coordenadas: E 787263, N 9216263.....	45
Foto 11: Depósitos fluviales dispuestos horizontalmente constituidos principalmente por grava y arena en la progresiva km 01 + 040. Coordenadas: E 783284, N 9212997.....	45
Foto 12: Plegamientos de anticlinal en estratos de la Formación Yumagual en la progresiva km 04 + 850. Coordenadas: E 785949, N9214714.....	46
Foto 13: Plegamiento de sinclinal del flanco derecho en calizas de la Formación Celendín en la Progresiva km 07 + 650. Coordenadas: E 787408, N 9216584.....	47

	Págs.
Foto 14: Presencia de familia de discontinuidades en calizas de la Formación Cajamarca en la progresiva km 07 + 020. Coordenadas: E 787204, N 9216137. .47	.47
Foto 15: Planicie con pendiente aproximada de 4%, en depósitos fluviales al margen del Río Chonta en la progresiva km 04 + 800. Coordenadas: E 785916, N 9214673.48	48
Foto 16: Lomada con pendiente aproximada de 15 a 20% en la facie volcánica San José 2, en la progresiva km 09 + 480. Coordenadas. E 787400, N 9217119..49	.49
Foto 17: Ladera con pendiente aproximada del 40%. Se encuentra en la progresiva km 06 + 080. Coordenadas: E 786890, N 9215359.50	50
Foto 18: Escarpa con pendiente aproximada de 70% en la Formación Cajamarca, progresiva km 07 + 045. Coordenadas: E 787186, N 9216172.....50	50
Foto 19: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 01.....68	68
Foto 20: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 02.75	75
Foto 21: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 03.82	82
Foto 22: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 04.89	89
Foto 23: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 05.96	96
Foto 24: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 06.103	103

LISTA DE ABREVIATURAS

SUCS	: Sistema unificado de clasificación de suelos
SPT	: Ensayo de penetración estándar
CBR	: Ensayo de relación de soporte de california
FS	: Factor de seguridad
ASTM	: Sociedad americana para pruebas y materiales
MTC	: Ministerio de transportes y comunicaciones
L.L	: Límite líquido
L.P	: Límite plástico
I.P	: Índice plástico
Cu	: Coeficiente de uniformidad
Cc	: Coeficiente de curvatura
G	: Grava
S	: Arena
M	: Limo
C	: Arcilla
O	: Orgánico
Pt	: Turba
IG	: Índice de grupo
EA	: Equivalente de arena
ρ_m	: Densidad húmeda del espécimen compactado
M_t	: Masa del espécimen húmedo y molde
M_{md}	: Masa del molde de compactación
ρ_d	: Densidad seca del espécimen compactado
W	: Contenido de agua
HN	: Humedad natural
M. D. S	: Máxima densidad seca
O.C.H	: Óptimo contenido de humedad
C. P.	: Centro Poblado

RESÚMEN

La investigación se realizó en la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo en el tramo km 00 + 000 al km 18 + 420, ubicada al noreste de la ciudad de Cajamarca. La geología está constituida por una secuencia de rocas carbonatadas pertenecientes al Cretácico inferior y superior, por depósitos del volcánico Huambos y sedimentos cuaternarios de origen coluvio - aluvial, aluvial y fluvial. Para el estudio de la inestabilidad geotécnica del terreno de fundación de la carretera, se obtuvo un total de 106 muestras a partir de 89 calicatas las cuales fueron analizadas en laboratorio de mecánica de suelos. Se realizaron ensayos a suelos granulares proyectadas como canteras de agregados, definiendo la Cantera Mostrito, como fuente de agregados para terraplén, la Cantera Laurel – Mostrito (40%-60%) para sub base granular y la Cantera Bazán para base granular. Finalmente, con la aplicación del Software GEO 5, se obtuvieron los parámetros geotécnicos para determinar la capacidad portante y asentamientos en seis puntos críticos. Los puntos críticos 01, 02 y 03, constituyen suelos con capacidad de soporte satisfactorios en estado natural ($FS > 3$). Los puntos críticos 04, 05 y 06, constituyen suelos con capacidad de soporte no satisfactorios ($FS < 3$) en estado de saturación total, sismicidad máxima y presencia de sobrecargas. Los puntos críticos 01, 03 y 04, presentan asentamientos tolerables (< 25 mm). Los puntos críticos 02 y 06 presentan asentamientos no tolerables en condiciones de saturación total y bajo la influencia de sobrecargas, el punto crítico 05, constituyen los suelos con mayores asentamientos (> 25 mm) en estado natural, saturación total, sismicidad máxima y presencia de sobrecargas.

Palabras Claves: Inestabilidad Geotécnica, Terreno de Fundación, Calicatas, Capacidad Portante, Asentamientos, Factor de Seguridad.

ABSTRACT

The professional thesis was carried out on the C.P. Otuzco - C.P. Combayo in the section km 00 + 000 to km 18 + 420, located northeast of the city of Cajamarca. The geology is made up of a sequence of calcareous rocks belonging to the Lower and Upper Cretaceous, followed by volcanic deposits from the Calipuy Group and Quaternary sediments of colluvio-alluvial, alluvial and fluvial origin. For the study of the geotechnical instability of the foundation ground of the highway, a total of 106 samples were obtained from 89 test pits, which were analyzed in the soil mechanics laboratory. In addition, tests were carried out on granular soils designed as aggregate quarries, defining the Mostrito Quarry as a source of aggregates for embankment, the Laurel – Mostrito Quarry (40%-60%) for granular sub-base and the Bazán Quarry for granular base. Finally, with the application of the GEO 5 Software, the geotechnical parameters were obtained to determine the bearing capacity and settlements in six critical points. Critical points 01, 02 and 03 constitute soils with satisfactory bearing capacity in their natural state ($FS > 3$). Critical points 04, 05 and 06 constitute soils with unsatisfactory bearing capacity ($FS < 3$) in a state of total saturation, maximum seismicity and presence of overloads. The critical points 01, 03 and 04, present tolerable settlements (< 25 mm). The critical points 02 and 06 present settlements that are not tolerable in conditions of total saturation and under the influence of overloads, the critical point 05, constitute the soils with the highest settlements (> 25 mm) in their natural state, total saturation, maximum seismicity and the presence of overloads.

Keywords: Geotechnical instability, Foundation Ground, test pits, Portant capacity, settlements, Security factor.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En los últimos años la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo ha aumentado su demanda de transitabilidad vehicular a tal punto que en la actualidad se encuentra en mal estado debido a que no se han realizado los trabajos de mantenimiento correspondientes. Partiendo de esta necesidad, se da inicio a la ejecución del proyecto “Mejoramiento de la transitabilidad vehicular de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo, Provincia de Cajamarca - Cajamarca”, obra en construcción a nivel de asfalto.

La zona de investigación está ubicada entre las progresivas km 00 + 000 al km 18 + 420, de la carretera mencionada, cimentada sobre rocas carbonatadas, depósitos volcánicos y generalmente, sobre depósitos cuaternarios de origen coluvio - aluvial, aluvial y fluvial, compuesto por bloques, gravas, arenas, limos y arcillas; observándose asentamientos y expansión en zonas con predominancia de suelos finos. Bajo esta premisa; nos formulamos la siguiente pregunta: ¿Cuál es la inestabilidad geotécnica por asentamientos y expansión del terreno de fundación de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo y cuáles son las canteras de agregados seleccionadas para su construcción de asfaltado? Llegando a inducir que; la inestabilidad geotécnica por expansión y asentamientos del terreno de fundación de la carretera en estudio es originada por factores detonantes como la precipitación, infiltración, sobrecargas y la sismicidad; generando asentamientos y pérdida de resistencia de la capacidad portante de los suelos finos presentes. Además, realizando el estudio de canteras de agregados mediante las especificaciones técnicas de construcción se definen correctamente las fuentes de agregados para relleno de terraplén, sub base y base granular.

En la ejecución del proyecto existen sectores vulnerables por observarse la presencia de depósitos volcánicos y cuaternarios, constituyendo suelos inestables y críticos. Estos suelos por presentar asentamientos y variaciones volumétricas no garantizan un adecuado comportamiento geotécnico del terreno de fundación para sustentar el paquete estructural del pavimento flexible. Con la presente investigación se determinan las propiedades físicas y mecánicas de geo materiales presentes en el terreno de fundación a fin de determinar su

inestabilidad. Además, se realizan estudios en áreas proyectadas como canteras mediante calicatas de muestreo, realizando ensayos en laboratorio de mecánica de suelos. Los resultados obtenidos en esta investigación brindarán información de calidad para la ingeniería de detalle del diseño estructural del pavimento flexible para su construcción. Además, servirá de modelo metodológico para la aplicación en obras similares de infraestructura vial y de soporte para la comunidad investigadora en general, siendo esta investigación de tipo correlacional y explicativo con diseño documental y de campo.

Se cumplió con el objetivo general: analizar la inestabilidad geotécnica por asentamientos y expansión del terreno de fundación de la carretera en estudio y definir canteras de agregados para su construcción asfáltica, y con los objetivos específicos tales como: realizar el cartografiado de las unidades geológicas y estructurales que conforman el terreno de fundación de la carretera en estudio, obtener muestras mediante calicatas en los puntos de control de la plataforma de la carretera, obtener los parámetros físicos, mecánicos y realizar clasificación de suelos SUCS – AASTHO de las muestras extraídas mediante ensayos de laboratorio, con las muestras extraídas determinar los parámetros geotécnicos de asentamiento y expansión para realizar la zonificación geotécnica para aplicar mejoramiento y finalmente, calcular los parámetros geotécnicos de suelos en canteras mediante ensayos de laboratorio para definir agregados de relleno estructural, sub base y base granular. Cabe mencionar, que existieron algunas limitaciones como la falta de equipos para ensayos in situ como el SPT y ensayos triaxiales.

El proyecto de investigación cuenta con los siguientes capítulos: en el capítulo I presentamos una introducción del tema a investigar. En el capítulo II, los antecedentes, así como principales conceptos, teorías empleadas y definición de términos básicos. En el capítulo III describimos los materiales y métodos, definimos a detalle la ubicación geográfica donde se desarrolló la investigación, procedimientos, técnicas e instrumentos utilizados para la recolección y procesamiento de datos, en el capítulo IV se describe y explica los resultados obtenidos, y finalmente; en el capítulo V, se presentan las conclusiones y recomendaciones a las cuales se llegó con el desarrollo de la investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

Maron (2015), en su tesis: Evaluación geológica y geotécnica de la carretera Llache – Cala Cala - progresivas 00+00 al 17+640 – Pedro Vilcapaza – San Antonio de Putina, identifica las condiciones geológicas y geotécnicas de la carretera Llache – Cala Cala y las propiedades físico - mecánicas que tienen los materiales de canteras para realizar su construcción, llegando a sectorizar los suelos de fundación en suelos finos(arcillas y limos) y granulares (arenas y gravas) según la clasificación SUCS y AASHTO, además identificando diferentes canteras según sus especificaciones de materiales para uso como ligantes en afirmados mezclados con materiales granulares.

Mamani (2018), Evaluación geológica y geotécnica de la red vial departamental ruta -103 tramo de construcción del km 56+850 al 75+860, Provincia de Mariscal Nieto y General Sánchez Cerro, Región Moquegua, teniendo en cuenta las características geológicas y geotécnicas del terreno de fundación de la carretera concluye que el material presente es apropiado debido a que la capacidad de soporte CBR promedio es de 30.04% y el lugar más crítico para la construcción de la carretera se ubica en el sector del Cerro Pucará (km 62+200 al 63+900), caracterizado por tener formaciones rocosas de talud vertical con un valor de RMR de 38 y 44..

Quispe (2016), en su tesis: Evaluación geológica - geotécnica para el proceso constructivo de la avenida Jallihuaya - Puno” realiza exploraciones geológicas y geotécnicas mediante calicatas para su análisis en laboratorio de mecánica de suelos, llegando a concluir que los suelos existentes desde el km 00+000 al km 1+750 son inestables por presentar un CBR del 4 - 6 % por tratarse de suelos arcillosos muy expansivos y saturados.

Piérola (2017), en su tesis: Optimización del plan de minado de cantera de caliza la Unión Distrito de Baños del Inca - Cajamarca 2015, evalúa las características geomecánicas del yacimiento, reservas minerales y el ciclo de operaciones unitarias de perforación, voladura, carguío y transporte en dicha cantera, llegando a concluir que el macizo rocoso de calizas presenta un RMR 57 y una potencia del estrato de 4.00 m a 5.00 m aproximadamente.

Valdera (2019), en su tesis: Evaluación geomecánica-geotécnica de la carretera el Tayal - Santa Isolina Bajo, Provincia de Chota - Cajamarca 2017, determina los factores de seguridad con la finalidad de delimitar las zonas críticas de los taludes, llegando a concluir que en estado de Saturación Total existe inestabilidad en los Taludes Críticos: 01, 02 y 04 con $FS < 1$. En estado de Saturación Parcial existe estabilidad relativa en los Taludes Críticos: 01 y 04. En estado de Sismicidad Máxima, se evidencia estabilidad relativa en los Taludes Críticos: 01 y 05 con FS entre 1 y 1.3.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Modelo Geológico

(González de Vallejo, 2004) menciona que el modelo geológico representa la distribución espacial de los materiales geológicos y su disposición en el medio natural, definidos mediante las estructuras tectónicas, geomorfología y estratigrafía; entre otros, presentes en el área de estudio y su entorno de influencia.

2.2.2. Modelo Geotécnico

Modelo que permiten a los ingenieros identificar los principales problemas geotécnicos y estimar de manera más realista las propiedades del suelo. Muy útil para la planificación de la investigación preliminar del sitio para la construcción de obras civiles.

Según (Perez, 2020) la geotecnia vial estudia las propiedades físicas de los suelos y su comportamiento ante los diferentes tipos de esfuerzos. Es una ciencia muy útil en Ingeniería Civil (puentes, carreteras, edificios, etc.) y otras ingenierías afines.

2.2.3. Estudio geotécnico para carreteras

(MTC, 2014) menciona que todo estudio geotécnico en carreteras debe iniciarse con un reconocimiento detallado del terreno con el objetivo de contar con antecedentes previos antes de programar la exploración. En esta etapa, mediante la observación de cortes naturales y artificiales será posible definir las principales unidades o estratos de suelos superficiales, delimitando zonas en las cuales los suelos presentan características similares e identificando áreas inestables o poco recomendables para emplazar la carretera. Tales áreas pueden comprender zonas de deslizamiento activo, laderas rocosas con fracturamiento, zonas pantanosas difíciles de drenar, etc. Este reconocimiento se puede efectuar por vía terrestre o por vía aérea dependiendo la transitabilidad del terreno.

2.2.4. Componentes estructurales del pavimento flexible

(Portada, 2020) señala que el paquete estructural o estructura del pavimento flexible está constituida por varias capas sucesivas sobre la porción del terreno de fundación en corte o relleno que ha sido nivelada, perfilada y compactada para soportar a la estructura del pavimento. Estas capas de suelos se conocen como terreno de fundación (nivel de subrasante), Sub base, Base y carpeta asfáltica o superficie de Rodadura (nivel de rasante).

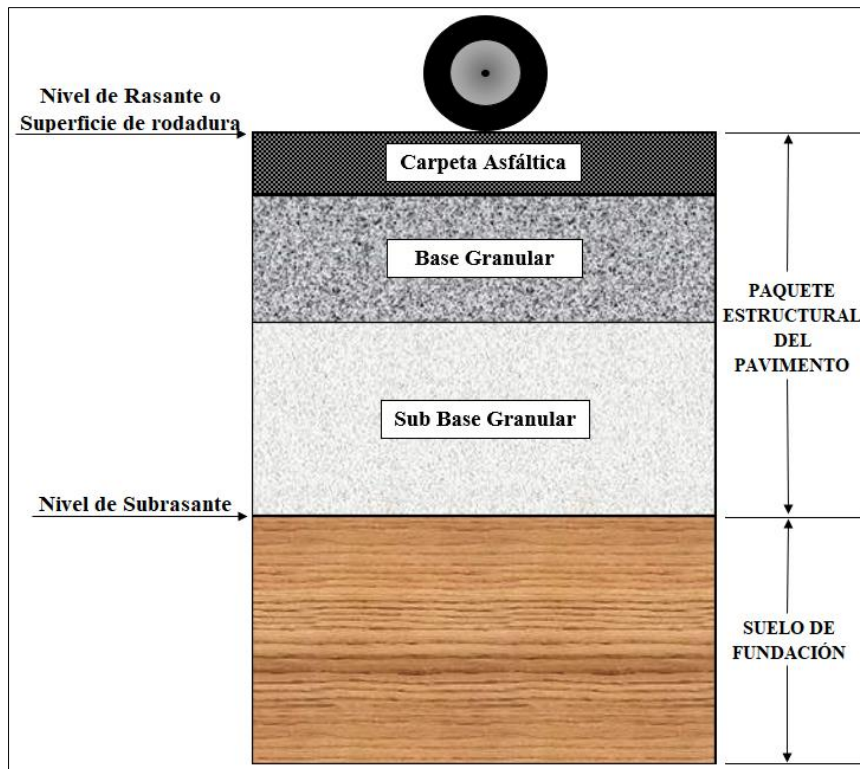


Figura 01: Componentes del paquete estructural del pavimento flexible.

2.2.4.1. Terreno de fundación

Se denomina terreno de fundación a la capa de suelo que servirá de soporte para el paquete estructural o estructura del pavimento.

La caracterización del terreno de fundación sigue una metodología que comprende básicamente una investigación de campo a lo largo de la vía mediante la ejecución de calicatas, con obtención de muestras representativas en números y cantidades suficientes para posterior análisis mediante los ensayos de laboratorio descritos en la tabla 2.

Esta metodología se lleva a cabo mediante la aplicación de la norma T 86 - 90 equivalente a la norma ASTM D420 - 69. En la presente investigación se aplicará el procedimiento

establecido en las normas MTC E 101, MTC E 103 y MTC E 104, descritos en el manual de ensayo de materiales, edición 2016 del MTC.

2.2.4.2. Sub base granular

Se define como sub base granular a la capa de material granular que se coloca sobre la subrasante o sobre el terreno de fundación para formar la capa de apoyo para la base de pavimentos asfálticos y losas de concreto hidráulico. Los materiales para este fin generalmente serán áridos naturales procedentes del chancado de roca de cantera o grava natural, escorias, suelos seleccionados o materiales locales exentos de arcilla, marga y otras materias extraídas. (MTC, 2014).

La selección del material granular para la capa de sub base granular deberá cumplir los requisitos mínimos de calidad establecidos en las tablas 6 y 7.

2.2.4.3. Base granular

Es una capa de material selecto y procesado que se coloca entre la parte superior de una sub base o de la subrasante. Esta capa puede ser también de mezcla asfáltica o con tratamientos según diseños. La base granular de la estructura del pavimento flexible recibe la mayor parte de los esfuerzos dinámicos externos producidos por los vehículos. De igual manera, la selección de material para este fin debe cumplir los requisitos de calidad establecidos en las tablas 6, 9 y 10. (MTC, 2014).

2.2.4.4. Carpeta asfáltica

La carpeta asfáltica de un pavimento flexible es una capa constituida por materiales bituminosos como aglomerantes, agregados y, de ser el caso, aditivos. Principalmente se considera como capa de rodadura asfáltica a: mortero asfáltico, tratamiento superficial bicapa, micro pavimentos, macadam asfáltico, mezclas asfálticas en frío y mezclas asfálticas en caliente. (MTC, 2016).

2.2.5. Exploración geotécnica del terreno de fundación para carreteras

Según (MTC, 2014), el programa de exploración geotécnica del terreno de fundación se inicia con la ejecución de calicatas a una profundidad de 1.50 metros aproximadamente a partir del nivel de subrasante, cuyo espaciamiento dependerá fundamentalmente de las características de los materiales subyacentes en el trazo de la vía, generalmente están espaciados 250 metros.

Tabla 01: Categorización de la Sub rasante de acuerdo al valor de CBR.

CATEGORÍA DE SUBRASANTE	CBR
So: Subrasante Inadecuada	CBR < 3%
S1: Subrasante Insuficiente	3% ≤ CBR < 6%
S2: Subrasante Regular	6% ≤ CBR < 10%
S3: Subrasante Buena	10% ≤ CBR < 20%
S4: Subrasante Muy Buena	20% ≤ CBR < 30%
S5: Subrasante Excelente	30% ≤ CBR

Fuente: MTC (2014).

De las calicatas realizadas, de cada estrato; se obtiene muestras representativas en número y cantidades suficientes de suelos o de roca.

Con las muestras obtenidas se efectúan ensayos en laboratorio y con los datos obtenidos se da inicio a la fase de gabinete para consignar en forma gráfica y escrita los resultados obtenidos, asimismo, se determina un perfil estratigráfico de los suelos debidamente acotado en un espesor no menor de 1.50 m teniendo como nivel superior la línea sub rasante del diseño geométrico vial y debajo de ella, espesores y tipos de suelos del terraplén y los del terreno natural con indicación de sus propiedades, características y parámetros básicos para el diseño del pavimento flexible. Durante la exploración de campo mediante calicatas se lleva a cabo la anotación de espesor de cada uno de los estratos del subsuelo, sus características de gradación y el estado de compacidad en un registro como el que se observa en la figura 2. (MTC, 2014).









GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS					
PERFIL ESTRATIGRAFICO MTC E 101					
OBRA				INFORME	
TRAMO				TEC. LABORATORIO	
CANTERA				ING. RESPONSABLE	
PARTIDA				FECHA	
PROGRESIVA				CERTIFICADO	
DATOS DE LA MUESTRA					
CALICATA				CARRIL	
UBICACION				LADO	
COORDENADAS				PROFUNDIDAD	
PERFIL ESTRATIGRAFICO					
Prof.(m)		Muestra	Simb.	Descripción	Clasif. Suces/Ashto
Desde	Hasta				
					
					
					
					
					
					
					
					
Obs. _____					

Figura 02: Formato para descripción de muestras en campo.

2.2.6. Estudio de mecánica de suelos para carreteras

La mecánica de suelos aplica las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre, esta ciencia fue fundada por Karl Von Terzaghi a partir de 1925. (Maron, 2015).

Los procedimientos para muestreo y ejecución de ensayos de laboratorio se rigen según el Manual de Ensayo de Materiales, Edición mayo 2016 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, tomando como referencia la normatividad de las instituciones técnicas reconocidas internacionalmente, tales como AASHTO, ASTM, entre otras.

2.2.6.1. Ensayos para evaluación del terreno de fundación

Para evaluar el terreno de fundación de la vía existente en estado natural se utilizan los siguientes ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a muestras extraídas mediante calicatas, según los puntos de control definidos.

Tabla 02: Ensayos de laboratorio requeridos para evaluar el terreno de fundación de la vía.

ENSAYOS DE SUELOS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN
Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422, MTC E 107
Contenido de humedad ASTM D – 2216, MTC E 108
Límite Líquido ASTM D – 4318, MTC E 110
Límite Plástico ASTM D – 4318, MTC E 111
Clasificación de Suelos SUCS ASTM D – 2487
Clasificación de suelos AASHTO M – 145, ASTM D - 3282
Proctor Modificado ASTM D – 1557, MTC E 115
California Bearing Ratio ASTM D – 1883, MTC E 132

Fuente: MTC (2014).

Según (MTC, 2014) en el manual de carreteras, sección suelos y pavimentos; menciona que los últimos 0.60 m del terreno de fundación, justo debajo del nivel de la subrasante tenga un $CBR \geq 6\%$. Si no se presenta esta condición estamos frente a suelos blandos, con materia orgánica o suelos expansivos susceptibles de presentar asentamientos, categorizando una subrasante insuficiente e inadecuada como se menciona en la tabla 01. En este caso se procede a realizar un mejoramiento del terreno de fundación a nivel de subrasante por reemplazo o combinación de suelos a una profundidad necesaria según sea la naturaleza de los mismos hasta alcanzar una subrasante regular a buena o de mejor calidad.

2.2.6.2. Evaluación de agregados para terraplén

Los agregados de canteras para fines de uso como relleno estructural o terraplén se evalúan mediante los ensayos indicados en la siguiente tabla.

Tabla 03: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para terraplén o relleno estructural.

ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGREGADOS PARA TERRAPLÉN
Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422, MTC E 107
Contenido de humedad ASTM D – 2216, MTC E 108
Límite Líquido ASTM D – 4318, MTC E 110.
Límite Plástico ASTM D – 4318, MTC E 111
Materia orgánica en suelos MTC E 118
Clasificación de Suelos SUCS ASTM D – 2487
Clasificación de suelos AASHTO M – 145, ASTM D - 3282
Proctor Modificado ASTM D – 1557, MTC E 115
California Bearing Ratio CBR ASTM D – 1883, MTC E 132
Ensayo de Abrasión Los Ángeles ASTM C – 131, MTC E 207
Peso específico y absorción de agregados gruesos MTC E 206

Fuente: MTC (2014).

Especificaciones técnicas de agregados para terraplenes

Los geo materiales que se emplean en la construcción de terraplenes provienen de las excavaciones de la explanación, de préstamos laterales o de fuentes aprobados (canteras); éstos deben estar libres de sustancias deletéreas, de materia orgánica o raíces, entre otros elementos perjudiciales. (MTC, 2013).

Los agregados que se emplean en la construcción de terraplenes deben cumplir los requisitos establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 04: Especificaciones técnicas de los agregados para terraplén o relleno estructural.

CONDICIÓN	PARTES DEL TERRAPLÉN		
	BASE	CUERPO	CORONA
Tamaño máximo (cm)	15	10	7.5
% Máximo de fragmentos de roca > 7.62 cm	30	20	-
Índice de plástico (%)	< 11	< 11	< 10
Ensayo de Abrasión Los Ángeles ASTM C – 131, MTC E 207		60% máx.	
Materia orgánica en suelos MTC E 118		1% máx.	
Tipo de Material	A - 1 - a, A - 1 - b, A - 2 - 4, A - 2 - 6 y A - 3		

Fuente: MTC (2013).

2.2.6.3. Evaluación de agregados para sub base granular

Los agregados de canteras para fines de uso como sub base granular, se evalúan mediante los ensayos indicados en la siguiente tabla.

Tabla 05: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para sub base granular.

ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGREGADOS PARA SUB BASE GRANULAR
Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422, MTC E 107
Contenido de humedad ASTM D – 2216, MTC E 108
Límite Líquido ASTM D – 4318, MTC E 110
Límite Plástico ASTM D – 4318, MTC E 111
Clasificación de Suelos SUCS ASTM D – 2487
Clasificación de suelos AASHTO M – 145, ASTM D - 3282
Materia orgánica en suelos MTC E 118
Ensayo de Abrasión Los Ángeles ASTM C – 131, MTC E 207
Equivalente de Arena ASTM D – 2419, MTC E 114
Proctor Modificado ASTM D – 1557, MTC E 115
California Bearing Ratio CBR ASTM D – 1883, MTC E 132
Peso específico y absorción de agregados gruesos MTC E 206
Partículas Chatas y Alargadas ASTM D 4791, MTC E 223
Partículas Fracturadas ASTM D – 5821, MTC E 210
Contenido de Sales Solubles Totales MTC E 219

Fuente: MTC (2014).

Especificaciones técnicas de agregados para sub base granular

Los geo materiales aprobados son provenientes de canteras u otras fuentes, incluye el suministro, transporte, colocación y compactación del material de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones indicados en los planos del proyecto y aprobados por el supervisor. (MTC, 2013).

La gradación de los geo materiales para sub base granular deben ajustarse a una de las franjas granulométricas indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 06: Gradaciones establecidas para sub base granular.

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	-	-
25 mm (1")	-	75 - 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
4.75 mm (N.º 4)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
2.0 mm (N.º 10)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70
425 µm (N.º 40)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
75 µm (N.º 200)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15

Fuente: MTC (2013).

La gradación “A” deberá emplearse en zonas cuya altitud es igual o superior a 3000 m.s.n.m.

Además, deben cumplir las especificaciones técnicas de calidad establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 07: Especificaciones técnicas de los agregados para sub base granular.

ENSAYO	NORMA MTC	NORMA ASTM	NORMA AASHTO	REQUERIMIENTO	
				< 3000 msnm	> 3000 msnm
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx.	50 % máx.
CBR	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín.	40 % mín.
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx.	25% máx.
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 90	6% máx.	4% máx.
Materia orgánica en suelos	MTC E 118	-	T 267	1% máx.	1% máx.
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25 % mín.	35% mín.
Sales Solubles	MTC E 219	-	-	1% máx.	1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas	-	D 4791	-	20 % máx.	20 % máx.

Fuente: MTC (2013).

El CBR referido al 100% de la Máxima Densidad Seca y una penetración de carga de 0.1” (2.5 mm).

2.2.6.4. Evaluación de agregados para base granular

Los agregados utilizados como base granular pueden ser obtenidos de forma natural o procesados, con inclusión o no, de algún tipo de estabilizador o ligante, se colocan sobre una sub base granular o en algunos casos, sobre afirmado o subrasante. (MTC, 2013).

Los agregados de canteras para fines de uso como base granular se evalúan mediante los ensayos indicados en la siguiente tabla.

Tabla 08: Ensayos de laboratorio requeridos en agregados para base granular.

ENSAYOS DE LABORATORIO DE AGREGADOS PARA BASE GRANULAR
Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422, MTC E 107
Contenido de humedad ASTM D – 2216, MTC E 108
Límite Líquido ASTM D – 4318, MTC E 110
Límite Plástico ASTM D – 4318, MTC E 111
Clasificación de Suelos SUCS ASTM D – 2487
Clasificación de suelos AASHTO M – 145, ASTM D - 3282
Materia orgánica en suelos MTC E 118
Ensayo de Abrasión Los Ángeles ASTM C – 131, MTC E 207
Equivalente de Arena ASTM D – 2419, MTC E 114
Proctor Modificado ASTM D – 1557, MTC E 115
California Bearing Ratio CBR ASTM D – 1883, MTC E 132
Peso específico y absorción de agregados gruesos MTC E 206
Partículas Chatas y Alargadas ASTM D 4791, MTC E 223
Partículas Fracturadas ASTM D – 5821, MTC E 210
Contenido de Sales Solubles Totales MTC E 219
Durabilidad al sulfato de magnesio ASTM C - 88, MTC E 209

Fuente: MTC (2014).

Especificaciones técnicas de agregados para base granular

Según (MTC, 2013) la composición final de los agregados presentará una granulometría continua, bien graduada y según los requerimientos de una de las franjas granulométricas que se indican en la tabla 6.

Para las zonas con altitud iguales o mayores a 3000 m.s.n.m. Se debe seleccionar la gradación A, además, presentar las características físico - mecánicas que se indican en la siguiente tabla. (MTC, 2013).

Tabla 09: Valor del CBR, referido al 100% de la máxima densidad seca y una penetración de carga de 0.1".

Valor Relativo de Soporte, CBR	Tráfico en ejes equivalentes (<math><10^6</math>)	Mín. 80%
	Tráfico en ejes equivalentes (>math>\geq 10^6</math>)	Mín. 100%

Fuente: MTC (2013).

Los agregados empleados como base granular deben cumplir las especificaciones técnicas de calidad, establecidos en la siguiente tabla.

Tabla 10: Especificaciones técnicas de los agregados para base granular.

ENSAYO	NORMA MTC	NORMA ASTM	NORMA AASHTO	REQUERIMIENTO	
				< 3000 msnm	> 3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821	-	80 % mín.	80 % mín.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821	-	40 % mín.	50 % mín.
Abrasión los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx.	40% máx.
Partículas chatas y alargadas	MTC E 223	D 4791	-	15% máx.	15% máx.
Sales solubles totales	MTC E 219	D 1888	-	0.5% máx.	0.5% máx.
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	-	18% máx.
Índice plástico	MTC E 111	D 4318	T 90	4% máx.	2% mín.
Materia orgánica en suelos	MTC E 118		T 267	1% máx.	1% máx.
Equivalente de arena	MTC E 114	D 2419	T 176	35% mín.	45% mín.

Fuente: MTC (2013).

2.2.7. Descripción de los ensayos realizados

2.2.7.1. Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107

El análisis granulométrico de un suelo tiene por finalidad determinar la proporción de sus diferentes elementos constituyentes, clasificados en función de su tamaño mediante el tamizado según especificaciones técnicas de (MTC, 2016) ensayo MTC E 107. (MTC, 2014).

Tabla 11: Clasificación de suelos de acuerdo al tamaño de partículas.

TIPOLOGÍA		DIMENSIONES (mm)
BLOQUES	Bolonería	> 75.000
	Gruesas	19.000 - 75.000
GRAVAS	Finas	4.750 - 19.000
	Gruesas	2.000 - 4.750
ARENAS	Medias	0.425 - 2.000
	Finas	0.075 - 0.425
FINOS	Limos	0.002 - 0.075
	Arcillas	< 0.002

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS (2001).

Coefficiente de Uniformidad (C_u): Es la relación entre el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 60% del material y el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa el 10% del material. (González de Vallejo, 2004).

El C_u está definido por la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coefficiente de Curvatura (C_c): Mide la curvatura de la curva granulométrica. Cuando el coeficiente está dentro del rango 1 y 3 los suelos se consideran bien gradados, cuando el coeficiente está por fuera del rango, la curva granulométrica tiene saltos o cambios fuertes de pendiente, lo que indica que hay ciertos valores de diámetro que predomina frente a otros. (González de Vallejo, 2014).

Está definido por la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde:

C_u = Coeficiente de uniformidad

C_c = Coeficiente de curvatura

D_{10} = Diámetro para el cual el 10% de las partículas son más finas.

D_{30} = Diámetro para el cual el 30% de las partículas son más finas.

D_{60} = Diámetro para el cual el 60% de las partículas son más finas.

2.2.7.2. Contenido de humedad ASTM D – 2216, MTC E - 108

La humedad natural permite comparar con la humedad óptima que se obtiene del ensayo del próctor para obtener el CBR del suelo. Si la humedad natural resulta igual o inferior a la humedad óptima, se realizará la compactación normal del suelo realizando el aporte de la cantidad conveniente de agua. Si la humedad natural es superior a la humedad óptima y según la saturación del suelo, se propondrá, aumentar la energía de compactación, airear el suelo o reemplazar el material saturado. (MTC, 2014).

2.2.7.3. Plasticidad

Los límites de Atterberg establecen cuán sensible es el comportamiento de un suelo en relación con su contenido de humedad (agua), definiéndose los límites correspondientes a los tres estados de consistencia según su humedad y de acuerdo a ello puede presentarse un suelo: líquido, plástico o sólido. Estos límites de Atterberg que miden la cohesión del suelo

son: el límite líquido (LL, según ensayo MTC E 110), el límite plástico (LP, según ensayo MTC E 111) y el límite de contracción (LC, según ensayo MTC E 112).

Límite Líquido (LL)

Es el contenido de agua expresado en porcentaje respecto al peso del suelo seco que delimita la transición entre el estado líquido y plástico de un suelo.

Límite Plástico (LP)

Es el contenido de agua expresado en porcentaje respecto al peso del suelo seco que delimita la transición entre el estado plástico y semisólido de una muestra de suelo.

Límite de Contracción (retracción)

Es el contenido de agua expresado en porcentaje respecto al peso del suelo seco que delimita la transición entre el estado semisólido y sólido de una muestra de suelo.

Índice Plástico (IP)

Según (MTC, 2014) el índice plástico indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica y permite clasificar bastante bien un suelo. Un IP alto corresponde a un suelo muy arcilloso; por el contrario, un IP pequeño es característico de un suelo poco arcilloso. En tal sentido, el suelo en relación a su índice de plasticidad puede clasificarse según lo siguiente:

Tabla 12: Clasificación de Suelos según el Índice Plástico.

ÍNDICE PLASTICOS (IP)	PLASTICIDAD	CARACTERÍSTICA
IP > 20	Alta	Suelos muy arcillosos
7 < IP ≤ 20	Media	Suelos arcillosos
IP ≤ 7	Baja	Suelos poco arcillosos
IP = 0	No Plástico (NP)	Suelos exentos de arcilla

Fuente: MTC (2014).

2.2.7.4. Clasificación de suelos según SUCS ASTM D – 2487

Una vez determinadas las características de los suelos a través del conocimiento de la granulometría, plasticidad, índice de grupo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura por medio de los ensayos anteriormente descritos, se puede clasificar los suelos mediante los sistemas de clasificación más difundidos como son el ASTM (SUCS) y AASHTO M - 145.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) lo propuso originalmente Casagrande en 1942. En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico. (Braja, 2012).

Tabla 13: Prefijos y sufijos de tipos de suelos según SUCS.

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUB GRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien Graduado	W
Arena	S	Mal Graduado	P
Limo	M	Alta Plasticidad	H
Arcilla	C	Baja Plasticidad	L
Orgánico	O	-	-
Turba	Pt	-	-

Fuente: Braja (2012).

Para la correcta determinación de los prefijos y sufijos al momento de clasificar un suelo, en primer lugar; se deben definir los tipos de finos que presentan en función del índice plástico y límite líquido que presentan según la siguiente figura.

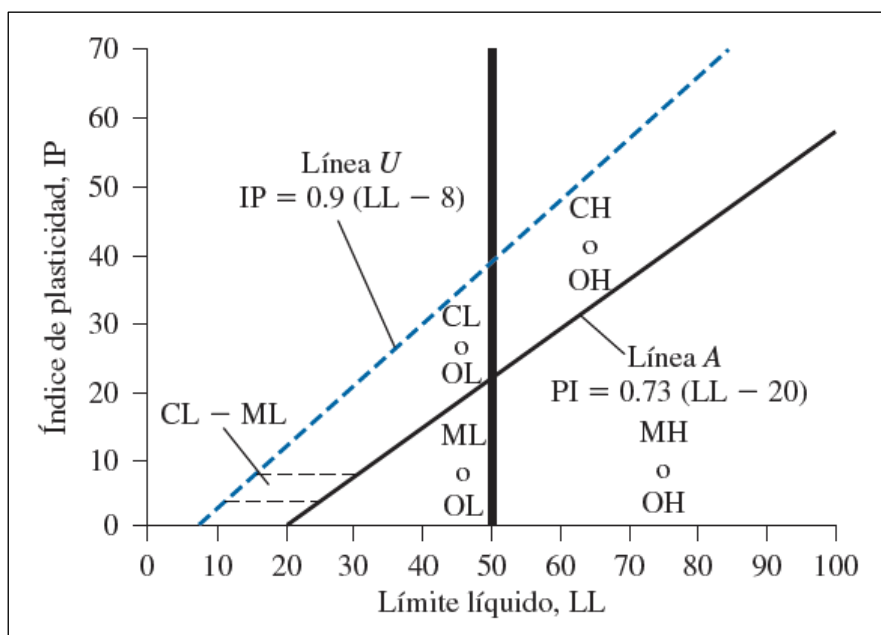


Figura 03: Clasificación de suelos finos en función de su plasticidad. (Braja, 2012).

Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio ^a				Clasificación del suelo	
				Símbolo de grupo	Nombre de grupo ^b
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Grava bien graduada ^f
		Menos de 5% finos ^c	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^e$	GP	Grava mal graduada ^f
		Gravas con finos Más de 12% finos ^c	Los finos se clasifican como ML o MH Los finos se clasifican como CL o CH	GM GC	Grava limosa ^{f, g, h} Grava arcillosa ^{f, g, h}
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Arena bien graduada ⁱ
		Menos de 5% finos ^d	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^e$	SP	Arena mal graduada ⁱ
		Arena con finos Más de 12% finos ^d	Los finos se clasifican como ML o MH Los finos se clasifican como CL o CH	SM SC	Arena limosa ^{g, h, i} Arena arcillosa ^{g, h, i}
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se encuentra en o arriba de la línea "A" ^j	CL	Arcilla de baja compresibilidad ^{k, l, m}
			$IP < 4$ o se encuentra debajo de la línea "A" ^j	ML	Limo de baja compresibilidad ^{k, l, m}
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL	Arcilla orgánica ^{k, l, m, n} Limo orgánico ^{k, l, m, o}
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH	Limo de alta compresibilidad ^{k, l, m, n}
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH	Arcilla orgánica ^{k, l, m, p} Limo orgánico ^{k, l, m, q}
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	Turba	

^aCon base en el material que pasa la malla de 75 mm (3 in).
^bSi la muestra de campo contenía cantos rodados o piedra bola, o ambos, agregue "con cantos rodados o piedra bola, o ambos" al nombre de grupo.
^cGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: grava bien graduada con limo, GW-GM; grava bien graduada con arcilla, GW-GC; grava mal graduada con limo, GP-GM; grava mal graduada con arcilla, GP-GC.
^dArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: arena bien graduada con limo SW-SM; arena bien graduada con arcilla SW-SC; arena mal graduada con limo SP-SM; arena mal graduada con arcilla SP-SC.
^e $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
^fSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de arena, agregue "con arena" al nombre de grupo.
^gSi los finos se clasifican como CL-ML, utilice el símbolo doble GC-GM o SC-SM.
^hSi los finos son orgánicos, agregue "con finos orgánicos" al nombre de grupo.
ⁱSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de grava, agregue "con grava" al nombre de grupo.
^jSi los límites de Atterberg se encuentran en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa, CL-ML.
^kSi el suelo contiene 15 a 29% más la malla núm. 200, agregue "con arena" o "con grava," lo que predomine.
^lSi el suelo contiene $\geq 30\%$ más la malla núm. 200, predominantemente arena, agregue "arenoso" al nombre de grupo.
^mSi el suelo contiene $\geq 30\%$ más la malla núm. 200, predominantemente grava, agregue "gravoso" al nombre de grupo.
ⁿSi $IP \geq 4$ y se encuentra en o arriba de la línea "A."
^oSi $IP < 4$ o se encuentra debajo de la línea "A."
^pSi IP se encuentra en o arriba de la línea "A."
^qSi IP se encuentra debajo de la línea "A."

Figura 04: Diagrama para la clasificación de suelos según SUCS. (ASTM, 2009).

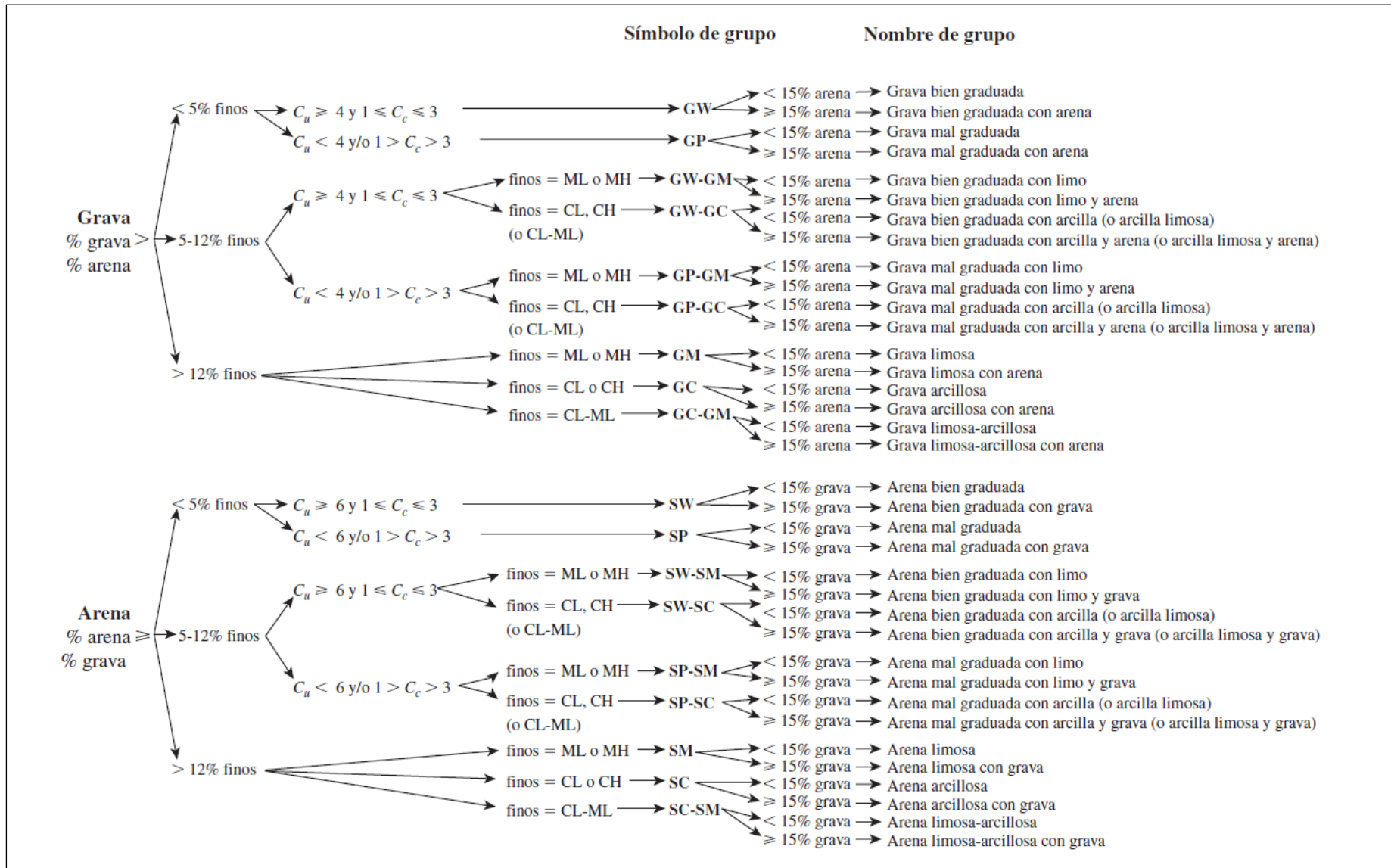


Figura 05: Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano grueso, más de 50% retenido en la malla núm. 200. (ASTM, 2009).

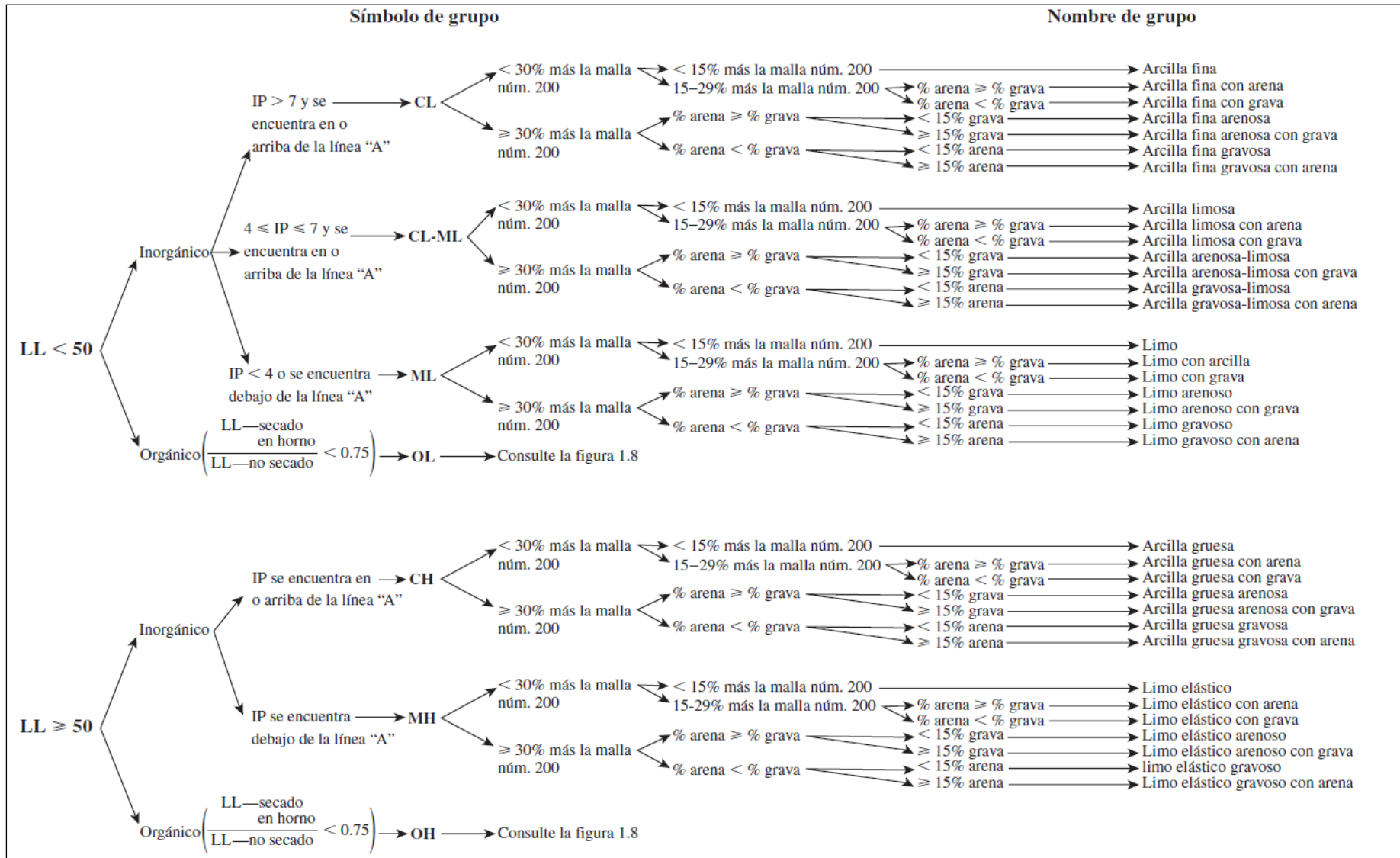


Figura 06: Diagrama de flujo para clasificar suelos de grano fino, 50% o más pasa la malla núm. 200. (ASTM, 2009).

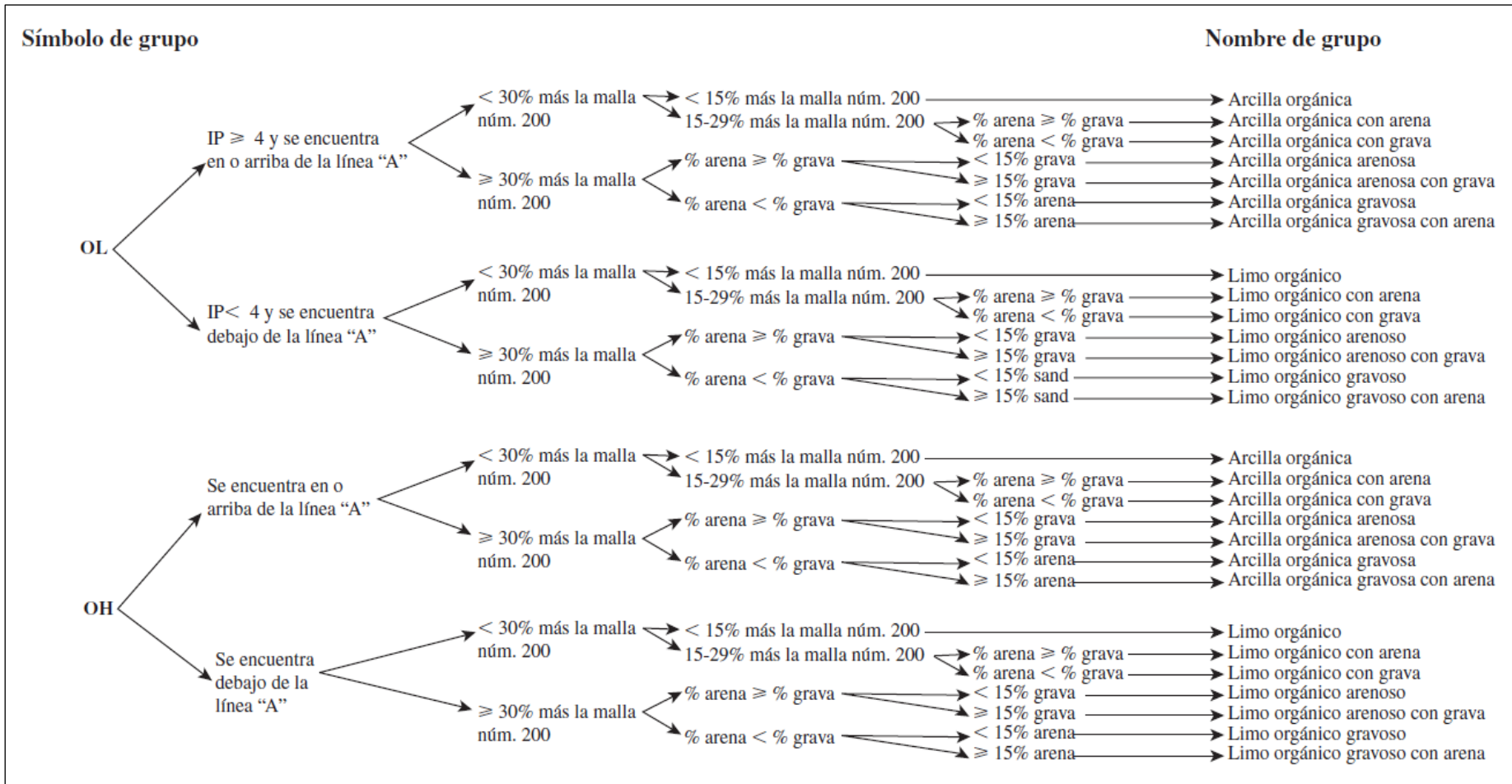


Figura 07: Diagrama de flujo para clasificar suelos orgánicos de grano fino, 50% o más pasa la malla núm. 200. (ASTM, 2009).

2.2.7.5. Sistema de clasificación de suelos AASHTO M – 145, ASTM D – 3282

De acuerdo al sistema de clasificación de suelos AASHTO, los suelos se pueden clasificar según ocho grupos principales, A – 1 a A – 8, con base en su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. (Braja, 2012).

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10	50 máx						
Malla núm. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla núm. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (IP)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Clasificación de la capa	Excelente a buena						
Clasificación general	Materiales de limo y arcilla (más de 35% de la muestra total pasa la malla núm. 200)						
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7			
							A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por mallas (% que pasa)							
Malla núm. 10							
Malla núm. 40							
Malla núm. 200	36 mín	36 mín		36 mín			36 mín
Para la fracción que pasa Malla núm. 40							
Límite líquido (LL)	40 máx	41 mín		40 máx			41 mín
Índice de plasticidad (IP)	10 máx	10 máx		11 mín			11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos			Principalmente suelos arcillosos			
Calificación subrasante	Regular a malo						
^a Si $IP \leq LL - 30$, la clasificación es A-7-5.							
^b Si $IP > LL - 30$, la clasificación es A-7-6.							

Figura 08: Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO. (Braja, 2012).

Índice de Grupo (IG): Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material de capa subrasante de un camino, también se desarrolló un número al que se le refiere como índice de grupo (IG). Entre mayor sea el valor del índice de grupo para un suelo dado más deficiente será el desempeño del suelo como capa de subrasante. Un índice de grupo de 20 o mayor indica un material muy deficiente para utilizarlo como capa subrasante. (Braja, 2012).

La fórmula para el índice de grupo es:

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F_{200} = Porcentaje que pasa la malla núm. 200, expresado como un número entero.

LL = Límite líquido

IP = Índice de plasticidad

Tabla 14: Clasificación de suelos según el Índice de Grupo

ÍNDICE DE GRUPO	SUELO DE SUB RASANTE
IG > 9	Inadecuado
IG entre 4 - 9	Insuficiente
IG entre 2 - 4	Regular
IG entre 1 - 2	Bueno
IG entre 0 - 1	Muy Bueno

Fuente: MTC (2014).

Correlación de clasificación de suelos SUCS - AASHTO

Tabla 15: Correlación de Tipos de suelos AASHTO – SUCS

Clasificación de Suelos AASHTO AASHTO M-145	Clasificación de Suelos SUCS ASTM - D - 2487
A - 1 - a	GW, GP, GM, SW, SP, SM
A - 1 - b	GM, GP, SM, SP
A - 2	GM, GC, SM, SC
A - 3	SP
A - 4	CL, ML
A - 5	ML, MH, OH
A - 6	CL, CH
A - 7	OH, MH, OH

Fuente: MTC (2014).

2.2.7.6. Materia orgánica en suelos MTC E 118

Este ensayo, nos permite determinar el contenido orgánico en suelos con pérdida por ignición de aquellos materiales identificados como turbas, lodos orgánicos y suelos que contengan materia vegetal relativamente no descompuesta ni deteriorada o materiales de plantas frescas como madera, raíces, pasto o materiales carbonáceos como lignito, carbón, etc. (MTC, 2016).

Cálculos

$$\% \text{ de materia orgánica} = \frac{A-B}{B-C} \times 100$$

Donde:

A = Peso del crisol o plato de evaporación y del suelo seco al horno antes de la ignición.

B = Peso del crisol o plato de evaporación y del suelo seco después de la ignición.

C = Peso del crisol o plato de evaporación, con aproximación a 0,01 gramos.

2.2.7.7. Ensayo de abrasión los ángeles ASTM C – 131, MTC E 207

Este ensayo nos permite medir la degradación de los agregados minerales de gradaciones normalizadas resultantes de una combinación de acciones, las cuales incluyen abrasión o desgaste, impacto y trituración en un tambor de acero en rotación que contiene un número especificado de esferas de acero, dependiendo de la gradación de la muestra de ensayo. (MTC, 2016).

2.2.7.8. Equivalente de arena ASTM D – 2419, MTC E 114

El propósito de este método es indicar, bajo condición estándar, las proporciones relativas de suelos arcillosos o finos plásticos y polvo en suelos granulares y agregados finos que pasan el tamiz N°4 (4,75mm). El término “equivalente de arena” expresa el concepto de que la mayor parte de los suelos granulares y agregados finos son mezclas de partículas gruesas deseables, arena y generalmente arcillas o finos plásticos y polvo, indeseables. El valor de equivalente de arena es un indicio de la plasticidad del suelo. (MTC, 2016).

Se puede especificar un valor mínimo del equivalente de arena para limitar la cantidad permisible de finos arcillosos en los agregados.

Tabla 16: Caracterización del suelo en función del equivalente de arena.

EQUIVALENTE DE ARENA	CARACTERÍSTICAS
EA > 40	Suelo no Plástico, es Arena
20 < EA < 40	Suelo poco Plástico
EA < 20	Suelo Plástico (Arcilloso)

Fuente: (MTC, 2014).

2.2.7.9. Proctor modificado ASTM D – 1557, MTC E 115

Este ensayo abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco de los suelos (curva de compactación) compactados en un molde de 101.6 o 152.4 mm (4 o 6 pulg) de diámetro con un pisón de 44.5 N (10 lbf) que cae de una altura de 457 mm (18 pulg), produciendo una energía de compactación de 2700 kN-m/m³ (56000 pie-lbf/pie³). (MTC, 2016).

Tabla 17: Especificaciones de los métodos a utilizar en el ensayo de Proctor Modificado

ESPECIFICACIONES	MÉTODO "A"	MÉTODO "B"	MÉTODO "C"
Diámetro del Molde	101.6 mm o 4 pulg	101.6 mm o 4 pulg	152.4 mm o 6 pulg
Material a utilizar	El que pasa por el tamiz N°4 (4.75 mm)	El que pasa por el tamiz de 9.5 mm (3/8 pulg)	El que pasa por el tamiz 19.0 mm (3/4)
Número de capas	5	5	5
Golpes por capa	25	25	56
Condición de uso	Cuando 20% o menos del material es retenido en el tamiz N°4 (4.75 mm)	Cuando más del 20% es retenido en el tamiz N°4 (4.75 mm) y 20% o menos es retenido en el tamiz de 9.5 mm (3/8)	Cuando más del 20% se retenido en el tamiz de 9.5 mm y menos del 30% es retenido en el tamiz de 19.0 (3/4)

Fuente: (MTC, 2016).

Estado natural del suelo

El valor de la humedad natural del suelo lo podemos comparar con el óptimo contenido de humedad, resultado del ensayo del Proctor modificado. Este criterio se ha tomado de la recomendación del proyectista de la obra para definir si el suelo del terreno de fundación se encuentra en estado seco, óptimo o saturado, en función de la condición establecida en la siguiente tabla.

Tabla 18: Estado natural del suelo.

Estado natural	Condición
Seco	HN - OCH < -2
Óptimo	$-2 \leq \text{HN} - \text{OCH} \leq 2$
Saturado	HN - OCH > 2

Fuente: Fuente: Vásquez (2018).

2.2.7.10. Ensayo de CBR ASTM D – 1883, MTC E 132

Ensayo para determinar un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, es muy conocido, como CBR. Este ensayo se realiza normalmente sobre suelo preparado en el laboratorio en condiciones determinadas de humedad y densidad; pero también puede operarse en forma análoga sobre muestras inalteradas tomadas del terreno. (MTC, 2016)

En el laboratorio la resistencia del suelo por medio de este ensayo se calcula al 95% de la máxima densidad seca (MDS) del ensayo del Proctor Modificado y a una penetración de carga de 2.54 mm. Este método de ensayo se usa para evaluar la resistencia potencial de subrasante, subbase y material de base, incluyendo materiales reciclados para usar en pavimentos de vías y de campos de aterrizaje. El valor de CBR obtenido en esta prueba forma una parte integral de varios métodos de diseño de pavimento flexible. (MTC, 2016).

2.2.7.11. Peso específico y absorción de agregados gruesos MTC E 206

Ensayo para determinar el peso específico seco, el peso específico saturado con superficie seca, el peso específico aparente y la absorción (después de 24 horas), del agregado grueso (retenido en la malla de $\frac{3}{4}$). (MTC, 2016).

2.2.7.12. Partículas chatas y alargadas ASTM D 4791, MTC E 223

Este método de prueba cubre la determinación por masa del porcentaje de partículas planas y alargadas del agregado grueso, la forma de la partícula es un parámetro que influye en las propiedades de desempeño de la mezcla asfáltica y las capas del pavimento, por lo que, para un comportamiento adecuado, se busca contar con partículas esféricas y evitar las partículas planas y alargadas debido a que pudieran presentar tendencia a fracturarse durante la construcción y bajo la acción del tránsito. (MTC, 2016).

2.2.7.13. Partículas fracturadas ASTM D – 5821, MTC E 210

Método de ensayo para la determinación del porcentaje en masa o cantidad de una muestra de agregado grueso que contiene partículas fracturadas que reúnen requerimientos

especificados. Un propósito de tales requerimientos es maximizar el esfuerzo cortante mediante incremento de fricción entre partículas tanto en las mezclas de agregados sueltos o compactados.(MTC, 2016).

2.2.7.14.Contenido de sales solubles totales MTC E 219

Para este ensayo una muestra de agregado pétreo se somete a continuos lavados con agua destilada a la temperatura de ebullición hasta la extracción total de las sales. La presencia de éstas se detecta mediante reactivos químicos que, al menor indicio de sales, forman precipitados fácilmente visibles. Del agua total de lavado se toma una alícuota y se procede a cristalizar para determinar la cantidad de sales presentes. (MTC, 2016).

2.2.7.15.Durabilidad al sulfato de sodio y sulfato de magnesio ASTM C – 88, MTC E 209

La finalidad del ensayo es determinar la resistencia de los agregados a la desintegración por medio de soluciones saturadas de sulfato de sodio o sulfato de magnesio de agregados gruesos y finos durante no menos de 16 horas ni más de 18 horas. Después del periodo de inmersión se saca la muestra de agregado de la solución y se coloca en el horno a secar. Se repite el proceso hasta que se obtenga el número de ciclos establecido. (MTC, 2016).

2.2.8. Estudio de canteras para agregados de construcción

Los geo materiales naturales como rocas, gravas, arenas, limos y arcillas; todos seleccionados, denominados generalmente como áridos o agregados, según sus usos y aplicaciones cumplen un rol significativo e importante en la calidad, durabilidad y economía de las obras viales. Las condiciones geológicas que presentan estos depósitos como su naturaleza, propiedades físicas y disponibilidad, determinarán los usos de los mismos. (MTC, 2014).

2.2.8.1. Exploración y localización de canteras

Es evidente que el proceso de exploración y localización de fuentes de agregados requiere del conocimiento de la naturaleza y origen geológico de las rocas que generan los materiales pétreos e inertes que se requieren en la construcción vial, así como los criterios, especificaciones y normas de ingeniería y geotecnia que permitan evaluar la conveniencia de uso de estos materiales y los procedimientos más apropiados de explotación, elaboración y utilización económica de los mismos. (MTC, 2014).

2.2.8.2. Estudio de canteras de suelo

El interés de estudio de las fuentes de materiales es determinar si los agregados son o no aptos para el tipo de obra a emplear, determinando sus características físicas y mecánicas mediante la realización de ensayos de laboratorio. Según su calidad, se extraen agregados para diferentes usos, tales como: mejoramiento de suelos, terraplenes, afirmado, agregados para rellenos, sub base y base granular, etc. (MTC, 2014).

Muestreo

Se realiza mínimo 05 exploraciones, por cada área menor o igual a una hectárea, la ubicación de los puntos de prospección será a distancias aproximadamente iguales. Las exploraciones consisten en calicatas, sondeos y/o trincheras, a profundidades no menores de la profundidad máxima de explotación, a fin de garantizar la real potencia de los bancos. (MTC, 2014).

Ensayos de Laboratorio de agregados para Terraplén, Sub Base y base granular

Los ensayos de laboratorio para determinar las características físicas, químicas y mecánicas de los materiales de las canteras se efectúan de acuerdo al Manual de Ensayo de Materiales para Carreteras del MTC (vigente) y son las que señalan el Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para la construcción, vigente. En la tabla 04 tenemos las especificaciones técnicas mínimas de calidad que deben cumplir los agregados para uso como terraplén, en las tablas 06 y 07 para sub base granular y en las tablas 06, 09 y 10 para base granular.

2.2.9. Sismicidad

El análisis sísmico se lleva a cabo mediante la aplicación de la Norma E.030, Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), con su modificatoria mediante Resolución Ministerial N° 355-2018-VIVIENDA, publicada en el Diario Oficial El Peruano el 23 de octubre del 2018, que de acuerdo a esta última actualización el territorio nacional se divide en cuatro zonas, como se muestra en la figura 09. A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 19, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Para el siguiente estudio el cálculo de los coeficientes de sismicidad horizontal (kh) y vertical (kv) necesarios para el análisis sísmico, se hará mediante el Software Loadcap 2018 de la Empresa GeoStru.



Figura 09: División del territorio nacional en cuatro zonas de acuerdo a la Norma E.030. Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Tabla 19: Factor de cada zona establecida en la Norma E.030. Diseño Sismo-Resistente.

Factor de Zona "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018).

2.2.10. Capacidad portante de suelos

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad; D_f , es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales. (Braja, 2012).

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación; ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la figura 10. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$, (donde γ es el peso específico del suelo). (Braja, 2012).

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la siguiente fórmula, para una cimentación continua o corrida. (Braja, 2012).

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde:

- c' = cohesión del suelo
- γ = peso unitario del suelo
- q = γD_f
- N_c, N_q, N_γ = factores de forma de capacidad de carga, son adimensionales
- ϕ' = ángulo de fricción de suelo
- $K_{p\gamma}$ = coeficiente de presión pasiva

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot\phi' \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi' (N_q - 1)'$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} ; \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi'} - 1 \right) \tan\phi'$$

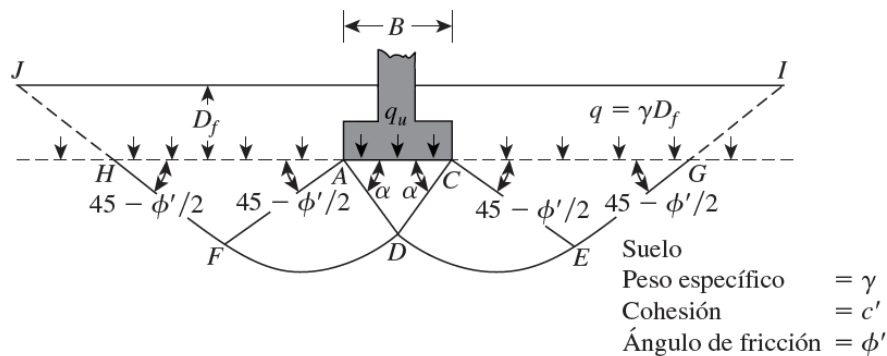


Figura 10: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida). (Braja, 2012).

Factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta. (Braja, 2012).

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

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. (Braja, 2012).

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

Donde:

$$q_{neta(u)} = \text{capacidad de carga última neta}$$

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto:

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

El factor de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos, por el criterio del Autor, Terzaghi. (Braja, 2012).

2.2.11. Asentamiento de suelos finos

En el diseño de fundaciones para estructuras de ingeniería, interesa cuánto asentamiento ocurrirá y en qué tiempo. Asentamientos excesivos pueden causar daños en la estructura, especialmente si los asentamientos ocurren rápidamente. (Carrillo, 2009).

El asentamiento total de un suelo cargado tiene estas tres componentes:

$$\Delta H_t = \Delta H_i + \Delta H_c + \Delta H_s$$

Donde:

$$\Delta H_t = \text{Asentamiento total}$$

ΔH_i	=	Asentamiento instantáneo
ΔH_c	=	Asentamiento por consolidación primaria
ΔH_s	=	Asentamiento por consolidación secundaria

2.2.11.1. Asentamiento instantáneo (ΔH_i)

Aunque en realidad no es elástico, es usualmente calculado con la teoría de la elasticidad, y en un suelo homogéneo e isótropo viene dado por la siguiente fórmula. (Carrillo, 2009).

$$\Delta H_i = \Delta q_s \frac{B(1 - \mu^2)}{E}$$

El comportamiento esencialmente lineal-elástico que han observado diversos autores al aplicar una carga rápida en arcillas preconsolidadas, validan en principio el empleo de la teoría elástica. Por definición, en suelos finos, el asentamiento instantáneo tiene lugar sin disipación de presiones intersticiales. Esto quiere decir que si es una arcilla saturada no habrá cambio de volumen, con número de Poisson $\mu = 0.5$. (Carrillo, 2009).

2.2.11.2. Asentamiento por consolidación primaria (ΔH_c)

Según González de Vallejo (2002), el asiento por consolidación se obtiene por el método edométrico o unidimensional, en consecuencia, para calcular el asiento producido por cargas no infinitas empleando el método unidimensional, (sin considerar los efectos de la consolidación secundaria) el proceso a seguir podrá dividirse en los siguientes pasos:

Se calcula el asiento edométrico o unidimensional de cada subcapa una vez se disipen los excesos de presión intersticial (y todo el incremento de tensión total $\Delta\sigma_v^i$ se haya transformado en incremento de tensión efectiva $\Delta\sigma_v^i$); para ello pueden emplearse los diversos parámetros de compresibilidad.

$$S'_\infty = \frac{1}{E_m} \Delta\sigma_v^i H_i$$

O bien:

$$S_\infty^i = H_i \frac{C_c}{1 - e_0} \log \frac{\sigma_{v0}^i + \Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}$$

2.2.12. Límites Máximos Tolerables para Asentamientos e Inclinaciones

En puentes y estructuras similares los asentamientos diferenciales entre la superestructura y los terraplenes de acceso, serán de hasta 2.5 cm. (IMT, 2019).

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Asentamientos. El asentamiento total es consecuencia de la resultante de los tres componentes de asentamientos: asentamiento instantáneo (Si), asentamiento por consolidación primaria (Se) y asentamiento por consolidación secundaria (Ss). (González de Vallejo, 2004).

Calicata. Son excavaciones en el terreno de 1.5 de largo x 0.80 o 1.0 m ancho y entre 1.2 y 1.50 m de profundidad, o hasta el contacto lítico con la roca madre en los cuales se encuentra expuesto el perfil completo del suelo. (Serfor, 2016).

Expansión de suelos: Los suelos expansivos son aquellos que parcial o totalmente saturados aumentan significativamente su volumen cuando aumenta su contenido de humedad a carga constante, este término implica también la disminución de volumen o contracción si la humedad se pierde. (Zapata, 2018).

Nivel de subrasante: Término utilizado en construcción de carreteras que indica el límite superior del terreno de fundación sobre el cual se va sustentar la estructura del pavimento flexible de una carretera. (MTC, 2014).

Sobrecargas: Es una carga adicional externa que se sustenta sobre alguna estructura de pavimento o cimentación, influye directamente en la capacidad de resistencia de la estructura y el terreno de fundación sobre el cual fue construido. (MTC, Reglamento Nacional de Vehículos 2003).

Terraplén: Es parte de la explanación situado sobre el terreno preparado. Presenta cierta estabilidad y resistencia frente a esfuerzos externos. (MTC, 2014).

Explanación: Se denomina explanación, al movimiento de tierras, conformado por cortes y rellenos (terraplén), para obtener la plataforma de la carretera hasta el nivel de la sub rasante del camino. (MTC, 2014).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Geográfica

Geográficamente la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo se encuentra ubicada en el cuadrángulo de San Marcos (15-g) al NE de la ciudad de Cajamarca, con una altitud promedio de 3030 m.s.n.m. El tramo en estudio comprende una longitud de 18.42 km. Las coordenadas UTM WGS – 84 que definen el punto de inicio y punto final del tramo en estudio son: Punto de inicio: C.P. Otuzco. E: 782505, N: 9212360 en el Km 00 + 000 y Punto Final: C.P. Combayo. E: 786405, N: 9221844 en el km 18 + 420. Las coordenadas en el sistema WGS – 84 se muestran a continuación en la Tabla 20.

Tabla 20: Coordenadas UTM WGS – 84, del tramo de estudio.

Tramo	Progresiva	Este	Norte	Altitud
Punto de Inicio: C.P. Otuzco	km: 00 + 000	782505	9212360	2760
Punto Final: C.P. Combayo	km: 18 + 420	786405	9221844	3280

3.1.2. Política

El tramo de estudio se ubica en el Centro Poblado Otuzco, Distrito de Los Baños del Inca y el Centro Poblado de Combayo, Distrito de la Encañada; pertenecientes a la Provincia de Cajamarca, Departamento y Región Cajamarca. La ubicación política se encuentra detallada en el Plano 01.

3.1.3. Accesibilidad

El acceso al punto de inicio del tramo en estudio se realiza desde la ciudad de Cajamarca, hasta el Centro Poblado de Otuzco. Otra ruta alterna consta desde la ciudad de Cajamarca, rumbo al Distrito de los Baños del Inca y finalmente al Centro Poblado de Otuzco, como se detalla a continuación.

Tabla 21: Acceso hacia la zona de estudio.

Rutas Terrestres	Distancia (km)	Vía	Estado	Tiempo
Ruta 1				
Cajamarca - Baños del Inca	6.0 km	asfaltada	bueno	15 min
Baños del Inca - C.P. Otuzco	6.0 km	asfaltada	bueno	15 min
Ruta 2				
Cajamarca - C.P. Otuzco	11 km.	asfaltada	bueno	25 min

3.1.4. Clima y vegetación

El área de investigación presenta un clima variado, los veranos son frescos y nublados, los inviernos son cortos, fríos, secos y parcialmente nublados. La temporada más seca corresponde desde abril a octubre aproximadamente, el mes más seco es julio con un promedio de precipitación de 6.05 mm/mes. El mes con temperatura más alta es setiembre (22.2°C); la temperatura más baja se da en el mes de julio (4.9°C); y llueve con mayor intensidad en el mes de marzo (118.78 mm/mes). (SENAMHI, 2022)

La vegetación del área de estudio consta de árboles de gran tamaño como: eucaliptos, cipreses, alisos, sauces, etc. Plantas de cultivo para alimentación de los pobladores aledaños. Encontramos algunas gramíneas tales como: maíz, trigo, centeno, cebada, etc.

3.2. METODOLOGÍA

3.2.1. Tipo y método de la investigación

La investigación es de tipo correlacional y explicativo, centrándose en describir y explicar los diversos factores que causan la inestabilidad sin manipulación intencional de alguna variable en un tiempo determinado. Además, presenta un diseño documental y de campo, y método de investigación deductivo – inductivo.

3.2.2. Población de estudio

Rocas calcáreas, depósitos volcánicos y depósitos cuaternarios del terreno de fundación de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo - Cajamarca.

3.2.3. Muestra

Representada por las calicatas de muestreo de los puntos de control de asentamientos y expansión del terreno de fundación de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo - Cajamarca.

3.2.4. Unidad de análisis

Características geomecánicas y geotécnicas de las rocas calcáreas, depósitos volcánicos, depósitos cuaternarios, hidrología, cargas, sismicidad.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. Técnicas

- Reconocimiento de la zona de estudio mediante la interpretación de imágenes satelitales, analizando la topografía, las estructuras geológicas, litología, y contactos geomorfológicos.
- Cartografiado geológico del área de influencia del trazo vial de la carretera, para ser representada gráficamente mediante un plano geológico.
- Definir puntos de control estratégicos donde probablemente se evidencien asentamientos y expansión del terreno; para la realización de las calicatas de muestreo y tomar su registro en un formato como en la figura 02.
- Toma de medición de datos en campo y registro fotográfico como: coordenadas, progresivas, rumbo y buzamiento, profundidad de calicatas mediante el uso de flexómetro y cámara fotográfica.
- Realización de ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de campo a fin analizar la calidad de los suelos y clasificarlos.
- Procesamiento y análisis de toda la información obtenida en campo y laboratorio, a fin de realizar la zonificación geotécnica para aplicar mejoramiento a nivel de subrasante.
- Mediante los parámetros geotécnicos de suelos de canteras obtenidos mediante ensayos de laboratorio, definir agregados para relleno estructural, sub base y base granular.

3.3.2. Instrumentos y equipos

Los instrumentos serán: bolsas para muestreo, libreta de campo, instrumentos de investigación geotécnica como formatos para mecánica de suelos (formatos para humedad natural, granulometría, límites de Atterberg, Proctor Modificado, CBR, expansión de suelos, equivalente de arena, Abrasión los Ángeles, etc.). Formato para macizos rocosos, fichas para tipos de suelos, tablas de mecánica de suelos, diagramas de clasificación de suelos, tablas de mecánica de rocas, plano topográfico y geológico del eje vial, plano topográfico y geológico de canteras.

Los equipos utilizados serán: brújula Brunton, GPS Garmin, lupa de 20x, protactor, rayador, equipos de laboratorio de mecánica de suelos, computadora, cámara fotográfica.

3.4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

El análisis e interpretación de datos será realizado en gabinete mediante procesamiento y sistematización de los datos obtenidos en campo y laboratorio para ser plasmados en el informe final mediante procesador de texto usando los softwares Word y Excel. Los planos procesamiento de datos serán elaborados con softwares como Google Earth, Sasplanet, ArcGis v10.5, AutoCAD 2019, GEO 5 y Loadcap 2018.

3.5. CONTROL DE CALIDAD DE DATOS

La calidad de toma de datos es muy importante al momento de realizar alguna tarea de medición, cálculo o incluso de muestreo. Para la investigación y muestreo de suelos y rocas se toma en cuenta los procedimientos establecidos en las normas MTC E 101, MTC E 103, MTC E 104, que recoge los mencionados alcances de AASHTO y ASTM. (MTC, 2014).

Asimismo, los ensayos deben ser ejecutados en laboratorios que cuenten con personal calificado, con instalaciones que faciliten la correcta ejecución de los ensayos, métodos y procedimientos apropiados, siguiendo las Normas de Ensayos del MTC o normas internacionales como ASTM o AASHTO, incluyendo técnicas estadísticas para el análisis de los datos de ensayo y finalmente equipos debidamente calibrados, que garanticen la exactitud o validez de los resultados de los ensayos, evidenciados con sus respectivos certificados de calibración actualizados. (MTC, 2014).

3.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES

Se ha determinado como variable dependiente a la inestabilidad geotécnica definido por asentamientos y expansión de suelos deficientes, y como variables independientes tenemos: la precipitación, infiltración, sobrecargas y sismicidad.

3.7. PROCEDIMIENTO

3.7.1. Etapa de gabinete

En esta etapa se ha recopilado toda la información previa necesaria de fuentes primarias y secundarias; entre ellas información documental, bibliográfica, cartográfica, imágenes satelitales y estudios anteriores realizados por distintas instituciones, a fin de contar con suficiente información base de la zona de estudio.

Asimismo, para la recopilación de información cartográfica y geológica se tuvo acceso a la base de datos del INGEMMET, obteniendo data de las cartas geológicas según la ubicación o influencia del tramo de la carretera en estudio.

3.7.2. Etapa de campo

Se realizó el recorrido de todo el tramo de la carretera en estudio, elaborando el cartografiado geológico a detalle, caracterizando las diversas estructuras presentes, las unidades geomorfológicas y definiendo zonas críticas con inestabilidad geotécnica propensas a asentamiento y expansión del terreno de fundación de la carretera para realizar el muestreo de suelos ejecutando calicatas a una profundidad promedio de 1.50 metros.

Además, se hizo la exploración in situ de diversas canteras de áridos en las zonas aledañas al proyecto para realizar el muestreo de los agregados mediante la ejecución de calicatas y trincheras con retroexcavadora, obteniendo así muestras representativas con el fin de ser analizadas en laboratorio para determinar la calidad de los mismos según la utilidad en la obra.

3.7.3. Etapa de laboratorio y gabinete

A las muestras extraídas de la plataforma de la carretera y de las canteras estudiadas se realizó ensayos en laboratorio de mecánica de suelos del proyecto ubicado en el km 15 + 000 del tramo en estudio. Con la información de laboratorio y de campo se procedió a elaborar los diferentes planos mediante softwares como ArcGIS v10.3 y AutoCAD 2019. Además, con el software Loadcap 2018 y GEO 5 2022, se determinó la capacidad portante y asentamientos en suelos críticos (finos y/o expansivos); para finalmente realizar el análisis y la discusión de resultados de la investigación y redactarlos en un informe final.

3.8. GEOLOGÍA LOCAL

3.8.1. Grupo Crisnejas – Formación Pariatambo (ks – pa)

Aflora en la progresiva del km 02 + 940 hasta el km 03 + 462, del km 04 + 650 hasta el km 04 + 780 y del km 05 + 030 hasta el km 05 + 160, litológicamente está conformada por calizas y lutitas bituminosas intercalados en una estratificación delgada y uniforme en forma de lajas característicos de esta formación. Estructuralmente constituyen ejes de los anticlinales presentes en el área de estudio, cubierto gran parte de su extensión por depósitos cuaternarios aluviales y coluvio – aluviales.



Foto 01: Estratos de calizas y lutitas de la Formación Pariatambo en la progresiva km 05 + 100. Coordenadas: E 786138, N 9214861.

3.8.2. Grupo Pullucana – Formación Yumagual (ks – yu)

En el área de estudio aflora desde la progresiva km 00 + 450 hasta el km 02 + 940, del km 03 + 462 hasta el km 04 + 650, del km 04 + 780 hasta el km 05 + 030, del km 05 + 160 hasta el km 05 + 850. Su litología consiste de calizas mudstone dispuestos en estratos de bancos uniformes intercaladas con margas y lutitas. Gran parte de su extensión se encuentra cubierta por depósitos cuaternarios aluviales y coluvio-aluviales.

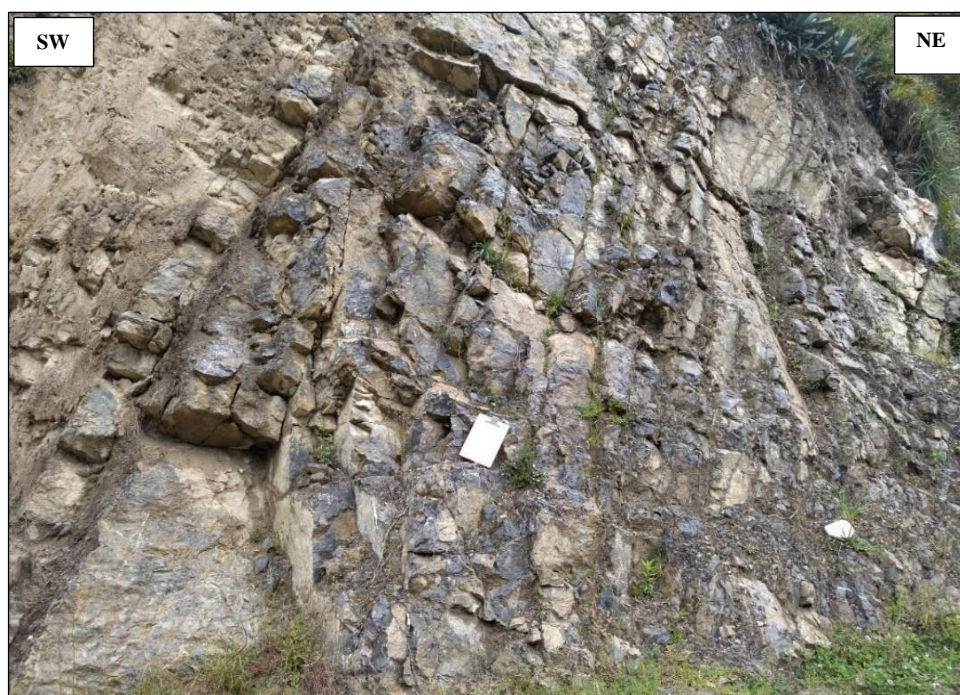


Foto 02: Estratificación de calizas del Grupo Pullucana en la progresiva km 04 + 850. Coordenadas: E 785939, N 9214703.

3.8.3. Grupo Quilquiñán - Mujarrún (ks-qm)

Aflora desde la progresiva km 05 + 850 hasta el km 06 + 520, del km 10 + 940 hasta el km 12 + 040, litológicamente está compuesta por calizas nodulares macizas con intercalación de lutitas pardo amarillentas con presencia de abundantes fósiles del género *Exogyra*. En su extensión, existen sectores que están cubiertos por depósitos cuaternarios aluviales y coluvio - aluviales en los taludes y terreno de fundación de la carretera en estudio.



Foto 03: Estratificación de rocas calizas nodulares y lutitas amarillentas de la Formación Quilquiñán en la progresiva km 05 + 890. Coordenadas: E 786771, N 9215227.

3.8.4. Formación Cajamarca (ks-ca)

Aflora desde la progresiva km 06 + 520 hasta el km 07 + 255, del km 10 + 395 hasta el km 10 + 940, su litología consta de calizas mudstone, distribuidas en estratos uniformes de variados espesores, intercaladas con delgadas capas de lutitas de color amarillo rojizo. En el sector próximo al contacto litológico con la Formación Celendín está cubierto de depósitos cuaternarios.



Foto 04: Calizas mudstone y lutitas amarillentas de la Formación Cajamarca en la progresiva km 07 + 020. Coordenadas: E 787201, N 9216140.

3.8.5. Formación Celendín (ks-ce)

En la carretera en estudio la Formación Celendín aflora desde la progresiva km 07 + 255 hasta el km 07 + 710. Está constituida por una intercalación de estratos delgados de calizas y limolitas, presenta elevado interperismo. Son altamente fisibles y fácilmente deleznable con la mano.



Foto 05: Limolitas y calizas, con estratificación delgada pertenecientes a la Formación Celendín en la progresiva km 07 + 345. Coordenadas: E 787253, N 9216428.

3.8.6. Volcánico Huambos - Secuencia San Jose (Nm-sj)

El Volcánico Huambos en la carretera en estudio aflora desde la progresiva km 07 + 710 hasta el km 18 + 420. Estos depósitos constan de tobas andesíticas con una textura porfirítica con fragmentos líticos de volcanes pre – existentes. En el tramo de estudio se encuentran depósitos de flujos de pómez y cenizas ricos en cristales de coloración gris claro con tonalidad amarillento y rosado. En algunos sectores existen depósitos cuaternarios con abundantes arcillas por el alto grado de meteorización y geodinámica externa a la cual han sido expuestos.

Por la edad de conformación y las estructuras en que se disponen estos depósitos volcánicos, se ha sud-dividido en tres facies: San José 1 (Nm-sj/1), San José 2 (Nm-sj/2), y San José 3 (Nm-sj/3). (INGEMENT, 2018).

3.8.6.1. Secuencia San José 1 (Nm-sj/1)

Aflora desde la progresiva km 07 + 710 hasta el km 09 + 050, está constituido por flujos de pómez y cenizas, de color gris blanquecino a amarillento, ricos en cristales de composición riolítica. En algunos sectores se evidencia presencia de arcillas por el alto grado de meteorización causada principalmente por el agua. (INGEMENT, 2018).



Foto 06: Depósitos volcánicos de la facie San José 1 en la progresiva km 08 + 830. Coordenadas: E 787396, N 9216796.

3.8.6.2. Secuencia San José 2 (Nm-sj/2)

Esta facie del Volcánico Huambos en la carretera de estudio aflora desde la progresiva km 09 + 050 hasta el km 10 + 395, litológicamente está conformado por depósitos de flujos de pómez y cenizas de color gris blanquecino ricos en cristales de composición riolítica, a diferencia de la facie del volcánico San Jose 1 (Nm-sj/1), observamos bloques de piroclastos masivos de mayor tamaño y dureza, aunque en algunos sectores se evidencia presencia de arcillas por el alto grado de meteorización causada principalmente por el agua. (INGEMENT, 2018).



Foto 07: Depósitos volcánicos de color gris blanquecino de la facie San José 2 en la progresiva km 09 + 580. Coordenadas E 787404, N 9217221.

3.8.6.3. Secuencia San José 3 (Nm-sj/3)

La facie San José 3 (Nm-sj/3) aflora desde la progresiva km 13 + 020 hasta el km 18 + 420, litológicamente está conformado por depósitos de flujos de pómez y cenizas, gris claro a gris rosado. Algunos sectores se encuentran alteradas por la meteorización orgánica y meteorización química relacionados directamente por la vegetación y el agua. (INGEMENT, 2018).



Foto 08: Depósitos volcánicos de la facie San José 3 en la progresiva km 13 + 180. Coordenadas E 787424, N 9219546.

3.8.7. Depósitos Cuaternarios

3.8.7.1. Depósito coluvio – aluvial (Qh-co)

Estos depósitos se encuentran en varios sectores a lo largo de la carretera en estudio, depositados y conformados sobre las Formaciones carbonatadas tales como la Formación Pariatambo, Formación Yumagual, formación Cajamarca, etc. y en algunos sectores sobre depósitos volcánicos.

Son materiales que han sido transportados por gravedad y el agua, están conformados por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso englobados en una matriz de limos y arcillas, la resistencia de estos materiales es deficiente sobre todo en contacto con el sustrato rocoso y cuando se desarrollan altas presiones intersticiales como consecuencia de lluvias intensas. (González de Vallejo, 2004).



Foto 09: Depósito coluvio – aluvial constituido por fragmentos angulares heterométricos en una matriz de limos y arcillas en la progresiva km 05 + 960. Coordenadas: E 786821, N 9215279.

3.8.7.2. Depósito aluvial (Qh-al)

Estos depósitos están presentes en varios sectores a lo largo de la carretera en estudio, depositados y conformados sobre las Formaciones Cretácicas como la Formación Pariatambo, Formación Yumagual, Formación Cajamarca, etc. y en algunos sectores sobre los depósitos volcánicos. Son considerados sedimentos transportados y depositados por el agua, están ubicados generalmente en riberas de ríos, quebradas y laderas de valles, constituidos por arcillas hasta gravas gruesas, cantos y bloques.

Las facies más gruesas presentan bordes redondeados, muchas veces distribuidos en forma estratiforme con cierta clasificación; variando mucho su densidad, son suelos muy anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, relacionados con su granulometría, su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. (González de Vallejo, 2004).



Foto 10: Depósito del tipo aluvial constituido principalmente por lentes de gravas en una matriz de limos y arcilla en la progresiva km 07 + 170. Coordenadas: E 787263, N 9216263.

3.8.7.3. Depósito fluvial (Qh-fl)

Están representados por acumulaciones de materiales transportados por cursos fluviales, depositados en el fondo y riberas del río Chonta, consisten de gravas gruesas y finas, arenas y en menor proporción limos y arcillas.



Foto 11: Depósitos fluviales dispuestos horizontalmente constituidos principalmente por grava y arena en la progresiva km 01 + 040. Coordenadas: E 783284, N 9212997.

3.9. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

A lo largo de la carretera en estudio se presentan plegamientos (sinclinal – anticlinal) con dirección NW – SE, además existe diversas familias de diaclasas que caracterizan al macizo rocoso de las formaciones cretáceas.

3.9.1. Deformación dúctil

3.9.1.1. Plegamiento 1

Flanco derecho del anticlinal de dirección NW-SE en la Formación Yumagual ubicado en la progresiva km 04 + 850.



Foto 12: Plegamientos de anticlinal en estratos de la Formación Yumagual en la progresiva km 04 + 850. Coordenadas: E 785949, N9214714.

3.9.1.2. Plegamiento 2

Flanco derecho del sinclinal de dirección NW-SE en la Formación Celendín ubicado en la progresiva km 07 + 650.



Foto 13: Plegamiento de sinclinal del flanco derecho en calizas de la Formación Celendín en la Progresiva km 07 + 650. Coordenadas: E 787408, N 9216584.

3.9.2. Deformación frágil

3.9.2.1. Diaclasas

Los macizos rocosos de las Formaciones Cretácicas presentan hasta tres familias de diaclasas dispuestos sobre rocas calizas, las diaclasas generalmente se presentan con relleno de calcita y arcilla, por el grado de fracturamiento y abertura de las discontinuidades existen zonas propensas a infiltraciones, generando posibles áreas de inestabilidad.



Foto 14: Presencia de familia de discontinuidades en calizas de la Formación Cajamarca en la progresiva km 07 + 020. Coordenadas: E 787204, N 9216137.

3.10. UNIDADES MORFOLÓGICAS

El área de estudio está definida por superficies irregulares a lo largo de toda su extensión, existen sectores llanos y sectores con pendientes empinadas definiendo una topografía muy variada. Para determinar las unidades geomorfométricas se tomó como referencia los intervalos definidos en la clasificación de Rodríguez (2016).

Tabla 22: Unidades geomorfométricas

UNIDADES GEOMORFOMÉTRICAS			
PENDIENTE	DESCRIPCIÓN	ÁREA (km)	ÁREA (%)
0° - 8°	Planicies	0.847	14.0
8° - 20°	Lomadas	2.248	37.2
20° - 50°	Laderas	2.843	47.0
50° - 90°	Escarpas	0.106	1.8
		6.044	100

Fuente: Rodríguez (2016).

3.10.1. Planicies (0° - 8°)

Presenta una topografía sub horizontal, homogénea y ligeramente ondulada, generalmente conformada en depósitos fluviales en las riberas del río Chonta, en depósitos aluviales en ambos lados del eje de la carretera y en algunos sectores, conformando depósitos volcánicos. Estas extensiones son aprovechadas para la agricultura y ganadería de la población aledaña.



Foto 15: Planicie con pendiente aproximada de 4%, en depósitos fluviales al margen del Río Chonta en la progresiva km 04 + 800. Coordenadas: E 785916, N 9214673.

3.10.2. Lomadas (8° - 20°)

Terrenos con una superficie ligeramente irregular, con suaves pendientes y elevaciones de bajo ángulo, se encuentran en una extensión moderada en el área de investigación, conformada generalmente en depósitos cuaternarios aluviales y coluvio - aluviales.



Foto 16: Lomada con pendiente aproximada de 15 a 20% en la facie volcánica San José 2, en la progresiva km 09 + 480. Coordenadas. E 787400, N 9217119.

3.10.3. Laderas (20° - 50°)

Superficies de terrenos con inclinaciones moderadas, a diferencia de las planicies y lomadas su cobertura vegetal es menor, estas geoformas se localizan en las partes medio – altas de las montañas, relacionada con depósitos aluviales, coluviales y depósitos volcánicos, son las unidades con mayor extensión en el área de estudio.



Foto 17: Ladera con pendiente aproximada del 40%. Se encuentra en la progresiva km 06 + 080. Coordenadas: E 786890, N 9215359.

3.10.4. Escarpas (> 50°)

Presentan una superficie accidentada y con elevaciones de alto ángulo de inclinación, originado por procesos denudacionales y deformaciones estructurales, se cartografiaron en varios tramos de la carretera, generalmente en la Formación Pariatambo, Yumagual, Grupo Quilquiñan, Cajamarca y Celendín, es la geoforma que menor extensión presenta el área de estudio.

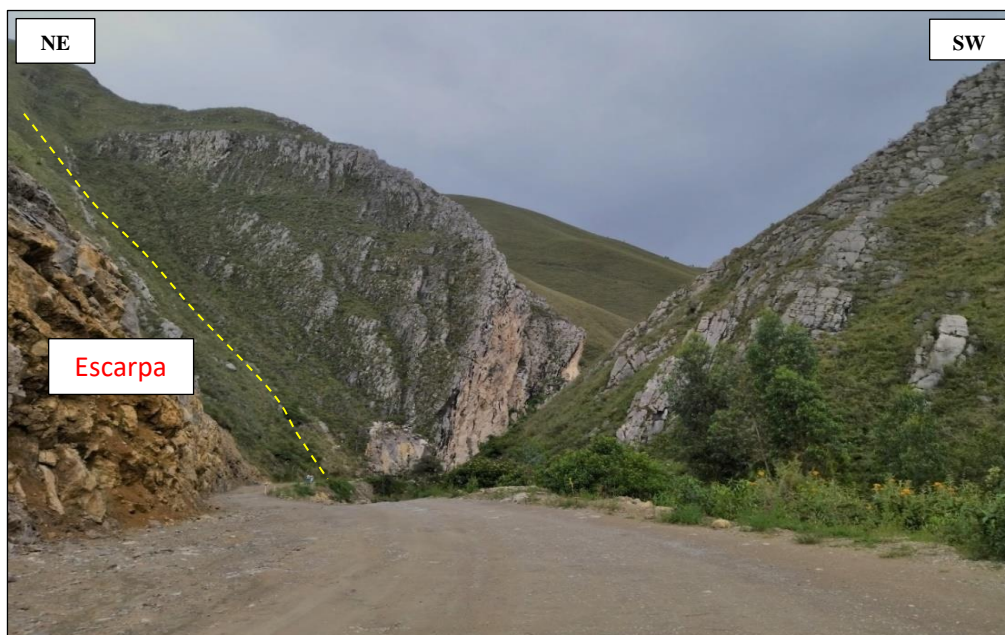


Foto 18: Escarpa con pendiente aproximada de 70% en la Formación Cajamarca, progresiva km 07 + 045. Coordenadas: E 787186, N 9216172.

3.11. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico de la transitabilidad vehicular de la carretera C.P. Otuzco – C.P. Combayo se ha realizado en tres aspectos:

- El estudio geotécnico del terreno de fundación.
- Estudio geotécnico de canteras de agregados para terraplén, sub base y base granular.
- Análisis de la capacidad portante y asentamientos en suelos críticos (finos y/o expansivos) en el terreno de fundación de la carretera, basado en las propiedades mecánicas y físicas obtenidas de los ensayos realizados en el estudio del terreno de fundación de la plataforma de la carretera y el estudio geotécnico de canteras, Todo este estudio basado en los siguientes escenarios: Estado Natural, Saturación Total (presencia de infiltración), Sismicidad Máxima, Sobrecargas y Saturación total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas (Condición más desfavorable).

3.11.1. Estudio geotécnico del terreno de fundación

El estudio geotécnico del terreno de fundación parte del modelo geológico, modelo que nos permitió definir los contactos de rocas carbonatadas, depósitos volcánicos y depósitos cuaternarios en la plataforma de la carretera en estudio. De acuerdo a la Normatividad vigente EG – 2013 del manual de carreteras, especificaciones técnicas generales para la construcción (MTC, 2013) y la Normativa del manual de ensayo de materiales (MTC, 2016) se realizó la exploración geotécnica del terreno mediante calicatas en puntos de control con características geotécnicas más desfavorables, de acuerdo al modelo geológico.

Finalmente, en base a las propiedades físicas y mecánicas obtenidas de los ensayos de laboratorio, se analizan las características geotécnicas; tales como: tramos con filtraciones de agua en el talud, tramos con presencia de suelos orgánicos, tramos con capacidad portante deficiente respecto al valor del CBR al 95% de la MDS categorizado en la tabla 01, tramos con presencia de suelos expansivos según la tabla 25 y finalmente, tramos con suelos saturados respecto al óptimo contenido de humedad del Proctor modificado, según el detalle de la tabla 18.

A continuación, se presentan las propiedades físico – mecánicas y las características geotécnicas de acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio de los suelos que han sido muestreados.

Tabla 23: Resultados de los ensayos realizados a las muestras obtenidas de los puntos de control en el terreno de fundación de la carretera.

Datos de identificación de muestras					Propiedades físicas								Propiedades mecánicas			Características geotécnicas						
N° Cal.	Prog. (km)	Muestra	Prof. (m)	Esp. (m)	Granulometría			Límites de consistencia			Clasificación del suelo		H. Nat. (%)	Proctor Modificado		CBR al 95% (0.1")	CBR	Suelo orgánico	Estado natural	Potencial de expansión		
					Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	AASHTO	SUCS		O.C.H. (%)	M.D.S. (gr/cm3)					Límite Líquido	Índice plástico	Expansivo / No exp.
C-01	00 + 050	M-1	0.00 - 1.55	1.55	11.9	47.3	40.8	27.5	25.0	2.5	A-4 (0)	SM	13.8	11.2	1.827	9.2	Regular	-	Saturado	Baja	Baja	No exp.
C-02	00 + 150	M-1	0.00 - 1.30	1.30	60.0	27.6	12.4	26.5	16.3	10.2	A-2-4 (0)	GC	6.4	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C-03	00 + 250	M-1	0.00 - 1.50	1.50	41.3	26.6	32.1	36.6	20.9	15.7	A-2-6 (1)	GC	8.9	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C-04	00 + 350	M-1	0.00 - 1.45	1.45	37.1	36.4	26.5	38.3	15.5	22.8	A-2-6 (1)	GC	4.2	9.6	2.081	14.6	Buena	-	Seco	Media	Media	No exp.
C-05	00 + 400	M-1	0.00 - 0.70	0.70	37.7	36.4	25.9	37.0	16.3	20.7	A-2-6 (1)	GC	4.7	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
		M-2	0.70 - 1.50	0.80	40.2	36.8	23.0	22.2	15.5	6.7	A-2-4 (0)	GC-GM	11.8	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C-06	00 + 500	M-1	0.00 - 0.95	0.95	47.7	35.3	17.0	21.6	14.4	7.2	A-2-4 (0)	GC	4.4	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		Roca	0.95 - 1.45	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C-07	00 + 600	M-1	0.00 - 1.50	1.50	20.4	56.2	23.4	37.3	20.2	17.1	A-2-6 (1)	SC	16.9	10.4	1.716	7.1	Regular	-	Saturado	Media	Media	No exp.
C-08	00 + 700	M-1	0.00 - 1.90	1.90	11.8	67.0	21.2	39.2	25.1	14.1	A-2-6 (0)	SC	13.8	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C-09	00 + 900	M-1	0.00 - 1.50	1.50	19.9	24.2	55.9	30.6	19.7	10.9	A-6 (4)	CL	10.7	11.6	1.941	5.3	Insuficiente	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C-10	01 + 000	M-1	0.00 - 1.60	1.60	45.7	44.9	9.4	34.0	22.3	11.7	A-2-6 (0)	GP-GC	11.7	10.5	1.893	21.2	Muy buena	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C-11	01 + 150	M-1	0.00 - 1.50	1.50	10.3	42.0	47.7	33.8	20.6	13.2	A-6 (4)	SC	15.1	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
C-12	01 + 350	M-1	0.00 - 1.05	1.05	10.9	41.8	47.3	34.9	20.9	14.0	A-6 (4)	SC	8.3	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
C-13	01 + 450	M-1	0.00 - 0.75	0.75	40.5	42.7	16.8	19.0	13.9	5.1	A-1-b (0)	SC-SM	3.1	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M-2	0.75 - 1.20	0.45	30.9	41.3	27.8	41.3	22.6	18.7	A-2-7 (1)	SC	32.7	12.3	1.933	10.2	Buena	-	Saturado	Media	Media	No exp.
C-14	01 + 550	M-1	0.00 - 0.50	0.50	62.7	28.3	9.0	23.8	17.5	6.3	A-2-4 (0)	GP-GC	4.5	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M-2	0.50 - 1.50	1.00	51.1	40.0	8.9	32.4	22.4	10.0	A-2-4 (0)	GP-GC	12.5	10.3	1.956	21.3	Muy buena	-	Saturado	Baja	Baja	No exp.
C-15	01 + 700	M-1	0.00 - 0.30	0.30	51.9	35.9	12.2	30.2	16.6	13.6	A-2-6 (0)	GC	5.2	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
		M-2	0.30 - 1.50	1.20	15.5	70.3	14.2	41.7	28.1	13.6	A-2-7 (0)	SM	11.0	12.1	1.725	9.2	Regular	-	Óptimo	Media	Media	No exp.
C-16	01 + 800	M-1	0.00 - 0.45	0.45	50.1	37.4	12.5	29.4	18.9	10.5	A-2-6 (0)	GC	8.1	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		Roca	0.45 - 1.45	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C-17	02 + 000	M-1	0.00 - 1.30	1.30	45.6	29.0	25.4	24.5	15.8	8.7	A-2-4 (0)	GC	14.8	7.0	2.185	45.0	Excelente	-	Saturado	Baja	Baja	No exp.
		M-2	1.30 - 1.50	0.20	10.3	44.5	45.2	26.9	21.3	5.6	A-4 (1)	SC-SM	17.1	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C-18	02 + 150	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	23.2	-	-	-	-	-	Orgánico	-	-	No exp.
C-19	02 + 200	M-1	0.00 - 1.50	1.50	7.6	39.5	52.9	37.4	20.6	16.8	A-6 (6)	CL	19.3	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C-20	02 + 300	M-1	0.00 - 1.20	1.20	37.9	42.4	19.7	24.3	20.6	3.7	A-1-b (0)	SM	6.8	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M-2	1.20 - 1.60	0.40	12.5	47.5	40.0	30.3	18.2	12.1	A-6 (2)	SC	11.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
C-21	02 + 360	M-1	0.00 - 1.30	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.	
C-22	02 + 400	M-1	0.00 - 0.40	0.40	46.4	35.3	18.3	26.1	20.6	5.5	A-1-b (0)	GC-GM	6.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		Orgánico	0.40 - 1.60	1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	27.1	-	-	-	-	-	-	Orgánico	-	-
C-23	02 + 600	M-1	0.00 - 2.00	2.00	31.4	38.9	29.7	38.7	23.0	15.7	A-2-6 (1)	SC	20.6	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C-24	02 + 850	M-1	0.00 - 0.50	0.50	40.0	38.2	21.8	26.6	19.9	6.7	A-2-4 (0)	GC-GM	7.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M-2	0.50 - 0.80	0.30	43.6	39.6	16.8	25.2	17.1	8.1	A-2-4 (0)	GC	7.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C-25	02 + 950	M-1	0.00 - 0.60	0.60	47.7	31.4	20.9	30.8	18.6	12.2	A-2-6 (0)	GC	6.6	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
		M-2	0.60 - 1.60	1.00	19.2	42.6	38.2	32.3	19.3	13.0	A-6 (2)	SC	13.6	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.

Datos de identificación de muestras					Propiedades físicas							Propiedades mecánicas			Características geotécnicas							
N° Cal.	Prog. (km)	Muestra	Prof. (m)	Esp. (m)	Granulometría			Límites de consistencia			Clasificación del suelo		H. Nat. (%)	Proctor Modificado		CBR al 95% (0.1")	CBR	Suelo orgánico	Estado natural	Potencial de expansión		
					Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)	AASHTO	SUCS		O.C.H (%)	M.D.S. (gr/cm3)					Límite Líquido	Índice plástico	Expansivo / No exp.
C - 26	03 + 000	M - 1	0.00 - 0.50	0.50	33.4	32.2	34.4	31.4	16.2	15.2	A - 2 - 6 (1)	GC	7.9	7.0	2.102	28.5	Muy buena	-	Óptimo	Baja	Media	No exp.
		Roca	0.50 - 1.50	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 27	03 + 100	M - 1	0.00 - 0.30	0.30	45.8	34.3	19.9	26.8	17.0	9.8	A - 2 - 4 (0)	GC	10.2	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M - 2	0.30 - 0.90	0.90	18.3	44.7	37.0	42.5	25.6	16.9	A - 7 - 5 (2)	SC	26.9	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
		M - 3	0.90 - 1.50	1.50	15.4	43.6	41.0	32.9	19.5	13.4	A - 6 (2)	SC	15.4	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
C - 28	03 + 300	M - 1	0.00 - 0.50	0.50	49.4	29.9	20.7	24.7	17.3	7.4	A - 2 - 4 (0)	GC	5.4	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M - 2	0.50 - 1.50	1.00	11.0	46.8	42.2	39.0	24.7	14.3	A - 6 (3)	SC	16.5	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C - 29	03 + 500	M - 1	0.00 - 1.10	1.10	52.4	37.7	9.9	23.6	N.P.	N.P.	A - 1 - a (0)	GW - GM	4.5	-	-	-	-	-	-	Baja	-	No exp.
		M - 2	1.10 - 1.80	0.70	14.3	59.5	26.2	34.4	23.5	10.9	A - 2 - 6 (0)	SC	21.7	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C - 30	03 + 600	M - 1	0.00 - 2.20	2.20	12.7	63.8	23.5	32.2	19.9	12.3	A - 2 - 6 (0)	SC	12.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.
C - 31	03 + 700	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	17.3	24.6	58.1	39.4	22.4	17.0	A - 6 (8)	CL	17.2	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
		Roca	1.50 - 1.90	0.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 03 + 710																						
C - 32	03 + 810	M - 1	0.00 - 2.00	2.00	30.3	47.5	22.2	60.3	23.5	36.8	A - 2 - 7 (2)	SC	13.4	11.3	1.874	12.6	Buena	-	Saturado	Alta	Muy alta	Expansivo
C - 33	03 + 850	M - 1	0.00 - 2.10	2.10	18.1	68.3	13.6	42.7	26.4	16.3	A - 2 - 7 (0)	SC	13.8	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C - 34	04 + 000	M - 1	0.00 - 1.60	1.60	2.4	32.1	65.5	29.6	23.6	6.0	A - 4 (3)	CL - ML	12.0	12.0	1.932	4.9	Insuficiente	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C - 35	04 + 150	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	40.9	51.7	7.4	29.1	24.4	4.7	A - 1 - a (0)	SP - SM	11.0	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M - 2	1.50 - 2.00	0.50	44.1	33.4	22.5	30.0	16.2	13.8	A - 2 - 6 (0)	GC	11.9	8.4	1.859	13.9	Buena	-	Saturado	Baja	Media	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 04 + 200																						
C - 36	04 + 350	M - 1	0.00 - 0.60	0.60	49.9	29.4	20.7	25.5	16.5	9.0	A - 2 - 4 (0)	GC	5.9	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		M - 2	0.60 - 2.00	1.40	20.3	42.0	37.7	30.2	20.2	10.0	A - 4 (1)	SC	12.1	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C - 37	04 + 950	M - 1	0.00 - 1.30	1.30	51.9	32.7	15.4	31.1	20.2	10.9	A - 2 - 6 (0)	GC	12.9	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C - 38	05 + 000	M - 1	0.00 - 1.35	1.35	36.0	25.4	38.6	29.2	21.9	7.3	A - 4 (0)	GC	12.3	11.6	1.935	13.4	Buena	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C - 39	05 + 300	M - 1	0.00 - 2.00	2.00	20.9	25.3	53.8	37.7	22.7	15.0	A - 6 (6)	CL	17.6	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C - 40	05 + 450	M - 1	0.00 - 1.00	1.00	52.8	37.4	9.8	22.7	18.2	4.5	A - 1 - a (0)	GP - GC	6.3	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C - 41	05 + 850	M - 1	0.00 - 1.40	1.40	42.9	40.4	16.7	25.2	17.6	7.6	A - 2 - 4 (0)	GC	8.2	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
C - 42	06 + 000	M - 1	0.00 - 1.85	1.85	53.2	30.6	16.2	28.2	19.0	9.2	A - 2 - 4 (0)	GC	4.9	8.5	2.097	26.8	Muy buena	-	Seco	Baja	Baja	No exp.
C - 43	06 + 060	M - 1	0.00 - 1.00	1.00	23.8	37.4	38.8	36.0	22.6	13.4	A - 6 (2)	SC	10.7	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C - 44	06 + 250	M - 1	0.00 - 0.90	0.90	27.7	49.1	23.2	42.5	27.4	15.1	A - 2 - 7 (0)	SC	13.1	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
		Roca	0.90 - 2.00	1.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 06 + 610																						
C - 45	06 + 700	M - 1	0.00 - 0.50	0.50	55.3	35.0	9.7	31.2	20.5	10.7	A - 2 - 6 (0)	GW - GC	7.2	-	-	-	-	-	-	Baja	Baja	No exp.
		Roca	0.50 - 1.40	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 46	06 + 950	M - 1	0.00 - 0.80	0.80	72.8	18.1	9.1	41.3	23.9	17.4	A - 2 - 7 (0)	GP - GC	8.0	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
		Roca	0.80 - 1.00	0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 47	07 + 000	M - 1	0.00 - 0.85	0.85	62.0	26.5	11.5	44.7	19.0	25.7	A - 2 - 7 (0)	GC	11.9	5.6	2.074	5.0	Insuficiente	-	Saturado	Media	Alta	No exp.
		Roca	0.85 - 1.50	0.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 48	07 + 250	M - 1	0.00 - 0.40	0.40	62.8	26.0	11.2	45.6	19.4	26.2	A - 2 - 7 (0)	GP - GC	8.9	-	-	-	-	-	-	Media	Alta	No exp.

Datos de identificación de muestras					Propiedades físicas							Propiedades mecánicas			Características geotécnicas								
N° Cal.	Prog. (km)	Muestra	Prof. (m)	Esp. (m)	Granulometría			Límites de consistencia			Clasificación del suelo		H. Nat. (%)	Proctor Modificado		CBR al 95% (0.1")	CBR	Suelo orgánico	Estado natural	Potencial de expansión			
					Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	AASHTO	SUCS		O.C.H (%)	M.D.S. (gr/cm3)					Límite Líquido	Índice plástico	Expansivo / No exp.	
C - 49	07 + 350	M - 1	0.00 - 1.20	1.20	31.7	46.4	21.9	38.4	25.6	12.8	A - 2 - 6 (0)	SM	16.2	14.7	1.759	10.4	Buena	-	Óptimo	Media	Media	No exp.	
C - 50	07 + 450	M - 1	0.00 - 1.20	1.20	51.2	34.7	14.1	34.0	21.4	12.6	A - 2 - 6 (0)	GC	8.5	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.	
		M - 2	1.20 - 1.70	0.50	0.0	75.6	24.4	36.3	22.4	13.9	A - 2 - 6 (0)	SC	19.0	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.	
C - 51	07 + 550	M - 1	0.00 - 0.40	0.40	38.5	58.5	3.0	31.8	19.7	12.1	A - 2 - 6 (0)	SW	10.7	-	-	-	-	-	-	Baja	Media	No exp.	
		Orgánico	0.40 - 1.00	0.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21.7	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.
C - 52	07 + 650	Orgánico	0.00 - 0.50	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.
		Roca	1.00 - 1.70	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 53	07 + 850	Orgánico	0.00 - 1.70	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	13.6	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	-	No exp.
C - 54	07 + 950	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	14.6	63.1	22.3	N.P.	N.P.	N.P.	A - 1 - b (0)	SM	8.4	19.7	1.806	22.1	Muy buena	-	Seco	-	-	No exp.	
C - 55	08 + 000	M - 1	0.00 - 1.70	1.70	45.8	44.1	10.1	42.9	30.0	12.9	A - 2 - 7 (0)	GP - GM	18.8	13.6	1.665	15.8	Buena	-	Saturado	Media	Media	No exp.	
C - 56	08 + 050	Roca	0.00 - 1.60	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.	
C - 57	08 + 150	M - 1	0.00 - 1.30	1.30	10.9	76.1	13.0	56.9	30.3	26.6	A - 2 - 7 (0)	SC	33.9	-	-	-	-	-	-	Alta	Alta	Expansivo	
C - 58	08 + 200	M - 1	0.00 - 1.40	1.40	6.6	79.5	13.9	49.9	28.4	21.5	A - 2 - 7 (0)	SC	32.0	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.	
C - 59	08 + 300	Orgánico	0.00 - 0.80	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.
		M - 2	0.80 - 1.60	0.80	14.6	65.8	19.6	35.2	23.2	12.0	A - 2 - 6 (0)	SC	5.8	14.3	1.739	10.5	Buena	-	Seco	Media	Media	No exp.	
Filtración de agua. Progresiva 08 + 360																							
C - 60	08 + 400	M - 1	0.00 - 0.60	0.60	15.1	70.9	14.0	N.P.	N.P.	N.P.	A - 1 - b (0)	SM	18.1	20.0	1.630	23.5	Muy buena	-	Óptimo	-	-	No exp.	
		Roca	0.60 - 1.30	0.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.
C - 61	08 + 550	Orgánico	0.00 - 0.50	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	51.4	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
		M - 2	0.50 - 1.70	1.20	0.0	72.3	27.7	52.8	29.6	23.2	A - 2 - 7 (2)	SM	39.8	-	-	-	-	-	-	Alta	Alta	Expansivo	
C - 62	08 + 730	Orgánico	0.00 - 1.30	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
		Roca	1.30 - 1.95	0.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.	
C - 63	08 + 930	M - 1	0.00 - 0.70	0.70	36.5	51.3	12.2	28.5	N.P.	N.P.	A - 1 - b (0)	SM	21.6	15.0	1.805	35.2	Excelente	-	Saturado	Baja	-	No exp.	
		Roca	0.70 - 1.50	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	No exp.	
C - 64	09 + 940	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	3.5	49.6	46.9	37.7	23.9	13.8	A - 6 (3)	SC	21.0	15.8	1.750	8.5	Regular	-	Saturado	Media	Media	No exp.	
C - 65	10 + 050	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	5.7	52.2	42.1	39.7	23.8	15.8	A - 6 (3)	SC	-	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.	
C - 66	11 + 000	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	3.4	13.2	83.4	50.6	21.9	28.7	A - 7 - 6 (17)	CH	18.1	16	1.804	4.0	Insuficiente	-	Saturado	Alta	Alta	Expansivo	
C - 67	11 + 540	M - 1	0.00 - 0.70	0.70	28.0	22.8	49.2	53.8	32.1	21.7	A - 7 - 5 (7)	GM	15.7	15.4	1.928	5.8	Insuficiente	-	Óptimo	Alta	Media	No exp.	
C - 68	12 + 050	M - 1	0.00 - 0.45	0.45	68.1	17.0	14.9	29.4	17.6	11.8	A - 2 - 6 (0)	GC	4.7	6.1	2.219	19.0	Buena	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.	
C - 69	12 + 180	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	28.9	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
C - 70	12 + 230	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	29.5	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
C - 71	12 + 390	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	25.1	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
C - 72	12 + 850	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	27.8	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.	
Filtración de agua. Progresiva 12 + 850																							
Filtración de agua. Progresiva 12 + 950																							
C - 73	14 + 010	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	1.9	52.6	45.5	41.1	29.7	11.5	A - 7 - 6 (2)	SM	34.6	21.7	1.628	9.1	Regular	-	Saturado	Media	Baja	No exp.	
C - 74	14 + 150	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	10.8	62.5	26.7	40.1	32.1	8.1	A - 2 - 4 (0)	SC	10.0	16.2	1.602	4.0	Insuficiente	-	Seco	Media	Baja	No exp.	

Datos de identificación de muestras					Propiedades físicas							Propiedades mecánicas				Características geotécnicas						
N° Cal.	Prog. (km)	Muestra	Prof. (m)	Esp. (m)	Granulometría			Límites de consistencia			Clasificación del suelo		H. Nat. (%)	Proctor Modificado		CBR al 95% (0.1")	CBR	Suelo orgánico	Estado natural	Potencial de expansión		
					Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	IP (%)	AASHTO	SUCS		O.C.H (%)	M.D.S. (gr/cm3)					Límite Líquido	Índice plástico	Expansivo / No exp.
C - 75	14+200	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	22.7	52.2	25.1	27.1	24.7	2.4	A - 1 - b (0)	SM	10.0	10.4	1.684	2.8	Inadecuada	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C - 76	14 + 250	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	22.9	46.5	30.6	17.5	15.3	2.2	A - 2 - 4 (0)	SM	10.0	12.1	1.903	4.7	Insuficiente	-	Seco	Baja	Baja	No exp.
C - 77	14 + 290	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	6.5	56.2	37.3	20.7	13.3	7.4	A - 4 (0)	SC	16.4	13.6	1.831	8.8	Regular	-	Saturado	Baja	Baja	No exp.
C - 78	14 + 320	Orgánico	0.00 - 1.50	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	43.1	-	-	-	-	Orgánico	-	-	-	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 14 + 320																						
C - 79	14 + 400	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	15.2	42.7	42.1	40.4	29.1	11.4	A - 6 (1)	SC	30.0	18.6	1.618	3.6	Insuficiente	-	Saturado	Media	Baja	No exp.
C - 80	14 + 935	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	10.3	58.0	31.7	49.9	32.1	17.7	A - 2 - 7 (1)	SM	44.6	20.3	1.474	7.2	Regular	-	Saturado	Media	Media	No exp.
C - 81	15 + 010	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	1.0	45.0	54.0	38.7	27.6	11.1	A - 6 (4)	ML	16.1	19.7	1.623	9.2	Regular	-	Seco	Media	Baja	No exp.
C - 82	15 + 198	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	5.0	40.3	54.7	43.4	28.1	15.3	A - 7 - 6 (6)	ML	40.0	-	-	-	-	-	-	Media	Media	No exp.
C - 83	15 + 240	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	16.5	40.0	43.5	44.1	28.9	15.2	A - 7 - 6 (3)	SM	34.2	18.6	1.639	6.4	Regular	-	Saturado	Media	Media	No exp.
C - 84	15 + 510	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	1.0	55.6	43.4	53.8	24.4	29.4	A - 7 - 6 (7)	SC	34.3	21.2	1.603	5.6	Insuficiente	-	Saturado	Alta	Alta	Expansivo
Filtración de agua. Progresiva 15 + 510																						
C - 85	15 + 940	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	1.1	35.8	63.1	54.4	28.7	25.7	A - 7 - 6 (13)	CH	27.9	18.4	1.652	1.4	Inadecuada	-	Saturado	Alta	Alta	Expansivo
C - 86	16 + 000	M - 1	0.00 - 1.50	1.50	2.2	58.1	39.7	30.9	20.3	10.6	A - 4 (1)	SC	19.6	12.6	1.867	9.2	Regular	-	Saturado	Baja	Baja	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 16 + 050																						
C - 87	16+200	M - 1	0.00 - 0.60	0.60	9.4	55.6	35.0	38.5	29.6	8.9	A - 2 - 4 (0)	SC	10.0	16.6	1.694	3.5	Insuficiente	-	Seco	Media	Baja	No exp.
Filtración de agua. Progresiva 16 + 370																						
Filtración de agua. Progresiva 16 + 900																						
C - 88	17 + 000	M - 1	0.00 - 0.80	0.80	6.8	72.9	20.3	33.8	25.7	8.1	A - 2 - 4 (0)	SM	25.3	24.2	1.517	7.3	Regular	-	Óptimo	Baja	Baja	No exp.
C - 89	18 + 000	M - 1	0.00 - 0.60	0.60	7.3	66.5	26.2	34	28.3	5.8	A - 2 - 4 (0)	SM	16.0	18.2	1.696	9.5	Regular	-	Seco	Baja	Baja	No exp.

3.11.1.1. Potencial de expansividad de suelos

Los suelos expansivos están relacionados al contenido de arcillas debido a que éstas, se expanden cuando absorben agua y se contraen cuando lo pierden, debido a las características químicas que presentan. El contenido de arcillas en un suelo se estima por los límites de consistencia (índice de plasticidad), como se observa en la tabla 16.

A continuación, se evalúa el potencial de expansividad de suelos en función al índice plástico y límite líquido que presentan.

Tabla 24: Requerimiento de potencial de expansividad de suelos.

POTENCIAL DE EXPANSIÓN	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	LÍMITE LÍQUIDO
Muy alto	> 32.0	> 70
Alto	23.0 - 32.0	50.0 - 70.0
Medio	12.0 - 23.0	35.0 - 50.0
Bajo	< 12.0	20.0 - 35.0

Fuente: Vásquez (2018).

En la siguiente tabla, se presenta la relación de suelos expansivos presentes en el terreno de fundación de la plataforma de la carretera en estudio de acuerdo a los límites de consistencia que presentan.

Tabla 25: Suelos expansivos de acuerdo a sus límites de consistencia (L.L, I.P.).

Calicata N°	Prof. km	Prof. (m)	L.L. (%)	I.P. (%)	Clasificación		Potencial de expansión		
					AASHTO	SUCS	L.L.	I.P.	Estado
C - 32	03 + 810	0.00 - 2.00	60.3	36.8	A - 2 - 7 (2)	SC	Alta	Muy alta	Expansivo
C - 57	08 + 150	0.00 - 1.30	56.9	26.6	A - 2 - 7 (0)	SC	Alta	Alta	Expansivo
C - 61	08 + 550	0.50 - 1.70	52.8	23.2	A - 2 - 7 (2)	SM	Alta	Alta	Expansivo
C - 66	11 + 000	0.00 - 1.50	50.58	28.66	A - 7 - 6 (17)	CH	Alta	Alta	Expansivo
C - 84	15 + 510	0.00 - 1.50	53.8	29.4	A - 7 - 6 (7)	SC	Alta	Alta	Expansivo
C - 85	15 + 940	0.00 - 1.50	54.4	25.7	A - 7 - 6 (13)	CH	Alta	Alta	Expansivo

3.11.2. Estudio de canteras de agregados

El estudio geotécnico de canteras de agregados para terraplén, sub base y base granular inició con la localización de posibles canteras como fuente de agregados de acuerdo a los requerimientos de aplicación. Luego se realizó el muestreo y transporte de muestras a laboratorio para la realización de los ensayos según la Normativa EG – 2013, manual de carreteras, especificaciones técnicas generales para la construcción (MTC, 2013) y la Normativa del manual de ensayo de materiales (MTC, 2016).

Obtenidas las propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos realizados se definieron canteras para terraplén, sub base y base granular acorde a las especificaciones técnicas de calidad establecidas en las normas antes mencionadas.

En la tabla 26 se presenta una breve descripción de todas las canteras que han sido estudiadas.

En la tabla 27 se presenta el estudio de mecánica de suelos de las canteras seleccionadas.

Se realizó el muestreo de agregados procesados y sin procesar, dependiendo de la producción de las canteras.

Los agregados procesados se llevaron a cabo por métodos de chancado y zarandeo. Los agregados sin procesar son extraídos y acopiados según la disponibilidad en estado natural, (denominados convencionalmente como material global o integral).

Para la preparación de las muestras a ensayar se realizó proporciones de mezclas en unidades de volumen, con agregados de una misma cantera o hasta dos canteras, según la finalidad de su utilidad.

Tabla 26: Descripción de las canteras estudiadas.

Canteras	Descripción
Bazán	Se localiza en la ciudad de Cajamarca en Av. Hno. Manuel Carducci N° 696, carretera a Huambocancha. En esta cantera se extraen áridos de depósitos fluviales del Río Mashcón constituidos por gravas, arenas y en menor proporción limos y arcillas. Se procesan gravas de tamaño 3/4 pulg y 1/2 pulg, por el método de chancado y zarandeo. Está ubicado en las siguientes coordenadas: E 773439, N 9210569.
Llacanora	Se ubica en el Distrito de Llacanora, en esta cantera se extraen áridos de depósitos fluviales del Río Chonta, constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas. Se tienen acopios de áridos extraídos en estado natural sin ningún tipo de selección o separación de tamaños, a este subproducto se les denomina convencionalmente como material global o integral. Se realizó el muestreo de este material. Está ubicado en las siguientes coordenadas: E 784984, N 9202642.
Laurel	Se localiza en el Caserío Laurel del Valle, perteneciente al Centro Poblado de Combayo. Específicamente se ubica en el acceso de 1 km aproximadamente en la progresiva km 12 + 960 de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo. En esta cantera se extraen áridos de gravas, arenas y en menor proporción limos y arcillas en depósitos fluviales del Río Chonta. Sólo se extrae material global o integral (sin ningún proceso de selección y/o chancado). Las coordenadas de ubicación de esta cantera son las siguientes: E 786859, N 9217880.
Portal	Se localiza en el Caserío Luichupucro Bajo en el Centro Poblado de Otuzco, específicamente en la progresiva del km 02 + 660 de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo. Se extraen agregados de depósitos fluviales del Río Chonta, constituidos por áridos de gravas, arenas, limos y arcillas. Se procesa grava chancada de 3/4 pulg, 1/2 pulg y arena, dispuestos todos estos elementos en un solo acopio. Se realizó el muestreo de este material. Está localizada en las siguientes coordenadas: E 784556, N 9213542.
Mostrito	La cantera Mostrito se localiza en el Centro Poblado de Combayo, en el acceso de 1 km aproximadamente en la progresiva km 15 + 385 de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo. Se procesan agregados de depósitos coluviales ubicados en ladera de cerro constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas; las gravas principalmente constan de fragmentos de rocas ígneas pertenecientes al volcánico Huambos. Está localizada en las siguientes coordenadas: E 787890, N 9221311.
Quintana	La cantera Quintana se localiza en Cajamarca, en la carretera salida a la costa en el sector conocido como el Gavilán. En esta cantera se extraen agregados de ladera pertenecientes a la Formación Farrat, estos están constituidos por gravas, arenas y limos. La facilidad de extracción se debe al alto grado de alteración por las discontinuidades presentes en los macizos rocosos. Se ubica en las siguientes coordenadas: E 774976, N 9203596.

Tabla 27: Resultados del estudio de mecánica de suelos de canteras de agregados para base granular, sub base granular y terraplén de acuerdo a las especificaciones de las tablas 10, 07 y 04 respectivamente.

Finalidad	Canteras	Partidas	Límites de consistencia			T. Máx.	Clasificación		H. Nat. (%)	Cont. Mat. Org. (%)	E. Los Ángeles	Equiv. de arena	Proctor Modificado		CBR al 100% (0.1")	Part. Esp. y Abs. de agregados		Part. C. y A.	Part. Fracturadas		Cont. Sales		Durabilidad	
			L.L. (%)	L.P. (%)	LP (%)		AASHTO	SUCS					O.C.H (%)	M.D.S. (gr/cm ³)		P. Esp. g/cm ³	Abs. (%)		1 Cara	2 Caras	Finos (%)	Gruesos (%)	A. Fino	A. Grueso
Canteras para base granular	Cantera Bazán	Mescla 1 - 3/4" 1 - 1/2" 2 - arena	16.7	NP	NP	1 1/2"	A - 1 - a (0)	GW	8.0	0.63	28.9	69	7.2	2.163	127.3	2.558	1.389	14.4	86.1	69.4	0.052	0.026	6.93	7.12
	Cantera Llacanora - Mostrito	Mescla 1 - Llacanora 1 - Mostrito (50%-50%)	17.3	NP	NP	2 1/2"	A - 1 - a (0)	GW-GM	6.6	0.68	27.1	33	8.2	2.168	62.4	2.650	1.818	7.5	-	-	0.116	0.083	5.15	7.76
Canteras para sub base granular	Cantera Laurel - Mostrito	Mescla 2 - Laurel 3 - Mostrito (40%-60%)	23.1	17.8	5.3	2"	A - 2 - 4 (0)	GW-GC	1.5	0.89	15.9	28	8.4	2.149	64.5	2.661	1.288	12.4	No aplica	No aplica	0.057	0.181	No aplica	No aplica
	Cantera Portal	Mescla 1 - 3/4" 1 - 1/2" 2 - arena	17.1	13.8	3.3	1"	A - 1 - a (0)	GW-GM	2.3	0.63	23.0	28	5.7	2.192	85.0	2.681	1.171	23.6	No aplica	No aplica	-	-	No aplica	No aplica
Canteras para Terraplén	Cantera Mostrito	Mat. Global	27.5	21.1	6.4	2 1/2"	A - 2 - 4 (0)	GC-GM	11.9	0.95	19.8	No aplica	9.2	2.183	51.5	2.637	3.078	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
	Cantera Quintana	Mat. Global	16.1	13.7	2.4	1 1/2"	A - 1 - a (0)	GW-GC	11.8	0.79	61.1	No aplica	-	-	-	-	-	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica

En base al manual de carreteras titulado: especificaciones técnicas generales para la construcción (EG – 2013), los resultados de los ensayos son analizados para concluir si la cantera cumple con las especificaciones técnicas de calidad según los requerimientos establecidos ya sea para base granular, sub base granular y terraplén, como se presenta a continuación.

3.11.2.1. Especificaciones técnicas de calidad de agregados para base granular

Los agregados de la cantera Bazán cumplen con todas las especificaciones mínimas de calidad. Los agregados de la mezcla de la cantera Llacanora – Mostrito (50% - 50%), no cumplen con todos los requerimientos, teniendo como limitante, el tamaño máximo, equivalente de arena y el CBR.

Tabla 28: Evaluación de canteras para base granular según las especificaciones técnicas de calidad.

ENSAYO	NORMA	Esp. Norma EG - 2013	Cantera Bazán		Cantera Llacanora - Mostrito (50%-50%)	
			Resultado	Cumple	Resultado	Cumple
Análisis Granulométrico por Tamizado	MTC E - 108	Gradación (A,B,C o D)	A	Si	A	Si
Tamaño máximo (Pulg)	EG - 2013	2"	1 1/2"	Si	2 1/2"	No
Índice de Plasticidad (%)	MTC E - 111	4% máx	NP	Si	NP	Si
Contenido de material Orgánico (%)	EG - 2013	1% máx.	0.63%	Si	0.68%	Si
Ensayo de Abrasión Los Ángeles (%)	MTC E - 207	40% máx.	28.9%	Si	27.1%	Si
Equivalente de Arena (%)	MTC E - 114	35% mín.	69%	Si	33%	No
California Bearing Ratio (CBR) (%)	EG - 2013	80% min	127.3%	Si	62.4%	No
Partículas Chatas y Alargadas (%)	MTC E - 223	15% máx.	14.4%	Si	7.5%	Si
Partículas con una cara fracturada (%)	MTC E 210	80 % mín.	86.1%	Si	-	-
Partículas con dos caras fracturadas (%)	MTC E 210	40 % mín.	69.4%	Si	-	-
Contenido de Sales Solubles Totales (%)	MTC E - 219	0.5% máx.	0.052% 0.026%	Si	0.116% 0.083%	-
Durabilidad al sulfato de magnesio (%)	MTC E - 209	18% máx.	6.93% 7.12%	Si	5.15% 7.76%	-

3.11.2.2. Evaluación de agregados para sub base granular

Los agregados de la mezcla de la cantera Laurel – Mostrito (40% - 60%) cumplen con todas las especificaciones mínimas de calidad. Los agregados de la cantera Portal no cumplen con todos los requerimientos, teniendo como limitante, el ensayo de partículas chatas y alargadas, como se especifica a continuación.

Tabla 29: Evaluación de canteras para sub base granular según las especificaciones técnicas de calidad.

ENSAYO	NORMA	Esp. Norma EG - 2013	Cantera Laurel – Mostrito (40% - 60%)		Cantera Portal	
			Resultado	Cumple	Resultado	Cumple
Análisis Granulométrico por Tamizado	MTC E - 108	Gradación (A,B,C o D)	A	Si	A	Si
Tamaño máximo (Pulg)	EG - 2013	2"	2"	Si	1"	Si
Límite líquido (%)	MTC E - 110	25% máx	23.1%	Si	17.11	Si
Índice de Plasticidad (%)	MTC E - 111	6% máx	5.3%	Si	3.31%	Si
Contenido de material Orgánico (%)	EG - 2013	1% máx.	0.89%	Si	0.63%	Si
Ensayo de Abrasión Los Ángeles (%)	MTC E - 207	50% máx.	15.9%	Si	23.0%	Si
Equivalente de Arena (%)	MTC E - 114	25% mín.	28%	Si	28%	Si
California Bearing Ratio (CBR) (%)	EG - 2013	40% min	64.5%	Si	85.0%	Si
Partículas Chatas y Alargadas (%)	MTC E - 223	20% máx.	12.4%	Si	23.6%	No
Contenido de Sales Solubles Totales (%)	MTC E - 219	1% máx.	0.057% 0.181%	Si	-	-

3.11.2.3. Evaluación de agregados para terraplén

Los agregados de la cantera Mostrito cumplen con todas las especificaciones mínimas de calidad. Los agregados de la cantera Quintana no cumplen con todos los requerimientos, teniendo como limitante, el ensayo de Abrasión los Ángeles.

Tabla 30: Evaluación de canteras para terraplén según las especificaciones técnicas de calidad.

ENSAYO	NORMA	Esp. Norma EG - 2013	Cantera	Cantera Quintana		
			Mostrito	Cumple	Resultado	Cumple
			Resultado			
Tamaño máximo (cm)	EG - 2013	15cm (5.9")	2 1/2"	Si	1 1/2"	Si
Índice de Plasticidad (%)	MTC E - 111	11% máx	6.36%	Si	2.41%	Si
Contenido de material Orgánico (%)	EG - 2013	1% máx.	0.95%	Si	0.79%	Si
Ensayo de Abrasión Los Ángeles (%)	MTC E - 207	60% máx.	19.8%	Si	61.1%	No
California Bearing Ratio (CBR) (%)	EG - 2013	30% min	51.5%	Si	-	-

3.11.3. Análisis de la Capacidad portante y Asentamientos de suelos críticos (finos y/o expansivos)

El análisis de la capacidad portante y asentamientos en suelos críticos (finos y/o expansivos) del terreno de fundación de la carretera se realizó mediante el software GEO 5 2022, teniendo en cuenta los siguientes escenarios:

- Estado natural
- Saturación Total (presencia de infiltración)
- Sismicidad Máxima
- Sobrecargas
- Saturación total - Sismicidad Máxima - Sobrecargas (Condición más desfavorable).

Coeficientes de Sismicidad (k_h , k_v)

Mediante la aplicación del Software Loadcap en su versión 2018, se determinará los coeficientes de sismicidad horizontal (k_h) y vertical (k_v); variables a utilizar para desarrollar el análisis sísmico. En la siguiente tabla se detallan los parámetros de entrada para la obtención de tales variables.

Tabla 31: Parámetros de entrada para la determinación de los coeficientes sísmicos.

Factor de Zona (z)	Coeficiente de Ampliación Topográfica (S_T)	Categoría del Perfil Estratigráfico (S)
4 = 0.45	ST = 1: Pendientes topográficas regulares, crestas inferiores al ancho de la base y altura, menor a los 30 m.	Tipo A: S = 1. Roca u otra formación geológica similar a una roca.
3 = 0.35	ST ≥ 1.2: Sitios de proximidad al borde superior de taludes y laderas aislados, ángulo de pendiente > 15°.	Tipo B: S = 1.25. Depósitos de arenas o gravas muy densas o arcillas muy consistentes.
2 = 0.25	ST ≥ 1.2: Sitios de proximidad al borde superior de taludes y laderas aislados, ángulo de pendiente < 30°.	Tipo C: S = 1.25. Depósitos de arenas o gravas densas o arcillas consistentes.
1 = 0.10	ST ≥ 1.4: Sitios cercano a la cúspide de la ladera con crestas significativamente menores al ancho de la base y pendiente > 30°.	Tipo D: S = 1.35. Depósitos de terrenos granulares sueltos a poco densos de cohesión media a no cohesivos.
		Tipo E: S = 1.25. Perfil suelo formado por una capa aluvial superficial.

Fuente: Eurocódigo EN 1998-5, 8, Parte 1, 5, Anexo A (2004).

El análisis sísmico se lleva a cabo mediante la aplicación de la Norma E.030, Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), con su modificatoria mediante Resolución Ministerial N° 355-2018-VIVIENDA, publicada en el Diario Oficial El Peruano el 23 de octubre del 2018. Según esta Normativa el área de investigación se encuentra en dos zonas sísmicas (Zona 2 y Zona 3), a continuación, se realizará el procesamiento de datos teniendo en cuenta las variables de ambas zonas. La Zona Sísmica insertada en el Software Loadcap es la Zona 1 de la Normativa italiana O.P.C.M. 3274 por presentar igual aceleración máxima que la Zona Sísmica 3 de la Norma Técnica peruana E.030.

Para la Zona 3

The screenshot shows the 'Parametri sismici OPCM' dialog box with the following settings:

- Zona Sismica: 1
- Accelerazione massima / g: 0.35
- Coefficiente amplificazione topografica: 1
- Categoria profilo stratigrafico: D (1.35)
- Coefficiente di intensità sismico orizz.: **Kh** 0.236
- Coefficiente di intensità sismico vert.: **Kv** 0.118
- Normativa: O.P.C.M.3274
- Effetto sismico secondo: Nessuno effetto sismico

Figura 11: $K_h = 0.236$ y $k_v = 0.118$, para la zona 3, obtenidos a partir del Software Loadcap en su versión 2018.

Para la Zona 2

The screenshot shows the 'Parametri sismici OPCM' dialog box with the following settings:

- Zona Sismica: 2
- Accelerazione massima / g: 0.25
- Coefficiente amplificazione topografica: 1
- Categoria profilo stratigrafico: D (1.35)
- Coefficiente di intensità sismico orizz.: **Kh** 0.169
- Coefficiente di intensità sismico vert.: **Kv** 0.085
- Normativa: O.P.C.M.3274
- Effetto sismico secondo: Nessuno effetto sismico

Figura 12: $k_h = 0.169$ y $k_v = 0.085$, para la zona 2, obtenidos a partir del Software Loadcap en su versión 2018.

Tabla 32: Coeficientes de Sismicidad horizontal y vertical según la zona sísmica.

Distrito	Zona	Factor de zona "Z" (a _{máx} /g)	Coeficientes de Sismicidad horizontal (kh) y vertical (kv)	
			kh	kv
Baños del Inca (km 00 + 000 - 06 + 440)	3	0.35	0.236	0.118
La Encañada (km 06 + 440 - 18 + 420)	2	0.25	0.169	0.085

Precipitaciones

En la zona de estudio, La temporada con mayor precipitación corresponde de octubre a abril, el mes con mayor precipitación es marzo (118.78 mm/mes). La temporada más seca corresponde desde abril a octubre aproximadamente, el mes más seco es julio con un promedio de precipitación de 6.05 mm/mes.

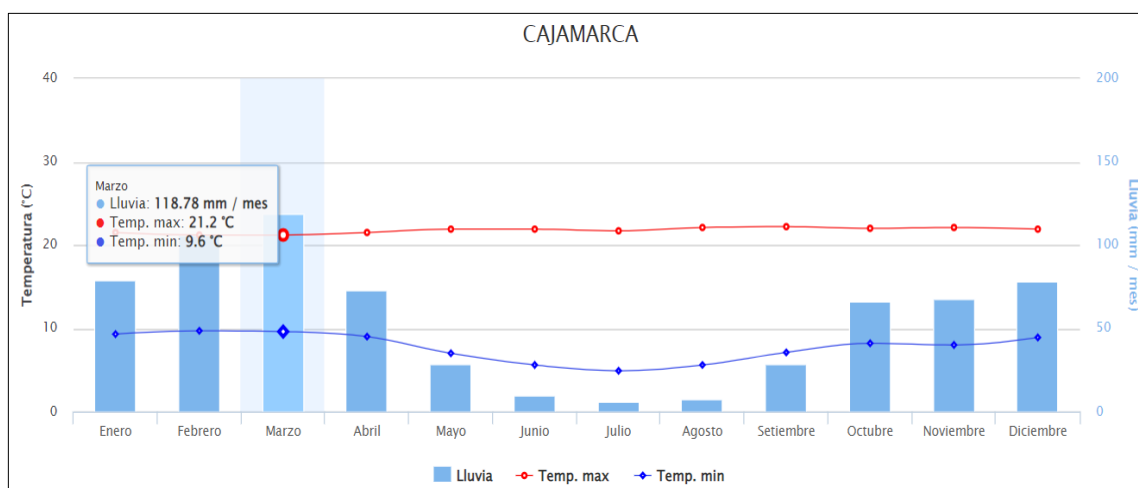


Figura 13: Promedio de precipitación y temperatura del Distrito de Cajamarca. (SENAMHI, 2022).

Sobrecargas

El Reglamento Nacional de Vehículos – Decreto Supremo N° 058 – 2003 – MTC, establece los requisitos y características técnicas que deben cumplir los vehículos para que ingresen, se registren, transiten, operen y se retiren del Sistema de Transporte Terrestre. (MTC, Reglamento Nacional de Vehículos 2003).

En la siguiente tabla se muestran los pesos máximos permitidos por eje o conjunto de ejes, según el Reglamento Nacional de Vehículos del 2003.

Tabla 33: Peso máximo permitido por configuración de eje simple o conjunto de ejes.

Conjunto de ejes	Nomenclatura	Simbología	N° de neumáticos	Gráfico	Peso máximo por eje (s) (t)
Simple	1RS		2		7
Simple	1RD		4		11
Doble	1RS+1RD		6		16
Doble	2RS		4		12
Doble	2RD		8		18
Triple	3RS		6		16
Triple	1RS+2RD		10		23
Triple	3RD		12		25
Doble Separado	1RD+1RD		8		11+11

Fuente: MTC, Reglamento Nacional de Vehículos (2003).

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, se define una sobrecarga de 25 toneladas, para el análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos críticos (suelos finos y/o expansivos) presentes en el terreno de fundación.

Tabla 34: Detalle de los escenarios para el análisis de la capacidad portante y asentamientos de suelos críticos (finos y/o expansivos).

Análisis	Escenarios	Gravedad (m/s ²)	Coeficientes de sismicidad		Sobrecargas (t)	Nivel Freático	Detalle
			k _h	k _v			
01	Estado Natural	9.81	0	0	0	Ausente	Condiciones drenadas (Tensiones Totales)
02	Saturación Total	9.81	0	0	0	Altura paquete estructural	Condición de precipitaciones intensas (Tensiones Efectivas)
03	Sismicidad Máxima	9.81	0.236 0.169	0.118 0.085	0	Ausente	Máximas aceleraciones sísmicas
04	Sobrecargas	9.81	0	0	25	Ausente	Presencia de sobrecargas por el tráfico de vehículos
05	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	9.81	0.236 0.169	0.118 0.085	25	Altura del paquete estructural	Combinación de condiciones 2, 3 y 4 (Condición más desfavorable)

La planificación y ejecución de la pavimentación de una carretera, involucra la construcción de diversas obras de infraestructura vial directamente vinculados con la estabilidad y sostenimiento de la estructura del pavimento flexible y la correcta evacuación de las aguas superficiales resultado de las precipitaciones pluviales, estas obras de arte constituyen estructuras de concreto como: Puentes, pontones, alcantarillado y muros de contención, cimentados sobre el terreno de fundación de la carretera que se desea construir.

Bajo esta premisa, cabe resaltar que; el análisis de la capacidad portante y asentamientos de suelos críticos (finos y/o expansivos) del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en estudio, se realizó bajo el sustento estructural de un muro de contención tipo ciclópeo según las condiciones naturales y la intervención de las variables desencadenantes tales como, la infiltración, sismicidad y sobrecargas generadas por el tráfico vial, de acuerdo a los escenarios detallados en la tabla 34.

3.11.3.1.PUNTO CRÍTICO N° 01

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 01; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 35: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
785043	9214435	2833	32	03+810	A - 2 - 7 (2)	SC	Arena gravosa con arcilla

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de depósitos cuaternarios del tipo coluvio – aluvial, conformada sobre la Formación Yumagual (ks-yu), estos depósitos están constituidos por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso englobados en una matriz de limos y arcillas. El suelo presente es de color amarillo oscuro, poco compacto, fácilmente disgregable con la mano, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los resultados de los ensayos de laboratorio, estas características le confieren las propiedades de ser altamente expansivos en contacto con el agua.



Foto 19: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 01.

Tabla 36: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Perfil Estratigráfico 01		Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
	Prop. físicas	Granulometría	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	30.30	
			Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	47.50	
		Límites de consistencia	Finos (%)	3.40	8.30	14.80	22.20	
			L.L. (%)	16.70	23.10	27.50	60.30	
			L.P. (%)	NP	17.80	21.10	23.50	
		Clasificación del suelo	IP (%)	NP	5.30	6.40	36.80	
			AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 7 (2)	
		Prop. mecánica	SUCS	GW	GW-GC	GC-GM	SC	
			H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	13.40	
			Proctor Modificado	O.C.H (%)	7.20	8.40	9.20	11.30
				M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	1.87
			CBR al 95% (0.1")	127.30	64.50	51.50	12.60	
			Peso unitario seco, Y (KN/m³)	21.18	21.08	21.38	-	
			Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)	23.34	23.48	23.99	-	
		Simbología						
Propiedades geotécnicas procesados por GEO		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación			
Peso unitario seco, Y (KN/m³)		-	-	-	18.50			
Ángulo de fricción interna, φ (°)		41.50	35.50	32.50	27.00			
Cohesión del suelo, C (kPa)		0.00	0.00	4.00	8.00			
Módulo edométrico, E_{oed} (MPa)		478.00	114.00	94.50	12.50			
Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)		-	-	-	21.50			
Simbología								

Tabla 37: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="293 296 1055 671" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="300 683 757 703">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="300 738 918 839"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1644.01$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="300 879 842 927"> Factor de seguridad = 3.19 > 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="300 935 985 1042"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="300 1050 667 1070">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="300 1106 792 1126">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="300 1134 775 1209"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 431.44$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="300 1249 869 1297"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="300 1326 801 1347">Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1155 363 2031 823" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1162 847 1756 868">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1162 903 1769 1023"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=11.70$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=93.60$) </p> <p data-bbox="1162 1031 1928 1150"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1162 1158 1574 1179">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1162 1222 1740 1243">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1162 1251 1778 1342"> Asentamiento de la cimentación = 16.3 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = 4.605 (\tan^*1000); ($2.6E-01$ °) </p>

Tabla 38: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="322 309 1037 695" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="338 703 759 726">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="338 751 904 847"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1206.79$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="338 879 869 927"> Factor de seguridad = $2.45 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="338 935 965 1031"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ </p> <p data-bbox="338 1038 678 1061">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="338 1093 792 1115">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="338 1118 775 1187"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 405.26$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="338 1219 860 1267"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="338 1294 831 1316">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 352 2020 762" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1182 807 1733 829">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1182 863 1744 971"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=11.70$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=93.60$) </p> <p data-bbox="1182 979 1890 1088"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1182 1102 1563 1125">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1182 1158 1718 1181">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1182 1184 1756 1270"> Asentamiento de la cimentación = 16.9 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.77 m Rotación en dirección del ancho = 4.610 (\tan^*1000); ($2.6E-01$ °) </p>

Tabla 39: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="333 316 1043 707" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="338 719 808 743" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> </div> <div data-bbox="338 770 958 871" data-label="Text"> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 635.73$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa</p> </div> <div data-bbox="338 903 931 951" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1.24 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFATORIA</p> </div> <div data-bbox="338 959 1039 1094" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFATORIA</p> </div> <div data-bbox="338 1118 920 1302" data-label="Text"> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 431.44$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFATORIA</p> </div> <div data-bbox="338 1326 887 1350" data-label="Text"> <p>Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFATORIA</p> </div>	<div data-bbox="1151 379 2020 826" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1162 858 1738 882" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> </div> <div data-bbox="1162 914 1749 1031" data-label="Text"> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=13.00$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=104.00$)</p> </div> <div data-bbox="1162 1038 1904 1190" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFATORIA</p> </div> <div data-bbox="1162 1222 1760 1342" data-label="Text"> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.3 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = 4.605 (\tan^*1000); ($2.6E-01$ °)</p> </div>

Tabla 40: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="311 320 1037 719" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="322 727 748 751">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="322 778 898 879"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1644.01$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="322 911 831 959"> Factor de seguridad = 3.19 > 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="322 967 965 1070"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="322 1078 667 1102">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="322 1126 786 1150">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="322 1158 730 1222"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 431.44$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="322 1254 853 1302"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="322 1334 792 1358">Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 376 2020 823" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1173 847 1756 871">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1173 903 1771 1023"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=11.70$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=93.60$) </p> <p data-bbox="1173 1031 1928 1150"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1173 1158 1576 1182">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1173 1222 1742 1246">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1173 1254 1778 1342"> Asentamiento de la cimentación = 17.4 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.98 m Rotación en dirección del ancho = 4.527 (tan*1000); (2.6E-01 °) </p>

Tabla 41: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="324 316 1061 715" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="324 730 750 751">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="324 783 891 879"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 630.21 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="324 911 862 959"> Factor de seguridad = $1.28 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="324 967 963 1070"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ </p> <p data-bbox="324 1078 667 1099">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="324 1126 784 1147">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="324 1155 728 1227"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 405.26 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="324 1259 853 1307"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="324 1331 824 1351">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1146 331 2020 767" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1146 807 1787 828">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1146 868 1796 995"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=13.00$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=104.00$) </p> <p data-bbox="1146 1003 1966 1131"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1146 1139 1590 1160">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1146 1203 1765 1224">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1146 1232 1809 1335"> Asentamiento de la cimentación = 18.1 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.90 m Rotación en dirección del ancho = $4.598 (\tan^*1000)$; $(2.6E-01 ^\circ)$ </p>

3.11.3.2.PUNTO CRÍTICO 02

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 02; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 42: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
787231	9216712	2920	57	08+150	A - 2 - 7 (0)	SC	Arena arcillosa

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de la facie volcánica San José 1 (Nm-sj/1), conformado principalmente por flujos piroclásticos de pómez y cenizas ricos en cristales de composición riolítica; con presencia de arcillas por el alto grado de meteorización causada por el agua. El suelo presente es de color blanquecino amarillento, poco compacto, fácilmente disgregable con la mano, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los resultados de los ensayos de laboratorio, estas características le confieren las propiedades de ser altamente expansivos en estado de saturación.



Foto 20: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 02.

Tabla 43: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Perfil Estratigráfico 02		Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación
	Granulometría	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	10.90	
		Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	76.10	
	Límites de consistencia	Finos (%)	3.40	8.30	14.80	13.00	
		L.L. (%)	16.70	23.10	27.50	56.90	
		L.P. (%)	NP	17.80	21.10	30.30	
	Clasificación del suelo	AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 7 (0)	
		SUCS	GW	GW-GC	GC-GM	SC	
	Prop. mecánica	H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	33.90	
		Proctor Modificado	O.C.H (%)	7.20	8.40	9.20	-
			M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	-
		CBR al 95% (0.1")	127.30	64.50	51.50	-	
	Peso unitario seco, Y (KN/m ³)	21.18	21.08	21.38	-		
	Peso unitario Sat. Y _{sat} (KN/m ³)	23.34	23.48	23.99	-		
	Simbología						
	Propiedades geotécnicas procesados por GEO		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
Peso unitario seco, Y (KN/m ³)		-	-	-	17.30		
Ángulo de fricción interna, ϕ (°)		41.50	35.50	32.50	28.00		
Cohesión del suelo, C (kPa)		0.00	0.00	4.00	06.00		
Módulo edométrico, E _{oed} (MPa)		478.00	114.00	94.50	08.45		
Peso unitario Sat. Y _{sat} (KN/m ³)		-	-	-	20.30		
Simbología							

Tabla 44: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

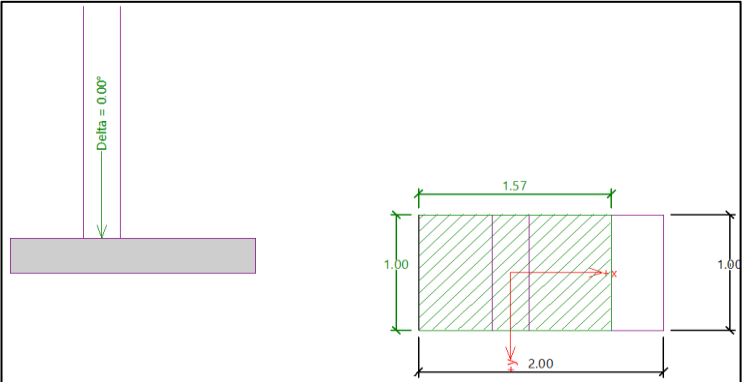
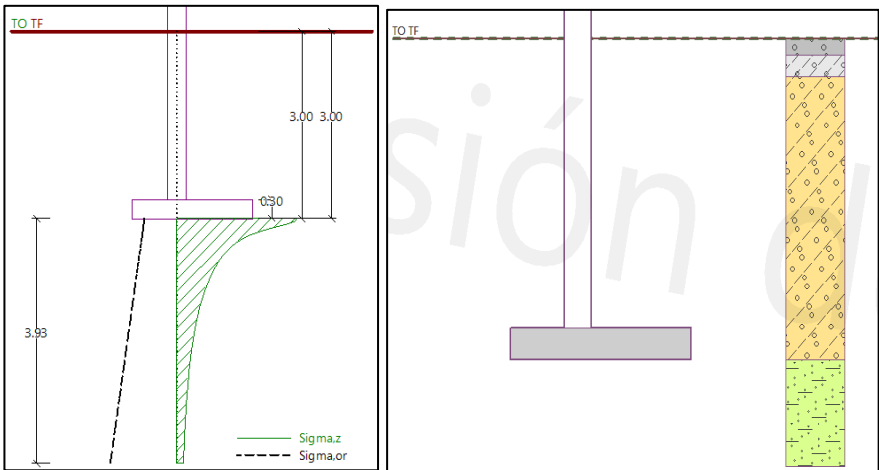
ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
 <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1769.01$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa</p> <p>Factor de seguridad = $3.44 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA</p> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$</p> <p>Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 446.18$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN</p> <p>Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA</p> <p>Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA</p>	 <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.27$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=17.31$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=138.46$)</p> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$</p> <p>Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 24.3 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.93 m Rotación en dirección del ancho = 6.738 (\tan^*1000); ($3.9E-01$ °)</p>

Tabla 45: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="248 320 1111 794" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="271 799 689 820">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="271 842 835 932"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1274.61 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="271 959 801 1002"> Factor de seguridad = $2.58 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="271 1007 898 1126"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="271 1150 723 1171">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="271 1174 707 1238"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 419.03 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="271 1265 790 1308"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="271 1329 763 1350"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 389 2022 836" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1167 855 1720 876">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1167 911 1731 1018"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.26 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=17.31$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=138.46$) </p> <p data-bbox="1167 1031 1883 1137"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1167 1206 1709 1227">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1167 1235 1742 1321"> Asentamiento de la cimentación = 25.2 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.91 m Rotación en dirección del ancho = $6.807 (\tan^*1000)$; $(3.9E-01 ^\circ)$ </p>

Tabla 46: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="259 316 1099 770" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="264 778 741 799">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="264 823 896 914"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 929.71 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="264 943 866 986"> Factor de seguridad = $1.81 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="264 991 978 1082"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="264 1090 649 1110">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="264 1134 779 1155">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="264 1160 759 1225"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 446.18 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="264 1254 857 1297"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="264 1321 824 1342">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 363 2020 810" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1149 836 1738 857">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1149 895 1749 1011"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.27 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=19.23$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=153.85$) </p> <p data-bbox="1149 1023 1910 1139"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1149 1155 1556 1176">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1149 1214 1722 1235">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1149 1241 1760 1332"> Asentamiento de la cimentación = 24.3 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.93 m Rotación en dirección del ancho = $6.738 (\tan^*1000); (3.9E-01 \text{ }^\circ)$ </p>

Tabla 47: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="259 304 1081 754" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="280 762 721 783">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="280 810 875 903"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1769.01 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="280 935 804 978"> Factor de seguridad = 3.44 > 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 986 940 1110"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1137 757 1230"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 446.18 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="280 1262 828 1305"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1332 763 1353"> Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1155 384 2020 831" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1171 855 1688 876">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1171 906 1700 1010"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.27 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=17.31$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=138.46$) </p> <p data-bbox="1171 1018 1839 1121"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1171 1185 1709 1289"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 25.8 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.06 m Rotación en dirección del ancho = 6.735 (\tan^*1000); ($3.9E-01 \text{ }^\circ$) </p>

Tabla 48: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="241 320 1106 788" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="293 799 716 820" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> </div> <div data-bbox="293 842 851 932" data-label="Text"> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 666.68 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52 \text{ kPa}$</p> </div> <div data-bbox="293 959 824 1002" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1.35 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="293 1008 922 1126" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="293 1150 748 1171" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> </div> <div data-bbox="293 1174 730 1240" data-label="Text"> <p>Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 419.03 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$</p> </div> <div data-bbox="293 1267 815 1310" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="293 1331 786 1351" data-label="Text"> <p>Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p> </div>	<div data-bbox="1144 376 2020 850" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="1144 861 1731 882" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> </div> <div data-bbox="1144 919 1742 1034" data-label="Text"> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.26 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=19.23$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=153.85$)</p> </div> <div data-bbox="1144 1043 1899 1158" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$</p> </div> <div data-bbox="1144 1171 1552 1192" data-label="Text"> <p>Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="1144 1230 1715 1251" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> </div> <div data-bbox="1144 1259 1753 1347" data-label="Text"> <p>Asentamiento de la cimentación = 26.9 mm Profundidad de la zona de influencia = 5.06 m Rotación en dirección del ancho = $6.730 (\tan^*1000); (3.9E-01 \text{ °})$</p> </div>

3.11.3.3.PUNTO CRÍTICO N° 03

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 03; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 49: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
787309	9216783	2957	61	08+550	A - 2 - 7 (2)	SM	Arena Limosa

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de la facie volcánica San José 1 (Nm-sj/1), conformado principalmente por flujos piroclásticos de pómez y cenizas ricos en cristales de composición riolítica; con presencia de arcillas y limos por el alto grado de meteorización causada por el agua. El suelo presente es de color amarillo blanquecino, poco compacto, fácilmente disgregable con la mano, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los resultados de los ensayos de laboratorio, estas características le confieren las propiedades de ser altamente expansivos en estado de saturación.



Foto 21: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 03.

Tabla 50: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Perfil Estratigráfico 03		Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
		Prop. físicas	Granulometría	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	0.00
				Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	72.30
				Finos (%)	3.40	8.30	14.80	27.70
			Límites de consistencia	L.L. (%)	16.70	23.10	27.50	52.80
				L.P. (%)	NP	17.80	21.10	29.60
				I.P. (%)	NP	5.30	6.40	23.20
		Clasificación del suelo	AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 7 (2)	
			SUCS	GW	GW-GC	GC-GM	SM	
		Prop. mecánica	H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	33.90	
			Proctor Modificado	O.C.H. (%)	7.20	8.40	9.20	-
				M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	-
			CBR al 95% (0.1")	127.30	64.50	51.50	-	
			Peso unitario seco, Y (KN/m³)	21.18	21.08	21.38	-	
		Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)	23.34	23.48	23.99	-		
		Simbología						
Propiedades geotécnicas procesados por GEO		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación			
Peso unitario seco, Y (KN/m³)		-	-	-	18.00			
Ángulo de fricción interna, φ (°)		41.50	35.50	32.50	28.50			
Cohesión del suelo, C (kPa)		0.00	0.00	4.00	5.00			
Módulo edométrico, E_{oed} (MPa)		478.00	114.00	94.50	13.50			
Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)		-	-	-	21.00			
Simbología								

Tabla 51: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="264 312 1084 759" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="288 767 714 788">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="288 815 864 906"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1846.10$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="288 938 792 979"> Factor de seguridad = $3.59 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="288 991 927 1086"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="288 1094 629 1115">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="288 1139 748 1160">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="288 1166 730 1233"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 453.68$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="288 1265 815 1307"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="288 1334 754 1355">Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1149 368 2011 815" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1196 831 1767 852">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1196 887 1767 999"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 10.03$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=9.09$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=72.69$) </p> <p data-bbox="1196 1010 1935 1121"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1196 1137 1592 1158">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1196 1198 1756 1219">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1196 1225 1789 1310"> Asentamiento de la cimentación = 15.2 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.89 m Rotación en dirección del ancho = 4.245 ($\tan^* 1000$); ($2.4E-01$ °) </p>

Tabla 52: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="255 312 1095 770" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="275 780 710 802">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="275 826 860 916"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1319.98$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="275 948 824 991"> Factor de seguridad = 2.67 < 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="275 997 925 1120"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="275 1144 815 1310"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 426.03$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="275 1334 786 1356"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 376 2020 831" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1167 842 1760 865">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1167 903 1760 1019"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 10.03$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=9.09$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=72.69$) </p> <p data-bbox="1167 1027 1928 1182"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1167 1220 1783 1337"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 15.7 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.83 m Rotación en dirección del ancho = 4.277 (\tan^*1000); ($2.5E-01$ °) </p>

Tabla 53: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="248 316 1099 778" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="259 788 741 807">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="259 834 896 922"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 970.92 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="259 954 869 994"> Factor de seguridad = $1.89 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="259 1002 981 1121"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="259 1145 857 1353"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 453.68 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 360 2020 818" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1155 842 1738 866">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1155 898 1749 1018"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 8.41 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=12.04$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=96.30$) </p> <p data-bbox="1155 1026 1906 1145"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1155 1217 1760 1337"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 15.2 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.89 m Rotación en dirección del ancho = $4.245 \text{ (tan}^*1000\text{); (}2.4\text{E-}01 \text{)}^\circ$ </p>

Tabla 54: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="264 328 1093 778" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="264 791 674 810">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="264 836 817 927"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1846.10$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="264 954 752 995"> Factor de seguridad = 3.59 > 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="264 1002 880 1123"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="264 1145 707 1235"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 453.68$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="264 1262 775 1303"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="264 1331 714 1350"> Capacidad portante de la cimentación ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 347 2020 815" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1167 831 1742 858">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1167 890 1910 1002"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 10.03$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=9.09$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=72.69$) </p> <p data-bbox="1167 1011 1910 1123"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1167 1198 1765 1310"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.1 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.01 m Rotación en dirección del ancho = 4.202 (\tan^*1000); ($2.4E-01$ °) </p>

Tabla 55: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="250 316 1084 772" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="295 788 748 810" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> </div> <div data-bbox="295 833 896 922" data-label="Text"> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 691.43$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa</p> </div> <div data-bbox="295 951 869 995" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1.40 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="295 999 974 1123" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="295 1142 857 1305" data-label="Text"> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 426.03$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="295 1327 826 1350" data-label="Text"> <p>Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p> </div>	<div data-bbox="1137 316 2024 842" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="1164 861 1747 884" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> </div> <div data-bbox="1164 919 1758 1034" data-label="Text"> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 8.41$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=12.04$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=96.30$)</p> </div> <div data-bbox="1164 1043 1915 1197" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="1164 1228 1769 1347" data-label="Text"> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.8 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.96 m Rotación en dirección del ancho = 4.231 (\tan^*1000); ($2.4E-01$ °)</p> </div>

3.11.3.4.PUNTO CRÍTICO N° 04

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 04; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 56: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
787528	9218053	3079	66	11+000	A - 7 - 6 (17)	CH	Arcilla de alta plasticidad con arena

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de depósitos cuaternarios del tipo coluvio – aluvial, conformados sobre la Formación Quilquiñan (ks-qm), estos depósitos están constituidos por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso englobados en una matriz de limos y arcillas. El suelo presente es de color marrón oscuro, poco compacto, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los ensayos de laboratorio, estas características le confieren las propiedades de ser altamente expansivos en contacto con el agua.



Foto 22: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 04.

Tabla 57: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5							
Perfil Estratigráfico	Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio	Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación		
	Prop. físicas	Granulometría	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	3.40
		Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	13.20	
		Finos (%)	3.40	8.30	14.80	83.40	
		Límites de consistencia	L.L. (%)	16.70	23.10	27.50	50.60
			L.P. (%)	NP	17.80	21.10	21.90
			I.P. (%)	NP	5.30	6.40	28.70
	Clasificación del suelo	AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 7 - 6 (17)	
		SUCS	GW	GW-GC	GC-GM	CH	
	Prop. mecánica	H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	18.10	
		Proctor Modificado	O.C.H. (%)	7.20	8.40	9.20	16.00
			M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	1.804
		CBR al 95% (0.1")	127.30	64.50	51.50	4.00	
		Peso unitario seco, Y (KN/m³)	21.18	21.08	21.38	-	
	Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)	23.34	23.48	23.99	-		
	Simbología						
Propiedades geotécnicas procesados por GEO	Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación			
Peso unitario seco, Y (KN/m³)	-	-	-	20.50			
Ángulo de fricción interna, φ (°)	41.50	35.50	32.50	15.00			
Cohesión del suelo, C (kPa)	0.00	0.00	4.00	10.00			
Módulo edométrico, E_{oed} (MPa)	478.00	114.00	94.50	12.50			
Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m³)	-	-	-	23.50			
Simbología							

Tabla 58: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="259 304 1099 759"> </div> <p data-bbox="266 767 707 788">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="266 815 851 906"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 492.32 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="266 938 824 983"> Factor de seguridad = $0.96 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="266 991 927 1086"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="266 1094 622 1115">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="266 1142 741 1233"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 239.96 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="266 1265 815 1310"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="266 1334 784 1355">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 363 2020 826"> </div> <p data-bbox="1173 842 1731 863">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1173 898 1738 1007"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.90 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.61$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=148.88$) </p> <p data-bbox="1173 1018 1888 1126"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1173 1142 1559 1163">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1173 1198 1749 1310"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.1 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.76 m Rotación en dirección del ancho = $4.624 (\tan^*1000)$; $(2.6E-01^\circ)$ </p>

Tabla 59: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="277 308 1093 754" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="293 759 730 778">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="293 807 871 900"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 384.69 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="293 932 842 975"> Factor de seguridad = $0.78 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 983 947 1110"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 1137 763 1230"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 224.82 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="293 1262 835 1305"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 1334 804 1353"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 371 2020 815" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1173 834 1738 853">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1173 890 1749 1002"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.90 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.61$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=148.88$) </p> <p data-bbox="1173 1010 1906 1121"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1173 1193 1760 1310"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.7 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.56 m Rotación en dirección del ancho = $4.559 \text{ (tan*1000); (2.6E-01 °)}$ </p>

Tabla 60: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="259 312 1099 775" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="259 788 685 807">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="259 834 819 922"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 232.66$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="259 954 797 995"> Factor de seguridad = $0.45 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="259 1003 896 1125"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="259 1150 786 1315"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 239.96$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="259 1339 757 1358">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 389 2020 836" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1151 852 1733 874">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1151 911 1744 1026"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=13.00$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=104.00$) </p> <p data-bbox="1151 1034 1901 1189"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1151 1222 1756 1337"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 16.1 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.76 m Rotación en dirección del ancho = 4.624 (\tan^*1000); ($2.6E-01$ °) </p>

Tabla 61: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

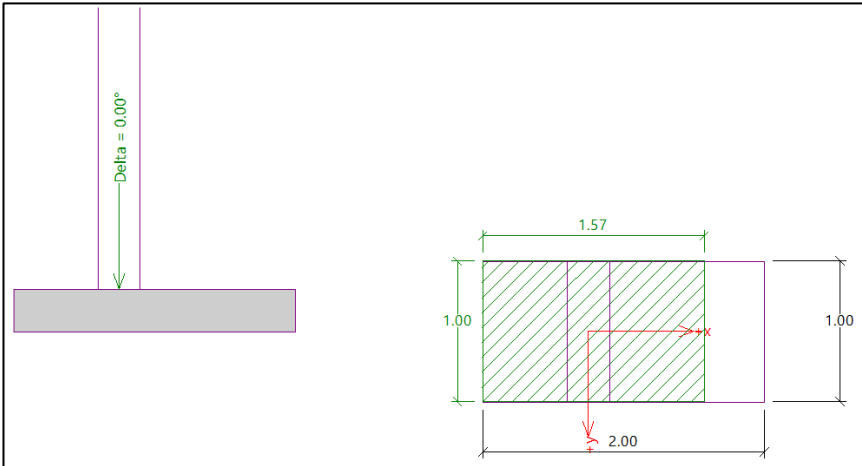
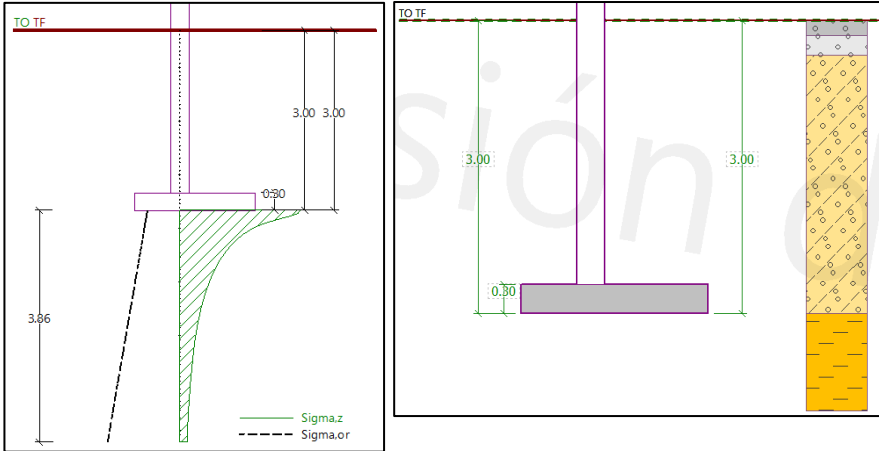
ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
 <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 492.32 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$</p> <p>Factor de seguridad = $0.96 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA</p> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 239.96 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$</p> <p>Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA</p> <p>Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	 <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.90 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.61$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=148.88$)</p> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 17.3 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = $4.605 (\tan^*1000); (2.6E-01 \text{ °})$</p>

Tabla 62: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="264 304 1077 746" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="311 767 763 788">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="311 815 909 903"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 176.79$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="311 935 882 975"> Factor de seguridad = $0.36 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="311 983 987 1102"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="311 1126 875 1334"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 224.82$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 320 2020 794" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1160 831 1756 852">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1160 892 1767 1011"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 7.79$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=13.00$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=104.00$) </p> <p data-bbox="1160 1019 1928 1139"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1160 1211 1778 1331"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 17.8 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.69 m Rotación en dirección del ancho = 4.590 (\tan^*1000); ($2.6E-01$ °) </p>

3.11.3.5.PUNTO CRÍTICO N° 05

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 05; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 63: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
787644	9220757	3167	84	15+510	A - 7 - 6 (7)	SC	Arena arcillosa

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de la facie volcánica San José 3 (Nm-sj/3), conformado por depósitos de flujos piroclásticos de pómez y cenizas de color gris claro. Algunos sectores se encuentran alteradas por la meteorización orgánica y meteorización química relacionados directamente por la vegetación y el agua. El suelo presente es de color blanco amarillento, poco compacto, fácilmente disgregable con la mano, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los resultados de los ensayos de laboratorio.



Foto 23: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 05.

Tabla 64: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5							
Perfil Estratigráfico	Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
	Prop. físicas	Granulometría	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	1.00
		Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	55.60	
		Finos (%)	3.40	8.30	14.80	43.40	
		Límites de consistencia	L.L. (%)	16.70	23.10	27.50	53.80
			L.P. (%)	NP	17.80	21.10	24.40
			I.P. (%)	NP	5.30	6.40	29.40
		Clasificación del suelo	AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 7 - 6 (7)
	SUCS		GW	GW-GC	GC-GM	SC	
	Prop. mecánica	H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	34.30	
		Proctor Modificado	O.C.H. (%)	7.20	8.40	9.20	21.20
			M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	1.603
		CBR al 95% (0.1")	127.30	64.50	51.50	5.60	
		Peso unitario seco, Y (KN/m ³)	21.18	21.08	21.38	-	
		Peso unitario Sat. Y _{sat} (KN/m ³)	23.34	23.48	23.99	-	
	Simbología						
	Propiedades geotécnicas procesados por GEO		Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
	Peso unitario seco, Y (KN/m ³)		-	-	-	18.50	
Ángulo de fricción interna, φ (°)		41.50	35.50	32.50	24.50		
Cohesión del suelo, C (kPa)		0.00	0.00	4.00	14.00		
Módulo edométrico, E _{oed} (MPa)		478.00	114.00	94.50	8.00		
Peso unitario Sat. Y _{sat} (KN/m ³)		-	-	-	21.50		
Simbología							

Tabla 65: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="257 311 1097 774" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="280 790 672 805">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="280 837 806 925"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1399.41$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="280 957 772 997"> Factor de seguridad = $2.72 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1005 873 1125"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1157 772 1316"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 397.50$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1340 739 1356">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1142 359 2016 790" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1153 869 1724 885">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1153 925 1736 1037"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.98$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.28$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=146.25$) </p> <p data-bbox="1153 1045 1892 1197"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1153 1228 1747 1340"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 25.5 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = 7.196 (\tan^*1000); ($4.1E-01$ °) </p>

Tabla 66: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="271 304 1055 735" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="280 742 701 764">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="280 790 846 885"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1076.18$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="280 917 808 963"> Factor de seguridad = $2.18 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 970 907 1070"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ </p> <p data-bbox="280 1077 618 1099">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="280 1125 732 1147">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="280 1153 714 1224"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 373.62$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="280 1256 801 1302"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1327 772 1350">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1137 357 2027 799" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1160 845 1740 868">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1160 903 1751 1018"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.98$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.28$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=146.25$) </p> <p data-bbox="1160 1027 1906 1142"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1160 1155 1561 1177">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1160 1214 1724 1236">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1160 1243 1762 1329"> Asentamiento de la cimentación = 26.4 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.77 m Rotación en dirección del ancho = 7.204 (\tan^*1000); ($4.1E-01$ °) </p>

Tabla 67: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="286 304 1064 730" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="280 742 748 766">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="280 791 898 890"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 727.98$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="280 920 871 967"> Factor de seguridad = $1.41 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 975 981 1107"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1131 860 1310"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 397.50$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="280 1334 826 1358"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 331 1541 807" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="1552 331 2020 746" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1160 831 1760 855">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1160 890 1771 1010"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.98$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=20.31$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=162.50$) </p> <p data-bbox="1160 1018 1935 1137"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1160 1153 1576 1177"> Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1160 1214 1783 1334"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 25.5 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = 7.196 (\tan^*1000); ($4.1E-01$ °) </p>

Tabla 68: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="277 331 1077 770" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="293 775 667 794">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="293 818 801 903"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1399.41 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="293 935 768 971"> Factor de seguridad = $2.72 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 979 857 1098"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 1121 761 1278"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 397.50 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 1302 734 1321"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1144 363 2020 815" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1182 842 1711 866">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1182 898 1720 1002"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.98 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=18.28$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=146.25$) </p> <p data-bbox="1182 1010 1865 1121"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1182 1185 1731 1289"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 27.1 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.98 m Rotación en dirección del ancho = $7.073 (\tan^*1000)$; $(4.1E-01 \text{ }^\circ)$ </p>

Tabla 69: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="277 317 1068 751" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="322 774 748 794">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="322 821 887 911"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 554.54$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="322 941 860 983"> Factor de seguridad = $1.12 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="322 991 958 1114"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="322 1137 853 1302"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 373.62$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="322 1326 819 1347"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1140 328 2024 802" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1160 826 1783 847">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1160 887 1794 1010"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 4.98$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=20.31$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=162.50$) </p> <p data-bbox="1160 1023 1962 1145"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1160 1225 1805 1348"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 28.2 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.90 m Rotación en dirección del ancho = 7.185 (\tan^*1000); ($4.1E-01$ °) </p>

3.11.3.6.PUNTO CRÍTICO N° 06

A continuación, se presenta información correspondiente al terreno de fundación del punto crítico N° 06; se detalla su ubicación, clasificación del suelo según los sistemas AASHTO y SUCS, descripción y fotografía de la calicata realizada para la exploración geotécnica.

Tabla 70: Ubicación y clasificación de los suelos presentes en la exploración geotécnica.

Coordenadas WGS - 84		COTA	Calicata		Clasificación		NOMBRE
ESTE	NORTE		N°	km	AASHTO	SUCS	
787486	9221095	3207	85	15+940	A - 7 - 6 (13)	CH	Arena arenosa de alta plasticidad

La exploración geotécnica del terreno de fundación en este punto de control se encuentra dentro de la facie volcánica San José 3 (Nm-sj/3), conformado por depósitos de flujos piroclásticos de pómez y cenizas, gris claro amarillento. Algunos sectores se encuentran alteradas por la meteorización orgánica y química relacionados directamente por la vegetación y el agua. El suelo presente es de color blanquecino amarillento, de compacidad media con fragmentos fácilmente disgregable con la mano, presentando una compresibilidad y plasticidad alta según los resultados de los ensayos de laboratorio.



Foto 24: Exploración geotécnica del terreno de fundación de la plataforma de la carretera en el punto crítico N° 06.

Tabla 71: Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5.

Datos de entrada para el análisis en el Software Geo 5							
Perfil Estratigráfico	Propiedades físicas y mecánicas resultado de los ensayos de laboratorio	Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación		
	Prop. físicas	Gravas (%)	57.00	54.40	48.10	1.10	
		Granulometría	Arenas (%)	39.60	37.30	37.10	35.80
			Finos (%)	3.40	8.30	14.80	63.10
			Límites de consistencia	L.L. (%)	16.70	23.10	27.50
		L.P. (%)		NP	17.80	21.10	28.70
		LP (%)		NP	5.30	6.40	25.70
		Clasificación del suelo	AASHTO	A - 1 - a (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A - 7 - 6 (13)
			SUCS	GW	GW-GC	GC-GM	CH
		Prop. mecánica	H. Nat. (%)	8.00	1.50	11.90	27.90
	Proctor Modificado		O.C.H (%)	7.20	8.40	9.20	18.40
			M.D.S. (gr/cm3)	2.16	2.15	2.18	1.652
	CBR al 95% (0.1")		127.30	64.50	51.50	1.40	
	Peso unitario seco, Y (KN/m³)		21.18	21.08	21.38	-	
	Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m3)		23.34	23.48	23.99	-	
	Simbología						
		Propiedades geotécnicas procesados por GEO	Base granular	Sub Base granular	Terraplén	Suelo de Fundación	
		Peso unitario seco, Y (KN/m³)	-	-	-	18.50	
		Ángulo de fricción interna, φ (°)	41.50	35.50	32.50	24.50	
	Cohesión del suelo, C (kPa)	0.00	0.00	4.00	18.00		
	Módulo edométrico, E_{oed} (MPa)	478.00	114.00	94.50	08.20		
	Peso unitario Sat. Y_{sat} (KN/m3)	-	-	-	21.50		
	Simbología						

Tabla 72: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones naturales, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="282 316 1043 715" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="282 727 741 751">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="282 778 898 874"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1504.78 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$ </p> <p data-bbox="282 906 860 954"> Factor de seguridad = 2.92 < 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="282 962 651 986">Verificación de excentricidad de carga</p> <p data-bbox="282 986 969 1066"> Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ </p> <p data-bbox="282 1074 651 1098">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="282 1121 775 1145">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="282 1145 757 1225"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 403.76 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$ </p> <p data-bbox="282 1249 853 1297"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="282 1329 819 1353">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 344 2020 770" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1155 826 1704 850">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1155 882 1715 994"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 3.21 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=28.37$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=226.95$) </p> <p data-bbox="1155 1002 1861 1114"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1155 1121 1536 1145">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1155 1177 1693 1201">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1155 1201 1727 1289"> Asentamiento de la cimentación = 24.9 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = 7.020 (\tan^*1000); ($4.0E-01$ °) </p>

Tabla 73: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condición de saturación total, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="257 331 1093 790" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="271 794 685 815">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="271 839 828 930"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1181.41$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="271 959 792 1002"> Factor de seguridad = $2.39 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="271 1010 891 1101"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ </p> <p data-bbox="271 1109 604 1129">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="271 1155 716 1176">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="271 1177 701 1244"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 379.78$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="271 1273 784 1316"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="271 1342 757 1362">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 360 2020 775" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1158 802 1715 823">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1158 858 1724 968"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 3.21$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=28.37$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=226.95$) </p> <p data-bbox="1158 976 1877 1086"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1158 1102 1543 1123">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1158 1158 1738 1179">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1158 1187 1738 1270"> Asentamiento de la cimentación = 25.7 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.77 m Rotación en dirección del ancho = 7.028 (\tan^*1000); ($4.0E-01$ °) </p>

Tabla 74: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de sismicidad, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="271 320 1077 762" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="271 775 730 799" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> </div> <div data-bbox="271 823 882 916" data-label="Text"> <p>Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 778.34 \text{ kPa}$ Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58 \text{ kPa}$</p> </div> <div data-bbox="271 946 853 991" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1.51 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="271 995 963 1091" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$</p> </div> <div data-bbox="271 1098 645 1121" data-label="Text"> <p>Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="271 1144 770 1168" data-label="Section-Header"> <p>Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> </div> <div data-bbox="271 1171 712 1238" data-label="Text"> <p>Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 403.76 \text{ kN}$ Fuerza horizontal extrema $H = 0.00 \text{ kN}$</p> </div> <div data-bbox="271 1267 844 1311" data-label="Text"> <p>Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="271 1335 813 1359" data-label="Text"> <p>Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p> </div>	<div data-bbox="1151 352 2011 799" data-label="Figure"> </div> <div data-bbox="1151 823 1771 847" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> </div> <div data-bbox="1151 884 1951 1007" data-label="Text"> <p>Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.11 \text{ MPa}$ La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=19.82$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=158.54$)</p> </div> <div data-bbox="1151 1018 1951 1141" data-label="Text"> <p>Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$</p> </div> <div data-bbox="1151 1152 1585 1176" data-label="Text"> <p>Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> </div> <div data-bbox="1151 1214 1794 1238" data-label="Section-Header"> <p>Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> </div> <div data-bbox="1151 1246 1794 1342" data-label="Text"> <p>Asentamiento de la cimentación = 24.9 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.86 m Rotación en dirección del ancho = $7.020 (\tan^*1000); (4.0E-01 \text{ °})$</p> </div>

Tabla 75: Análisis de capacidad portante y asentamientos con presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="286 316 1066 740" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="286 751 696 772">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="286 794 837 882"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 1504.78$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 514.58$ kPa </p> <p data-bbox="286 911 801 951"> Factor de seguridad = $2.92 < 3.00$ Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="286 959 898 1075"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.109 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.109 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="286 1099 725 1187"> Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 403.76$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="286 1214 792 1254"> Factor de seguridad = $1000.00 > 3.00$ Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="286 1278 763 1299"> Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA </p>	<div data-bbox="1151 341 2018 756" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1167 783 1733 804">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1167 839 1742 951"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 3.21$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=28.37$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=226.95$) </p> <p data-bbox="1167 959 1895 1075"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.103 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.103 < 0.333$ Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="1167 1142 1756 1254"> Asentamiento completo y rotación de la cimentación: Asentamiento de la cimentación = 26.5 mm Profundidad de la zona de influencia = 3.98 m Rotación en dirección del ancho = 6.901 (\tan^*1000); ($4.0E-01$ °) </p>

Tabla 76: Análisis de capacidad portante y asentamientos en condiciones de saturación total, sismicidad y presencia de sobrecargas, Software Geo 5.

ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTO
<div data-bbox="311 309 1050 711" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="293 730 766 751">Verificación de la capacidad portante VERTICAL</p> <p data-bbox="293 780 918 874"> Forma de tensión de contacto : Rectángulo Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Diseño de la capacidad portante de la cimentación $R_d = 604.84$ kPa Tensión extrema de contacto $\sigma = 493.52$ kPa </p> <p data-bbox="293 908 889 952"> Factor de seguridad = 1.23 < 3.00 Capacidad portante en la dirección vertical NO ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 960 1001 1058"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.115 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.115 < 0.333$ </p> <p data-bbox="293 1069 674 1090">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="293 1117 804 1137">Verificación de la capacidad portante HORIZONTAL</p> <p data-bbox="293 1142 781 1212"> Caso de carga más desfavorable Nro. 1. (Carga Nro. 1) Capacidad portante horizontal $R_{dh} = 379.78$ kN Fuerza horizontal extrema $H = 0.00$ kN </p> <p data-bbox="293 1246 880 1291"> Factor de seguridad = 1000.00 > 3.00 Capacidad portante en la dirección horizontal ES SATISFACTORIA </p> <p data-bbox="293 1318 846 1339">Capacidad portante de la cimentación NO ES SATISFACTORIA</p>	<div data-bbox="1144 309 2013 767" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="1153 798 1803 818">Asentamiento y rotación de la cimentación - resultados</p> <p data-bbox="1153 863 1816 991"> Rigidez de cimentación: Promedio de módulo de deformación $E_{def} = 5.11$ MPa La cimentación en la dirección longitudinal es rígida ($k=19.82$) La cimentación en la dirección del ancho es rígida ($k=158.54$) </p> <p data-bbox="1153 1002 1991 1129"> Verificación de excentricidad de carga Máx. excentricidad general en dirección de la longitud base $e_x = 0.112 < 0.333$ Máx. excentricidad en dirección del peso base $e_y = 0.000 < 0.333$ Máx. excentricidad general $e_t = 0.112 < 0.333$ </p> <p data-bbox="1153 1147 1603 1168">Excentricidad de carga ES SATISFACTORIA</p> <p data-bbox="1153 1212 1827 1233">Asentamiento completo y rotación de la cimentación:</p> <p data-bbox="1153 1246 1827 1342"> Asentamiento de la cimentación = 27.5 mm Profundidad de la zona de influencia = 4.90 m Rotación en dirección del ancho = 7.009 (\tan^*1000); (4.0E-01 °) </p>

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

La geología de la zona de investigación está conformada por rocas calcáreas pertenecientes al Cretácico Inferior y Superior, rocas pertenecientes al Volcánico Huambos y depósitos cuaternarios. La secuencia estratigráfica de los afloramientos Cretácicos inicia con la Formación Pariatambo, seguida por las formaciones carbonatadas pertenecientes al Cretácico Superior como se detalla en la tabla 77, estas formaciones litológicamente están conformadas por calizas bituminosas, nodulares, y arciollitas de color pardo amarillento. La secuencia estratigráfica de rocas carbonatadas infrayacen a los depósitos del Volcánico Huambos, estos depósitos constan de tobas andesíticas de textura porfírica y flujos de pómez y cenizas ricos en cristales. Por la edad de conformación y las estructuras en que se presentan estos depósitos volcánicos se los ha dividido en tres facies volcánicas tales como: San José 1, San José 2, y San José 3. Finalmente se evidencia depósitos cuaternarios que han sido transportados y dispuestos a lo largo de afloramientos de rocas carbonatadas y depósitos volcánicos, estos depósitos cuaternarios han sido clasificados como: depósito coluvio-aluvial, depósito aluvial y depósito fluvial.

Tabla 77: Formaciones geológicas presentes en la carretera de estudio.

Eratema	Sistema	Serie	Unidad estratigráfica		Simbología	
Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	Depósito fluvial			
			Depósito aluvial			
			Depósito coluvio-aluvial			
	Paleógeno	Eoceno - Oligoceno	Volcánico Huambos	San José 3		
				San José 2		
				San José 1		
Mesozoico	Cretácico	Superior	Fm. Celendín			
			Fm. Cajamarca			
			Grupo Quilquiñán - Mujarrún (ks-qm)			
		Gpo Pulluycana	Fm. Yumagual			
		Inferior	Gpo. Crisnejas	Fm. Pariatambo		

La geomorfología presente en la zona de investigación es el resultado de diversos procesos tectónicos de compresión originados por la convección de placas tectónicas y la actividad volcánica originando diversas familias de diaclasas en los estratos de rocas calcáreas y plegamientos como anticlinales y sinclinales. En la progresiva km 04 + 850; en el Grupo Pulluycana - Formación Yumagual, se observa el flanco derecho de un anticlinal de dirección NW-SE. En la progresiva km 07 + 650; en la Formación Celendín se evidencia un sinclinal de dirección NW-SE. Conjuntamente a ello, se desarrolló procesos de geodinámica externa generados por la meteorización y erosión en los distintos afloramientos de rocas calcáreas y volcánicas, presentando la superficie del terreno una configuración topográfica actual conformada por unidades geomorfológicas como planices, lomadas, laderas y escarpas, según la clasificación de Rodríguez (2014).

4.1.1. Características geotécnicas del terreno de fundación

Con la exploración geotécnica de los suelos del terreno de fundación de la plataforma de la carretera, en base a la observación directa y a los resultados de las propiedades físico – mecánicas de estos suelos, se pretende estimar la calidad del terreno a nivel de subrasante para el sustento del paquete estructural (sub base granular, base granular y carpeta asfáltica) del pavimento flexible de la vía.

Los suelos por debajo del nivel superior de la subrasante, en una profundidad no menor de 0.60 m, deberán ser suelos adecuados y estables con $CBR \geq 6\%$. En caso de que el suelo, debajo del nivel superior de la subrasante tenga una $CBR < 6\%$ (subrasante pobre o subrasante inadecuada), corresponde estabilizar los suelos, para lo cual el Ingeniero Responsable analizará según su naturaleza del suelo alternativas de solución, como la estabilización mecánica, el reemplazo del suelo de cimentación, estabilización química de suelos, estabilización con geosintéticos, elevación de la rasante, cambiar el trazo vial, eligiéndose la más conveniente técnica y económica. (MTC, 2014).

Además del CBR, existen otras características geotécnicas para determinar la calidad del suelo a nivel de subrasante, tales como: presencia de suelos orgánicos, presencia de suelos saturados, presencia de filtraciones de agua en la plataforma.

A continuación, se presentan las características geotécnicas del terreno de fundación identificando diferentes sectores críticos tales como: tramos con filtraciones de agua en el talud, tramos con presencia de suelos orgánicos, tramos con capacidad portante deficiente respecto al valor del CBR al 95% de la MDS, tramos con presencia de suelos expansivos y

finalmente, tramos con suelos saturados respecto al óptimo contenido de humedad del Proctor modificado; todos estos tramos se presentan en las tablas 78, 79, 80, 81 y 82 respectivamente.

Tabla 78: Tramos en donde se evidencia filtraciones de agua en los taludes de la carretera.

Punto N°	Tramo km	Inicial	Final	Longitud (m)	Prof. (m)	Lado	Descripción
P - 01	03 + 710	03 + 700	03 + 720	20	-	Izq.	Tramos con filtraciones de agua en el talud
P - 02	04 + 200	04 + 160	04 + 220	60	1.50	Izq.	
P - 03	06 + 610	06 + 600	06 + 630	30	1.50	Der.	
P - 04	08 + 360	08 + 350	08 + 370	20	-	Izq.	
P - 05	12 + 850	12 + 830	12 + 865	35	1.50	Der.	
P - 06	12 + 950	12 + 930	12 + 970	40	1.50	Izq.	
P - 07	14 + 320	14 + 300	14 + 490	190	1.50	Izq.	
P - 08	15 + 510	15 + 370	15 + 520	150	1.50	Der.	
P - 09	16 + 050	15 + 930	16 + 200	270	1.50	Der.	
P - 10	16 + 370	16 + 350	16 + 390	40	1.50	Izq.	
P - 11	16 + 900	16 + 850	16 + 940	90	1.50	Der.	
Total				945			

Tabla 79: Tramos con presencia de suelos orgánicos en el terreno de fundación de la carretera.

Calicata N°	Tramo km	Inicial	Final	Longitud (m)	Muestra	Prof. (m)	H. Nat. (%)	Descripción
C - 18	02 + 150	02 + 050	02 + 160	110	M - 01	0.00 - 1.50	23.2	Tramos con presencia de Suelos orgánicos
C - 22	02 + 400	02 + 355	02 + 405	50	M - 02	0.40 - 1.60	27.1	
C - 51	07 + 550	07 + 470	07 + 560	90	M - 02	0.40 - 1.00	21.7	
C - 52	07 + 650	07 + 640	07 + 660	20	M - 01	0.00 - 0.50	7.4	
C - 53	07 + 850	07 + 830	07 + 890	60	M - 01	0.00 - 1.70	13.6	
C - 59	08 + 300	08 + 260	08 + 310	50	M - 01	0.00 - 0.80	23.0	
C - 61	08 + 550	08 + 530	08 + 560	30	M - 01	0.00 - 0.50	51.4	
C - 62	08 + 730	08 + 700	08 + 750	50	M - 01	0.00 - 1.30	23.8	
C - 69	12 + 180	12 + 160	12 + 200	40	M - 01	0.00 - 1.50	28.9	
C - 70	12 + 230	12 + 200	12 + 260	60	M - 01	0.00 - 1.50	29.5	
C - 71	12 + 390	12 + 380	12 + 400	20	M - 01	0.00 - 1.50	25.1	
C - 72	12 + 850	12 + 830	12 + 865	35	M - 01	0.00 - 1.50	27.8	
C - 78	14 + 320	14 + 300	14 + 350	50	M - 01	0.00 - 1.50	43.1	
Total				665				

Tabla 80: Tramos con capacidad de soporte inadecuado e insuficiente respecto al valor del CBR al 95% de la MDS, (CBR < 6%).

Calicata N°	Tramo km	Tramo Inicial	Tramo Final	Longitud (m)	Muestra	Prof. (m)	I.P. (%)	Clasificación		H. Nat. (%)	O.C.H. (%)	M.D.S. (gr/cm3)	CBR a (0'1")	
								AASHTO	SUCS				95%	Estado
C - 09	00 + 900	00 + 880	00 + 920	40	M - 01	0.00 - 1.50	10.9	A - 6 (4)	CL	10.7	11.6	1.941	5.3	Insuficiente
C - 34	04 + 000	03 + 975	04 + 020	45	M - 01	0.00 - 1.60	6.0	A - 4 (3)	CL - ML	12.0	12.0	1.932	4.9	Insuficiente
C - 47	07 + 000	06 + 985	07 + 015	30	M - 01	0.00 - 0.85	25.7	A - 2 - 7 (0)	GC	11.9	5.6	2.074	5.0	Insuficiente
C - 66	11 + 000	10 + 960	11 + 010	50	M - 01	0.00 - 1.50	25.6	A - 7 - 6 (17)	CH	18.1	16	1.804	4.0	Insuficiente
C - 67	11 + 540	11 + 520	11 + 590	70	M - 01	0.00 - 0.70	21.7	A - 7 - 5 (7)	GM	15.7	15.4	1.928	5.8	Insuficiente
C - 74	14 + 150	14 + 140	14 + 190	50	M - 01	0.00 - 1.50	8.1	A - 2 - 4 (0)	SC	10.0	16.2	1.602	4.0	Insuficiente
C - 75	14 + 200	14 + 190	14 + 230	40	M - 01	0.00 - 1.51	2.4	A - 1 - b (0)	SM	10.0	10.4	1.684	2.8	Inadecuada
C - 76	14 + 250	14 + 230	14 + 260	30	M - 01	0.00 - 1.52	2.2	A - 2 - 4 (0)	SM	10.0	12.1	1.903	4.7	Insuficiente
C - 79	14 + 400	14 + 300	14 + 460	160	M - 01	0.00 - 1.53	11.4	A - 6 (1)	SC	10.0	18.6	1.618	3.6	Insuficiente
C - 84	15 + 510	15 + 450	15 + 520	70	M - 01	0.00 - 1.54	29.4	A - 7 - 6 (7)	SC	34.3	21.2	1.603	5.6	Insuficiente
C - 85	15 + 940	15 + 910	15 + 960	50	M - 01	0.00 - 1.55	25.7	A - 7 - 6 (13)	CH	27.9	18.4	1.652	1.4	Inadecuada
C - 87	16 + 200	15 + 990	16 + 220	230	M - 01	0.00 - 0.60	8.9	A - 2 - 4 (0)	SC	10.0	16.6	1.694	3.5	Insuficiente
Total				865										

Tabla 81: Puntos de muestreo donde se evidencia suelos expansivos de acuerdo a sus límites de consistencia (L.L, I.P.).

Calicata N°	Tramo km	Prof. (m)	L.L. (%)	I.P. (%)	Clasificación			Potencial de expansión		
					AASHTO	SUCS	Nombre	L.L.	I.P.	Estado
C - 32	03 + 810	0.00 - 2.00	60.3	36.8	A - 2 - 7 (2)	SC	Arena gravosa con arcilla	Alta	Muy alta	Suelos expansivos
C - 57	08 + 150	0.00 - 1.30	56.9	26.6	A - 2 - 7 (0)	SC	Arena arcillosa	Alta	Alta	
C - 61	08 + 550	0.50 - 1.70	52.8	23.2	A - 2 - 7 (2)	SM	Arena limosa	Alta	Alta	
C - 66	11 + 000	0.00 - 1.50	50.58	28.66	A - 7 - 6 (17)	CH	Arcilla de alta plasticidad con arena	Alta	Alta	
C - 84	15 + 510	0.00 - 1.50	53.8	29.4	A - 7 - 6 (7)	SC	Arcilla arcillosa	Alta	Alta	
C - 85	15 + 940	0.00 - 1.50	54.4	25.7	A - 7 - 6 (13)	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad	Alta	Alta	

Tabla 82: Tramos donde existe suelos saturados respecto al óptimo contenido de humedad del Proctor modificado.

Calicata N°	Tramo		Longitud (m)	Muestra	Prof. (m)	I.P. (%)	Clasificación		H. Nat. (%)	O.C.H. (%)	M.D.S. (gr/cm3)	Estado
	Km	Inicial					Final	AASHTO				
C - 01	00 + 050	00 + 040	00 + 100	60	M - 01	0.00 - 1.55	2.5	A - 4 (0)	SM	13.8	11.2	1.827
C - 07	00 + 600	00 + 580	00 + 630	50	M - 01	0.00 - 1.50	17.1	A - 2 - 6 (1)	SC	16.9	10.4	1.716
C - 13	01 + 450	01 + 430	01 + 500	70	M - 02	0.75 - 1.20	18.7	A - 2 - 7 (1)	SC	32.7	12.3	1.933
C - 14	01 + 550	01 + 500	01 + 600	100	M - 02	0.50 - 1.50	10.0	A - 2 - 4 (0)	GP - GC	12.5	10.3	1.956
C - 17	02 + 000	01 + 950	02 + 160	210	M - 01	0.00 - 1.30	8.7	A - 2 - 4 (0)	GC	14.8	7.0	2.185
C - 32	03 + 810	03 + 800	03 + 820	20	M - 01	0.00 - 2.00	36.8	A - 2 - 7 (2)	SC	13.4	11.3	1.874
C - 35	04 + 150	04 + 140	04 + 220	80	M - 02	1.50 - 2.00	13.8	A - 2 - 6 (0)	GC	11.9	8.4	1.859
C - 47	07 + 000	06 + 985	07 + 015	30	M - 01	0.00 - 0.85	25.7	A - 2 - 7 (0)	GC	11.9	5.6	2.074
C - 55	08 + 000	07 + 980	08 + 020	40	M - 01	0.00 - 1.70	12.9	A - 2 - 7 (0)	GP - GM	18.8	13.6	1.665
C - 63	08 + 930	08 + 910	08 + 950	40	M - 01	0.00 - 0.70	N.P.	A - 1 - b (0)	SM	21.6	15.0	1.805
C - 64	09 + 940	09 + 870	10 + 110	40	M - 01	0.00 - 1.50	14	A - 6 (3)	SC	21.0	15.8	1.750
C - 66	11 + 000	10 + 910	11 + 010	100	M - 01	0.00 - 1.50	26	A - 7 - 6 (15)	CL	18.1	16	1.804
C - 73	14 + 010	14 + 000	14 + 040	40	M - 01	0.00 - 1.50	12	A - 7 - 6 (2)	SM	34.6	21.7	1.628
C - 77	14 + 290	14 + 280	14 + 300	20	M - 01	0.00 - 1.50	7.4	A - 4 (0)	SC	16.4	13.6	1.831
C - 79	14 + 400	14 + 300	14 + 490	190	M - 01	0.00 - 1.50	11	A - 6 (1)	SC	30.0	18.6	1.618
C - 80	14 + 935	14 + 900	14 + 950	50	M - 01	0.00 - 1.50	18	A - 2 - 7 (1)	SM	44.6	20.3	1.474
C - 83	15 + 240	15 + 140	15 + 370	230	M - 01	0.00 - 1.50	15	A - 7 - 6 (3)	SM	34.2	18.6	1.639
C - 84	15 + 510	15 + 370	15 + 520	150	M - 01	0.00 - 1.50	29	A - 7 - 6 (7)	SC	34.3	21.2	1.603
C - 85	15 + 940	15 + 930	15 + 980	50	M - 01	0.00 - 1.50	26	A - 7 - 6 (13)	CH	27.9	18.4	1.652
C - 86	16 + 000	15 + 980	16 + 200	220	M - 01	0.00 - 1.50	11	A - 4 (1)	SC	19.6	12.6	1.867
Total				1790								

Suelos saturados

4.1.2. Resultados del Estudio geotécnico de canteras de agregados

En base a los resultados de laboratorio obtenidos de los ensayos realizados a las diferentes muestras de las canteras estudiadas; según los requerimientos para base granular, sub base granular y terraplén; en la tabla 83, se presenta la relación de las canteras que cumplen con las especificaciones técnicas de calidad mínimas definidas en los capítulos anteriores. En la misma, también se detalla las canteras que no cumplen con las especificaciones de calidad, indicando las limitaciones y restricciones que impiden su uso y aplicación.

Tabla 83: Canteras de agregados definidos para los requerimientos de Base granular, Sub Base granular y Terraplén.

	CANTERAS	CONDICIÓN	LIMITACIONES	
Agregados para Base Granular	Cantera Bazán	Cumple	-	
	Cantera Llacanora - Mostrito (50% - 50%)	No cumple	Ensayo -Equivalente de arena (35% mín.) -CBR (80% mín.)	Restricción Resultado 33% 62.40%
Agregados para Sub Base Granular	Cantera Laurel - Mostrito (40% - 60%)	Cumple	-	
	Cantera Portal	No cumple	Ensayo -Partículas chatas y alargadas (20% máx)	Restricción Resultado 23.60%
Agregados para Terraplén	Cantera Mostrito	Cumple	-	
	Cantera Quintana	No cumple	Ensayo -Abrasión los Ángeles (60% máx)	Restricción Resultado 61.10%

4.1.3. Resultados de capacidad portante y asentamientos de suelos en los diferentes puntos críticos.

Luego del estudio de la capacidad portante y asentamientos en puntos donde existen suelos críticos (suelos finos y/o expansivos), se presenta la síntesis de los resultados en los seis puntos de control analizados, indicando si la capacidad de soporte de los suelos es satisfactoria o no satisfactoria de acuerdo al factor de seguridad obtenido ($FS \geq 3$, para resultar satisfactoria). Así mismo, se indica si los asentamientos son tolerables o no tolerables, considerando que el asiento máximo permisible es de 2.5 cm (25 mm) como se menciona en los párrafos anteriores.

Tabla 84: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 01, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 01									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	1644.01	3	548.00	514.58	3.19	Satisfactoria	16.3	3.86	Tolerable
Saturación total	1206.79	3	402.26	493.52	2.45	No satisfactoria	16.9	4.77	Tolerable
Sismicidad máxima	635.73	3	211.91	514.58	1.24	No satisfactoria	16.3	3.86	Tolerable
Sobrecargas	1644.01	3	548.00	514.58	3.19	Satisfactoria	17.4	3.98	Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	630.21	3	210.07	493.52	1.28	No satisfactoria	18.1	4.90	Tolerable

Tabla 85: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 02, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 02									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	1769.01	3	589.67	514.58	3.44	Satisfactoria	24.3	3.93	Tolerable
Saturación total	1274.61	3	424.87	493.52	2.58	No satisfactoria	25.2	4.91	No Tolerable
Sismicidad máxima	929.71	3	309.90	514.58	1.81	No satisfactoria	24.3	3.93	Tolerable
Sobrecargas	1769.01	3	589.67	514.58	3.44	Satisfactoria	25.8	4.06	No Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	666.68	3	222.13	493.52	1.35	No satisfactoria	26.9	5.06	No Tolerable

Tabla 86: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 03, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 03									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	1846.10	3	615.37	514.58	3.59	Satisfactoria	15.2	3.89	Tolerable
Saturación total	1319.98	3	439.99	493.52	2.67	No satisfactoria	15.7	4.83	Tolerable
Sismicidad máxima	970.92	3	323.64	514.58	1.89	No satisfactoria	15.2	3.89	Tolerable
Sobrecargas	1846.10	3	615.37	514.58	3.59	Satisfactoria	16.1	4.01	Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	691.43	3	230.48	493.52	1.40	No satisfactoria	16.8	4.96	Tolerable

Tabla 87: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 04, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 04									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	492.32	3	164.11	514.58	0.96	No satisfactoria	16.1	3.76	Tolerable
Saturación total	384.69	3	128.23	493.52	0.78	No satisfactoria	16.7	4.56	Tolerable
Sismicidad máxima	232.66	3	77.55	514.58	0.45	No satisfactoria	16.1	3.76	Tolerable
Sobrecargas	492.32	3	164.11	514.58	0.96	No satisfactoria	17.3	3.86	Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	176.79	3	58.97	493.52	0.36	No satisfactoria	17.8	4.69	Tolerable

Tabla 88: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 05, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 05									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	1399.41	3	466.47	514.58	2.72	No satisfactoria	25.5	3.86	No Tolerable
Saturación total	1076.18	3	358.73	493.52	2.18	No satisfactoria	26.4	4.77	No Tolerable
Sismicidad máxima	727.98	3	246.66	514.58	1.41	No satisfactoria	25.5	3.86	No Tolerable
Sobrecargas	1399.41	3	466.47	514.58	2.72	No satisfactoria	27.1	3.98	No Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	554.54	3	184.85	493.52	1.12	No satisfactoria	28.2	4.90	No Tolerable

Tabla 89: Resultados de los análisis de capacidad portante y asentamientos de suelos en el punto crítico N° 06, mediante GEO 5.

TERRENO DE FUNDACIÓN 06									
ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE					ASENTAMIENTOS			
	Capacidad de carga última (kPa)	Factor de seguridad establecido	Capacidad de carga admisible de diseño (kPa)	Carga última vertical obtenido (kPa)	Factor de seguridad obtenido	Observación	Asentamiento (mm)	Profundidad de la zona de influencia (m)	Observación
Estado natural	1504.78	3	501.59	514.58	2.92	No satisfactoria	24.9	3.86	Tolerable
Saturación total	1181.41	3	393.80	493.52	2.39	No satisfactoria	25.7	4.77	No Tolerable
Sismicidad máxima	778.34	3	259.45	514.58	1.51	No satisfactoria	24.9	3.86	Tolerable
Sobrecargas	1504.78	3	501.59	514.58	2.92	No satisfactoria	26.5	3.98	No Tolerable
Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	604.84	3	201.61	493.52	1.23	No satisfactoria	27.5	4.90	No Tolerable

Tabla 90: Síntesis de los resultados de factor de seguridad de capacidad portante y asentamientos de suelos en los diferentes puntos críticos en los escenarios estudiados.

PUNTOS CRÍTICOS	ESCENARIOS	CAPACIDAD DE SOPORTE		ASENTAMIENTOS	
		Factor de seguridad	Observación	Asentamiento (mm)	Observación
PUNTO CRÍTICO N° 01	Estado natural	3.19	Satisfactoria	16.3	Tolerable
	Saturación total	2.45	No satisfactoria	16.9	Tolerable
	Sismicidad máxima	1.24	No satisfactoria	16.3	Tolerable
	Sobrecargas	3.19	Satisfactoria	17.4	Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	1.28	No satisfactoria	18.1	Tolerable
PUNTO CRÍTICO N° 02	Estado natural	3.44	Satisfactoria	24.3	Tolerable
	Saturación total	2.58	No satisfactoria	25.2	No Tolerable
	Sismicidad máxima	1.81	No satisfactoria	24.3	Tolerable
	Sobrecargas	3.44	Satisfactoria	25.8	No Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	1.35	No satisfactoria	26.9	No Tolerable
PUNTO CRÍTICO N° 03	Estado natural	3.59	Satisfactoria	15.2	Tolerable
	Saturación total	2.67	No satisfactoria	15.7	Tolerable
	Sismicidad máxima	1.89	No satisfactoria	15.2	Tolerable
	Sobrecargas	3.59	Satisfactoria	16.1	Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	1.40	No satisfactoria	16.8	Tolerable
PUNTO CRÍTICO N° 04	Estado natural	0.96	No satisfactoria	16.1	Tolerable
	Saturación total	0.78	No satisfactoria	16.7	Tolerable
	Sismicidad máxima	0.45	No satisfactoria	16.1	Tolerable
	Sobrecargas	0.96	No satisfactoria	17.3	Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	0.36	No satisfactoria	17.8	Tolerable
PUNTO CRÍTICO N° 05	Estado natural	2.72	No satisfactoria	25.5	No Tolerable
	Saturación total	2.18	No satisfactoria	26.4	No Tolerable
	Sismicidad máxima	1.41	No satisfactoria	25.5	No Tolerable
	Sobrecargas	2.72	No satisfactoria	27.1	No Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	1.12	No satisfactoria	28.2	No Tolerable
PUNTO CRÍTICO N° 06	Estado natural	2.92	No satisfactoria	24.9	Tolerable
	Saturación total	2.39	No satisfactoria	25.7	No Tolerable
	Sismicidad máxima	1.51	No satisfactoria	24.9	Tolerable
	Sobrecargas	2.92	No satisfactoria	26.5	No Tolerable
	Saturación Total + Sismicidad Máxima + Sobrecargas	1.23	No satisfactoria	27.5	No Tolerable

4.2. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS

En la investigación realizada, se contrasta la hipótesis inicialmente planteada el cual indica que la inestabilidad geotécnica por expansión y asentamientos del terreno de fundación de la carretera C.P. Otuzco - C.P. Combayo – Cajamarca, es originada por factores detonantes como la precipitación (agente importante debido al extenso periodo e intensidad en que este fenómeno natural se manifiesta; octubre – abril, siendo marzo el mes con mayor intensidad), infiltraciones de agua (presencia de agua en planos de discontinuidades como diaclasas, plegamientos, fallas y terrenos blandos, originando suelos saturados; que, por el aumento de la presión de poros disminuye la resistencia al corte y genera asentamientos en suelos expansivos), sobrecargas (generadas por el tráfico vial, siendo necesario conocer los tipos de vehículos y posibles pesos en toneladas por eje que soportarán el terreno de fundación y el paquete estructural de la carretera durante la vida útil del mismo) y la sismicidad (esfuerzos inducidos por la actividad sísmica, relacionado con el fracturamiento del macizo rocoso originados por el tectonismo como procesos de la geodinámica interna), conjuntamente todos estos elementos conforman las variables desencadenantes para la inestabilidad del terreno de fundación de la carretera en estudio. Además, el estudio de fuentes de agregados pétreos con la aplicación de las especificaciones técnicas de construcción nos ha permitido definir canteras que cumplen con los requerimientos mínimos de calidad para su utilización como terraplén, sub base granular y base granular.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

La geología está conformada por unidades carbonatadas pertenecientes al Cretáceo Inferior y Superior, depósitos volcánicos pertenecientes al Volcánico Huambos, y depósitos cuaternarios de suelos transportados y sedimentarios de tipo coluvio-aluvial, aluvial y fluvial, presentando en algunos sectores intenso fracturamiento y plegamientos de dirección NW-SE, originado por procesos tectónicos que, junto a los procesos de geodinámica externa, configuran un relieve con unidades geomorfológicas diversas, predominando la de tipo ladera (20° a 50°), abarcando un 47% del área en estudio.

El modelo geológico nos ha permitido definir los contactos de rocas carbonatadas, depósitos volcánicos y depósitos cuaternarios, en base a ello, se realizó el muestreo geotécnico del terreno de fundación de la carretera en puntos de control con características geotécnicas más desfavorables, correspondientes en su mayoría a suelos emplazados sobre depósitos volcánicos y depósitos cuaternarios, obteniendo, un total de 106 muestras a partir de 89 calicatas a lo largo de todo el tramo de la carretera en estudio.

Los parámetros físicos y mecánicos de los suelos extraídos mediante la realización de los ensayos de laboratorio en los puntos de control definidos nos permitieron clasificar suelos granulares (suelos friccionantes) y finos (suelos cohesivos). Los suelos granulares generalmente se encuentran en el tramo del km 00+000 hasta el km 07 + 710. Los suelos finos mayormente se encuentran en el tramo km 07 + 710 hasta el km 18 + 420 emplazados en depósitos volcánicos y cuaternarios, constituyendo; las zonas más inestables a lo largo de la plataforma de la carretera en estudio.

Resultado de los ensayos de laboratorio, se ha definido la Cantera Mostrito, como fuente de agregados para terraplenes (relleno estructural), la Cantera Laurel – Mostrito (40%-60%) para sub base granular y La Cantera Bazán, para base granular, cumpliendo las especificaciones técnicas de calidad según el manual de carreteras titulado: especificaciones técnicas generales para la construcción (EG – 2013).

Los puntos críticos 01, 02 y 03, constituyen suelos con capacidad de soporte satisfactorios en estado natural ($FS \geq 3$). Los puntos críticos 04, 05 y 06, constituyen suelos con capacidad de soporte no satisfactorios ($FS < 3$) en estado de saturación total, sismicidad máxima y presencia de sobrecargas en suelos como CH, SC, A - 7 - 6 (17), constituyendo depósitos cuaternarios de tipo coluvio-aluvial y depósitos del volcánico Huambos, correspondiente a la facie volcánica San José 3 (Nm-sj/3). Los puntos críticos 02 y 06 presentan asentamientos no tolerables en condiciones de saturación total y bajo la influencia de sobrecargas, mientras que el punto crítico 05, constituyen los suelos con mayores asentamientos ($>25\text{mm}$) en estado natural, Saturación total, sismicidad máxima y presencia de sobrecargas.

5.2. RECOMENDACIONES

A la empresa ejecutora, realizar Ensayos Triaxiales y Ensayos de Penetración Estándar (SPT) para la obtención de las propiedades físicas de los suelos.

A la Entidad y la empresa ejecutora, realizar las exploraciones subterráneas mediante métodos geofísicos como el sondeo eléctrico vertical (SEV), para conocer el nivel freático en sectores críticos y así realizar el perfil estratigráfico del subsuelo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Braja, M. Das. (2012). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México: Internacional Thomson.
- Carrillo, F. P.; Ruíz, R. V.; Zapata, I.R. (2009). Asentamientos en suelos arcillosos en casos en que los criterios 1-D y consolidación primaria no son suficientes. Universidad de Chile. Chile.
- González de Vallejo, L. I.; Ferrer, M. D.; Ortuño, L. P.; Oteo, C. A. (2004). Ingeniería Geológica. Madrid – España: Prentice Hall.
- Hernández, S. R.; Fernández, C. C.; Baptista, L. M. (1991). Metodología de la Investigación. España. Mc Graw Hill. 2014.
- Hynes, G. M.; Franklin, G. A. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. Vicksburg, Mississippi. Department Of The Army.
- Instituto Mexicano del Transporte (2019). Proyecto de cimentaciones superficiales. México.
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, (2018). Mapa geológico del cuadrángulo de San Marcos – hoja 15-g-IV.
- Mamani, S. E. (2018). Evaluación geológica y geotécnica de la red vial departamental ruta - 103 tramo de construcción del km 56+850 al 75+860, Provincia de Mariscal Nieto y General Sánchez Cerro, Región Moquegua. Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Perú.
- Marón, C. A. (2015). Evaluación geológica y geotécnica de la carretera Llache – Cala Cala – progresivas 00+00 al 17+640 – Pedro Vilcapaza – San Antonio de Putina. Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2013). Actualización con Resolución Directoral N° 22-2013-MTC/14. Especificaciones Técnicas Generales para Construcción EG - 2013. Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014). Actualización con Resolución Directoral N° 10-2014-MTC/14. Suelos y Pavimentos del Manual de Carreteras-Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos. Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). Modificatoria con Resolución Directoral N° 18-2016-MTC/14. Manual de Ensayos de Materiales. Lima, Perú.

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Reglamento Nacional de Vehículos – Decreto Supremo N° 058 – 2003. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Modificatoria Decreto Supremo N°355-2018-VIVIENDA. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. s. n. t. Lima, Perú. p. 8-13.
- Pérez, A. V. (2020). Caracterización geológico-geotécnico para el trazo del camino vecinal Salamanca Huaytapampa en la Provincia de Condesuyos – Arequipa. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. Perú.
- Piérola, V. D. (2017). Optimización del plan de minado de cantera de caliza la Unión Distrito de Baños del Inca - Cajamarca 2015. Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Perú.
- Portada, M. L. (2020). Determinación de la condición geológico – geotécnico de la carretera Ayaviri – Purina tramo km 00+000 hasta 19+375. Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Perú.
- Quispe, T. C. (2016). Evaluación Geológica - Geotécnica para el proceso constructivo de la avenida Jallihuaya - Puno. Universidad Nacional del Altiplano de Puno. Perú.
- Rodríguez, C. R. (2016). Método de investigación geológico-geotécnico para el análisis de inestabilidad de laderas por deslizamientos zona Ronquillo - Corisorgona Cajamarca - Perú. Tesis Magistral. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima, Perú.
- Serfor. (2016). Guía rápida para el levantamiento de suelos en campo. Rinconada Baja, La Molina, Lima. Perú.
- Valdera, S. A. (2019). Evaluación geomecánica - geotécnica de la carretera el Tayal - Santa Isolina Bajo, Provincia de Chota Cajamarca 2017. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca – Perú.
- Vásquez, R. L.; Tafur, C. W.; Bartra, P. O. (2018). Mejoramiento de la transitabilidad vehicular de la carretera C.P. Otuzco – C.P. Combayo, Provincia de Cajamarca – Cajamarca.
- Zapata, R. (2018). Geología y geotecnia. Caracterización de suelos arcillosos y limosos. Universidad Nacional de Rosario. Argentina.

ANEXOS

A. FORMATOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

- 1. FORMATO DE ENSAYOS DEL TERRENO DE FUNDACION, AGREGADOS PARA BASE GRANULAR, SUB BASE GRANULAR Y TERRAPLÉN**

B. PLANOS

- 1. PLANO DE UBICACIÓN**
- 2. PLANO SATELITAL**
- 3. PLANO TOPOGRÁFICO**
- 4. PLANO GEOLÓGICO**
- 5. PLANO DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS**
- 6. PLANO GEOTÉCNICO**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y PAVIMENTOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA
TRAMO : DEL KM 00+000 AL KM 18 + 420 **LADO** : DERECHO **Nº DE REGISTRO** : PE - 0003
CALICATA : C - 1 **Nº DE MUESTRAS** : 1 **TÉCNICO RESP.** : -
PROGRESIVA : KM 0+050 **COOR. UTM WGS 84** : 782415.755E - 9212627.893N **ING. RESP.** : -
PROFUNDIDAD : 0.00 - 1.55 m **FECHA DE MUESTREO** : 09/01/2020

REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE CALICATA NORMA (NTP 339.150 | ASTM D 2488 | MTC E 101)

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	CLASIFICACIÓN AASHTO	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN DE ESTRATIGRAFÍA	ESTRATO
1.55	SM	A - 4 (0)	[Simbología: Patrón de líneas azules y círculos blancos]	0.00 - 1.55m.- ARENA LIMOSA. Suelo A - 4 (0) húmedo de color marrón claro a amarillo. 11.9% de grava, de tamaño máximo de 1". 47.3% de arena, 40.8% de limos y coloides. 28% de límite líquido (compresibilidad baja) e índice de plasticidad del 2.5%, (plasticidad baja). 13.8% humedad natural con material orgánico (raíces finas a gruesas); poco compacto.	E - 01

FOTOS:



OBSERVACIONES

La excavación se realizó a tajo a bierto con el empleo de retroexcavadora hasta una profundidad de 1.55 m y no se evidenció nivel freático.

La cota de terreno natural es 2736.048 m.s.n.m. y la cota de subrasante proyectada es 2735.936 m.s.n.m. en el punto de exploración geotécnica ejecutado.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y PAVIMENTOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA
TRAMO : DEL KM 00+000 AL KM 18 + 420 **LADO** : DERECHO **N° DE REGISTRO** : H - 0003
CALICATA : C - 1 **N° DE MUESTRAS** : 1 **TÉCNICO RESP.** : -
PROGRESIVA : KM 0+050 **COOR. UTM WGS 84** : 782415.755E - 9212627.893N **ING. RESP.** : -
PROFUNDIDAD : 0.00 - 1.55 m **FECHA DE MUESTREO** : 09/01/2020 **FECHA DE ENSAYO** : 10/01/2020

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS NORMA (NTP 339.127 | ASTM D 2216 | MTC E 108)

N° DE PRUEBA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	PESO SUELO HÚMEDO + TARA (gr)	PESO SUELO SECO + TARA (gr)	PESO DE TARA (gr)	PESO DE AGUA (gr)	PESO SUELO SECO (gr)	CONTENIDO DE HUMEDAD
HN - 1	M - 01	0.00 - 1.55	3076.4	2703.9	0.0	372.5	2703.9	13.8%

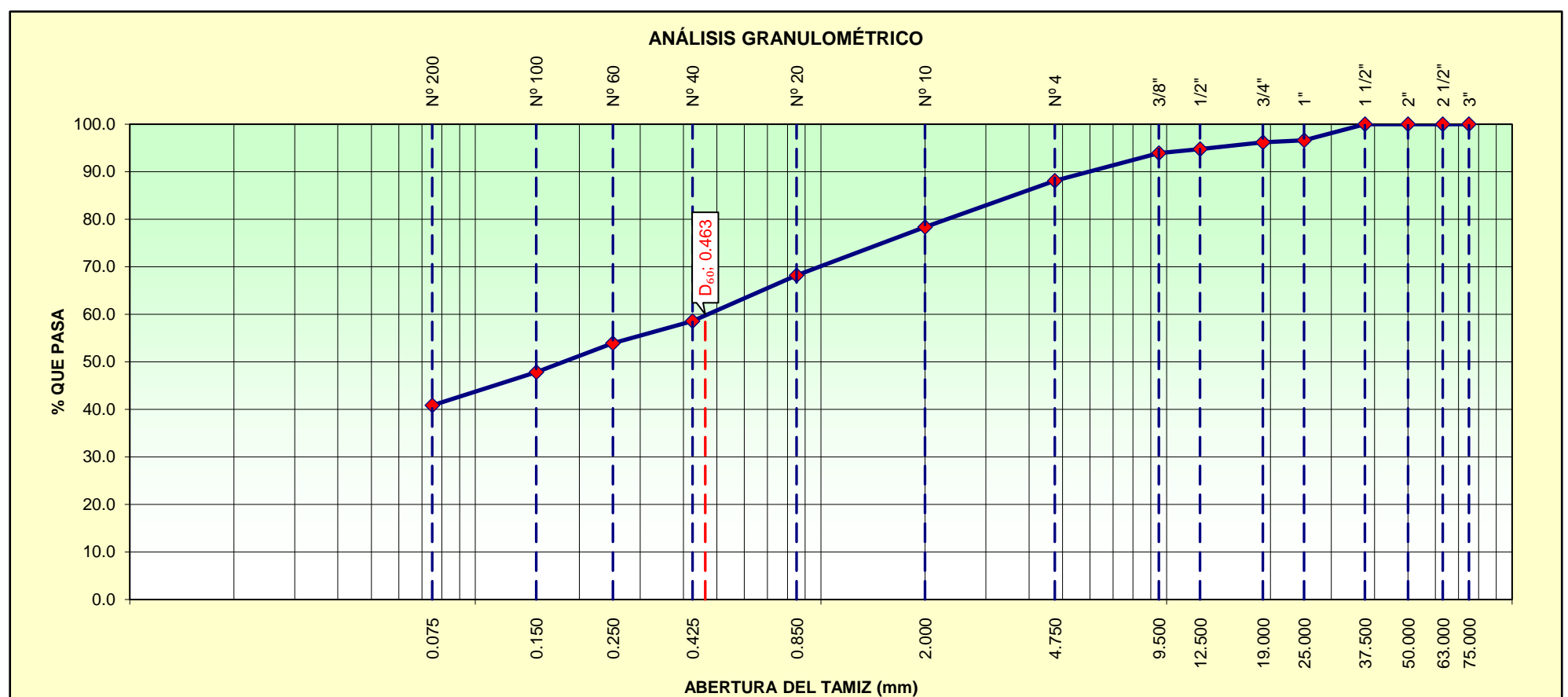
OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y PAVIMENTOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA
TRAMO : DEL KM 00+000 AL KM 18 + 420 **LADO** : DERECHO **Nº DE REGISTRO** : G - 0003
CALICATA : C - 1 **MUESTRA** : M - 1 **TÉCNICO RESP.** : -
PROGRESIVA : KM 0+050 **COOR. UTM WGS 84** : 782415.755E - 9212627.893N **ING. RESP.** : -
PROFUNDIDAD : 0.00 - 1.55 m **FECHA DE MUESTREO** : 09/01/2020 **FECHA DE ENSAYO** : 10/01/2020

MÉTODO DE ENSAYO PARA EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DE LOS SUELOS NORMA (NTP 339.128 | ASTM D 422 | MTC E 107)

TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE ENSAYO	
3"	75.000	0.0	0.0	0.0	100.0	PESO TOTAL	1186.0 gr
2 1/2"	63.000	0.0	0.0	0.0	100.0	PESO FRACCIÓN	170.0 gr
2"	50.000	0.0	0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MÁXIMO	1 "
1 1/2"	37.500	0.0	0.0	0.0	100.0	PORC. DE GRAVA	11.9 %
1"	25.000	40.0	3.4	3.4	96.6	PORC. DE ARENA	47.3 %
3/4"	19.000	5.0	0.4	3.8	96.2	PORC. DE FINOS	40.8 %
1/2"	12.500	17.0	1.4	5.2	94.8	LÍMITE LÍQUIDO	27.5 %
3/8"	9.500	10.0	0.8	6.1	93.9	LÍMITE PLÁSTICO	25.0 %
Nº 4	4.750	69.0	5.8	11.9	88.1	ÍNDICE PLÁSTICO	2.5 %
Nº 8	2.360					CLASF. SUCS	SM
Nº 10	2.000	18.80	9.7	21.6	78.4	CLASF. AASHTO	A - 4 (0)
Nº 16	1.180					D ₁₀	mm
Nº 20	0.850	19.60	10.2	31.8	68.2	D ₃₀	mm
Nº 30	0.600					D ₆₀	0.463 mm
Nº 40	0.425	18.60	9.6	41.4	58.6	COEF. DE UNIF.	-.-
Nº 50	0.300					COEF. DE CURV.	-.-
Nº 60	0.250	9.00	4.7	46.1	53.9	MÓDULO DE FINEZA	1.81
Nº 80	0.180						
Nº 100	0.150	11.70	6.1	52.2	47.8	DESCRIPCIÓN	
Nº 140	0.106					ARENA LIMOSA	
Nº 200	0.075	13.50	7.0	59.2	40.8		
FONDO		78.80	40.8	100.0			



OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y PAVIMENTOS

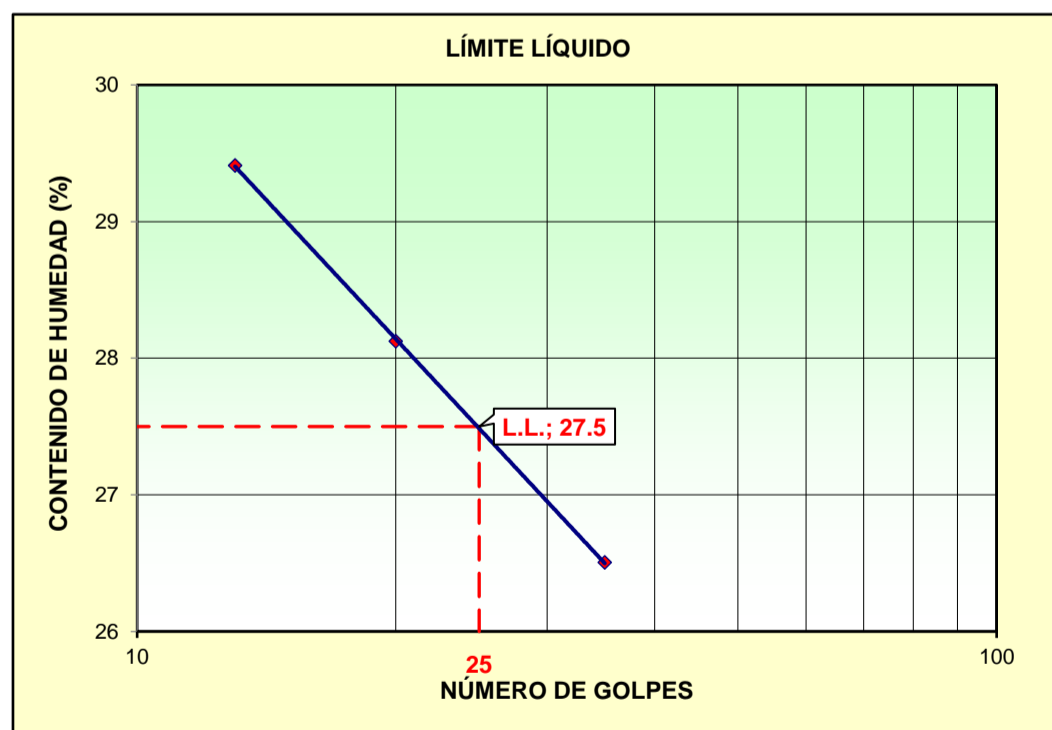
PROYECTO	: MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA		
TRAMO	: DEL KM 00+000 AL KM 18 + 420	LADO	: DERECHO
CALICATA	: C - 1	MUESTRA	: M - 1
PROGRESIVA	: KM 0+050	COORD. UTM WGS 84	: 782415.755E - 9212627.893N
PROFUNDIDAD	: 0.00 - 1.55 m	FECHA DE MUESTREO	: 09/01/2020
		Nº DE REGISTRO	: L - 0003
		TÉCNICO RESP.	: -
		ING. RESP.	: -
		FECHA DE ENSAYO	: 11/01/2020

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS NORMA (NTP 339.129 | ASTM D 4318 | MTC E 110)

Nº DE TARA	13	14	15
PESO DE LA TARA (gr)	37.80	37.20	39.30
PESO DE SUELO HÚMEDO + TARA (gr)	48.30	49.50	45.90
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr)	46.10	46.80	44.40
PESO DE AGUA (gr)	2.20	2.70	1.50
PESO DE SUELO SECO (gr)	8.30	9.60	5.10
HUMEDAD (%)	26.5%	28.1%	29.4%
Nº DE GOLPES	35	20	13

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS NORMA (NTP 339.129 | ASTM D 4318 | MTC E 111)

Nº DE TARA	09	010	PROMEDIO
PESO DE LA TARA (gr)	20.40	20.60	
PESO DE SUELO HÚMEDO + TARA (gr)	23.90	23.60	
PESO DE SUELO SECO + TARA (gr)	23.20	23.00	
PESO DE AGUA (gr)	0.70	0.60	
PESO DE SUELO SECO (gr)	2.80	2.40	
HUMEDAD (%)	25.0%	25.0%	25.0%



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO	27.5%
LÍMITE PLÁSTICO	25.0%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	2.5%

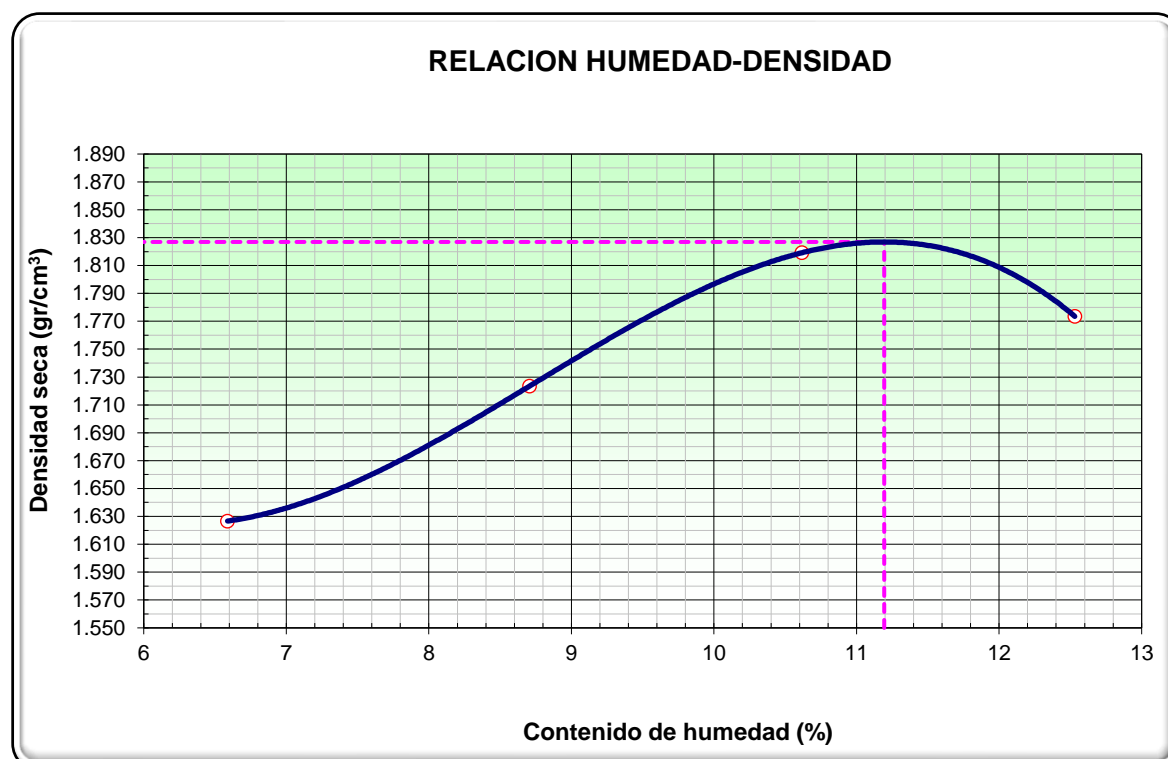
OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y PAVIMENTOS

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA			
TRAMO : DEL KM 00+000 AL KM 18 + 420	LADO : DERECHO	Nº DE REGISTRO : PM - 018	
CALICATA : C - 1	MUESTRA : M - 1	TÉCNICO RESP. : -	
PROGRESIVA : KM 0+050	COOR. UTM WGS 84 : 782415.755E - 9212627.893N	ING. RESP. : -	
PROFUNDIDAD : 0.00 - 1.55 m	FECHA DE MUESTREO : 09/01/2020	FECHA DE ENSAYO : 05/03/2020	

MÉTODO DE ENSAYO PROCTOR MODIFICADO DE LOS SUELOS NORMA (NTP 339.141 | ASTM D 1557 | MTC E 115)

MÉTODO DE COMPACTACIÓN		"A"			
Nº DE GOLPES POR CAPA		25			
Nº DE CAPAS POR MUESTRA		3			
Nº DE MUESTRA DE ENSAYO		1	2	3	4
Peso suelo + molde	gr	5486	5614	5741	5726
Peso molde	gr	3898	3898	3898	3898
Peso suelo húmedo compactado	gr	1588	1716	1843	1828
Volumen del molde	cm ³	915.9	915.9	915.9	915.9
Densidad Húmeda	gr/cm ³	1.734	1.874	2.012	1.996
Recipiente Nº		1	2	3	4
Peso del suelo húmedo+tara	gr	307.40	339.60	332.40	320.60
Peso del suelo seco + tara	gr	288.40	312.40	300.50	284.90
Tara	gr	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de agua	gr	19.00	27.20	31.90	35.70
Peso del suelo seco	gr	288.40	312.40	300.50	284.90
Contenido de agua	%	6.6	8.7	10.6	12.5
Densidad Seca	gr/cm ³	1.627	1.724	1.819	1.774
<i>Densidad máxima (gr/cm³)</i>					1.827
<i>Humedad óptima (%)</i>					11.2



Observaciones:

ENSAYO DE CBR
(MTC E 132, NTP 339.145, ASTM D 1883, AASHTO T 193)

PROYECTO : "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA"

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA	: C - 180					
MUESTRA	: M - 1	LADO	: DERECHO	N° REG.	: LP5 - 018	
PROFUND.	: 0.00 - 1.50 m.	COORD. UTM	9212627.893 N	TÉCNICO	-	
PROG.	: KM. 0+050	WGS 84	782415.755 E	FECHA	09/03/2020	

CLASIF. AASHTO : A - 4 (0)
CLASIF. SUCS : SM

COMPACTACIÓN

	2		3		1	
	Sin Mojar	Mojada	Sin Mojar	Mojada	Sin Mojar	Mojada
Molde N°:	2		3		1	
N° de capas:	5		5		5	
N° de golpes por capa:	56		25		12	
Condición de la muestra:	Sumergida		Sumergida		Sumergida	
Peso molde + suelo húmedo (gr)	12455	12480	11747	11801	11348	11409
Peso del molde (gr)	8207	8207	7814	7814	7870	7870
Volumen del molde (cm3)	2091	2091	2133	2133	2133	2133
% de humedad	11.2	11.8	11.2	12.6	11.1	13.0
Densidad seca (gr/cm3)	1.827	1.827	1.659	1.660	1.468	1.468
CONTENIDO DE HUMEDAD						
Tarro N°						
Peso de Tarro + suelo húmedo (gr)	462.30	524.62	511.83	490.24	476.53	445.37
Peso de Tarro + suelo seco (gr)	415.85	469.10	460.46	435.29	428.89	394.02
Peso del agua (gr)	46.5	55.5	51.4	55.0	47.6	51.4
Peso de tarro (gr)	0.0		0.0		0.0	
Peso del suelo seco (gr)	415.9	469.1	460.5	435.3	428.9	394.0
% de humedad	11.2%	11.8%	11.2%	12.6%	11.1%	13.0%

EXPANSIÓN

FECHA	HORA	TIEMPO	EXPANSIÓN			EXPANSIÓN			EXPANSIÓN		
			LECT.	EXPANSIÓN		LECT.	EXPANSIÓN		LECT.	EXPANSIÓN	
dd/mm/aa		h	dial	mm	%	dial	mm	%	dial	mm	%
05/03/20	8:40	0	0.00			0.00			0.00		
06/03/20	8:40	24	3.34	3.34	2.63	4.04	4.04	3.18	4.74	4.74	3.73
07/03/20	8:40	48	3.46	3.46	2.72	4.15	4.15	3.27	5.05	5.05	3.98
08/03/20	8:40	72	3.50	3.50	2.76	4.20	4.20	3.31	5.19	5.19	4.09
09/03/20	8:40	96	3.57	3.57	2.81	4.22	4.22	3.32	5.23	5.23	4.12

CBR

PENETRACIÓN (x10 ⁻¹)		Carga Estándar	MOLDE N° 2			MOLDE N° 3			MOLDE N° 1		
			Lectura	Corrección		Lectura	Corrección		Lectura	Corrección	
mm	pulg	Kg/cm2	dial	Kg	Kg/cm2	dial	Kg	Kg/cm2	dial	Kg	Kg/cm2
0.000	0.000			0	0.0		0	0.0		0	0.0
0.635	0.025			32	1.6		21	1.1		17	0.9
1.270	0.050			68	3.5		48	2.5		37	1.9
1.905	0.075			103	5.3		82	4.2		57	2.9
2.540	0.100	70.31		140	7.2		113	5.8		81	4.2
3.810	0.150			214	11.0		162	8.4		117	6.0
5.080	0.200	105.46		279	14.4		220	11.3		156	8.0
6.350	0.250			361	18.6		271	14.0		193	9.9
7.620	0.300			437	22.5		318	16.4		231	11.9
10.160	0.400			544	28.0		405	20.9		287	14.8
12.700	0.500			610	31.4		460	23.7		314	16.2

ENSAYO DE CBR

(MTC E 132, NTP 339.145, ASTM D 1883, AASHTO T 193)

PROYECTO

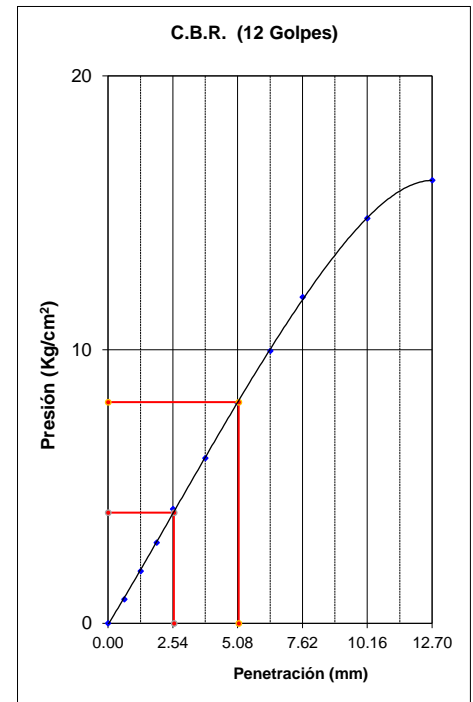
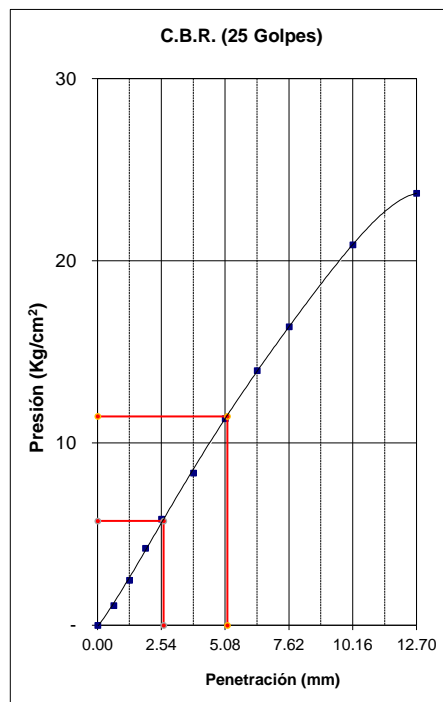
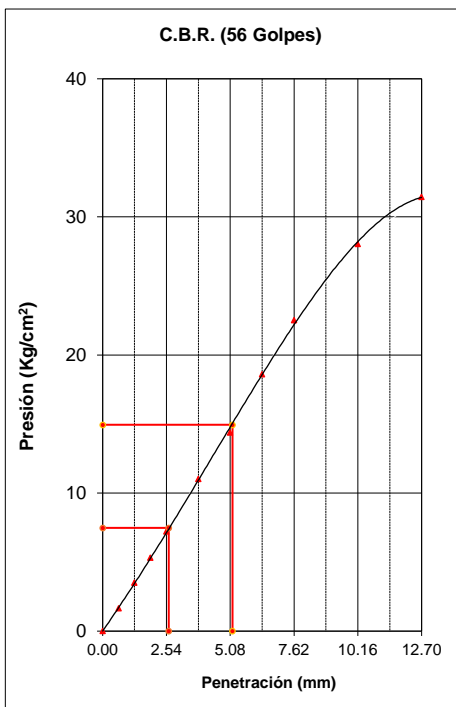
: "MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA"

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA	: C - 180				
MUESTRA	: M - 1	LADO	: DERECHO	N° REG.	: LP5 - 018
PROFUND.	: 0.00 - 1.50 m.	COORD. UTM	9212627.893 N	TÉCNICO	-
PROG.	: KM. 0+050	WGS 84	782415.755 E	FECHA	09/03/2020
				CLASIF. AASHTO	: A - 4 (0)
				CLASIF. SUCS	: SM

GRÁFICO PENETRACIÓN DE CBR

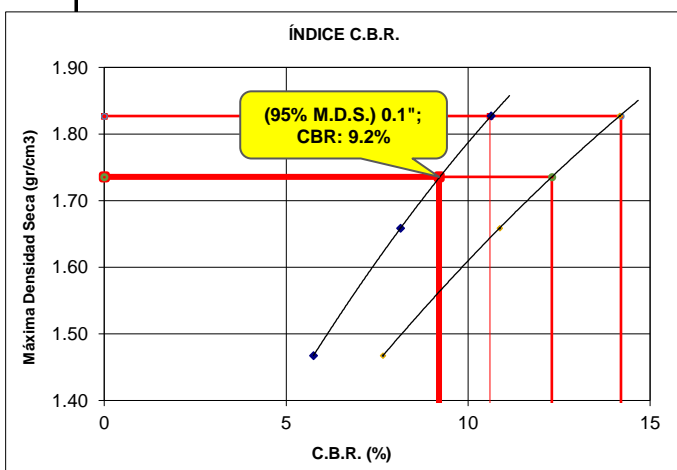


CBR 0.1" (%)= 10.6
 CBR 0.2" (%)= 14.2
 Densidad Seca (gr/cc) : 1.827

CBR 0.1" (%)= 8.1
 CBR 0.2" (%)= 10.9
 Densidad Seca (gr/cc) : 1.659

CBR 0.1" (%)= 5.8
 CBR 0.2" (%)= 7.7
 Densidad Seca (gr/cc) : 1.468

DETERMINACIÓN DEL CBR



Datos de Proctor:

Densidad Seca 100%	1.827	gr/cm ³
Óptimo Humedad	11.2	%
Densidad Seca 95%	1.736	gr/cm ³

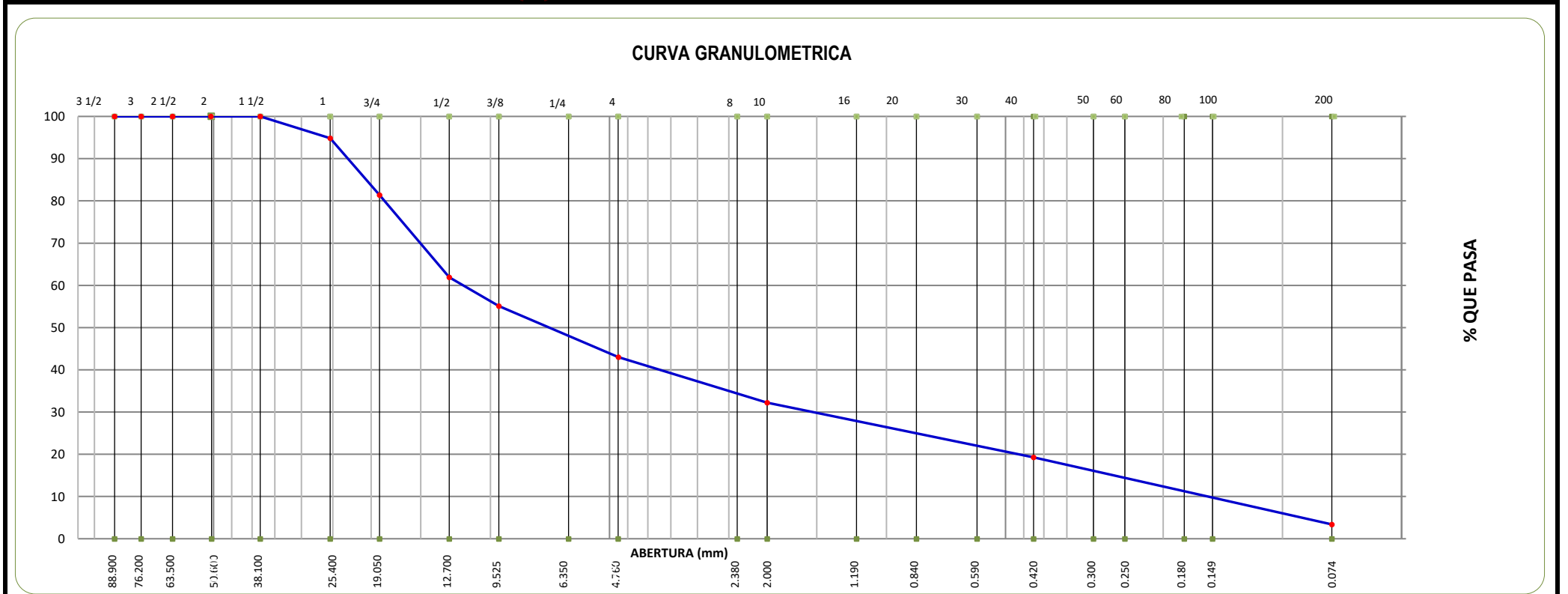
C.B.R. (95% M.D.S.) 0.1" :	9.2
C.B.R. (100% M.D.S.) 0.1" :	10.6
C.B.R. (95% M.D.S.) 0.2" :	12.3
C.B.R. (100% M.D.S.) 0.2" :	14.2

GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS		Versión	Fecha
		Revisado por:	Aprobado por:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88)			
OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME :	LAB-CLE-122
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LAB :	
CANTERA	BAZAN	ING. RESP :	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	09/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO N° :	-
CALICATA	-	Tamaño máximo :	1 1/2"
UBICACIÓN	-	P. Inicial (g.):	6,754.00 gr.
PROFUNDIDAD	-	Fracc. de finos (g.) :	488.30 gr.

Tamices	Abertura	Peso Retenido (gr)	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que pasa	Especificaciones Técnica Gradación		Datos de la Muestra	
ASTM	en mm.					A			
3 1/2"	88.900							OBSERVACIONES	
3"	76.200							Metodo de Compact.	
2 1/2"	63.500				100.0			C	
2"	50.800				100.0	100	100		
1 1/2"	38.100				100.0				
1"	25.400	350.0	5.2	5.2	94.8	75	95		
3/4"	19.050	907.0	13.4	18.6	81.4			Humedad Natural	
1/2"	12.700	1315.0	19.5	38.1	61.9			Sh + Tara	1320.00
3/8"	9.525	460.0	6.8	44.9	55.1	45	75	Ss + Tara	1222.00
1/4"	6.350							Humedad(%)	8.0
4	4.750	817.0	12.1	57.0	43.0	30	60	D10	0.15
8	2.360							D30	1.53
10	2.000	122.2	10.8	67.8	32.2	20	45	D60	10.84
16	1.180							Descripción (SUCS) :	
20	0.840							Grava bien gradada con arena	
30	0.600							% Bolonería	-
40	0.425	147.2	13.0	80.7	19.3	15	30	Grava 3" - N° 4 :	57.0
50	0.300							Arena N°4 - N° 200 :	39.6
60	0.250							Finos < N° 200 :	3.4
80	0.177								
100	0.150								
200	0.075	180.3	15.9	96.6	3.4	5	15		
pasa		38.6	3.4	100.0					

CARACTERÍSTICA FÍSICA Y QUÍMICA DE LA MUESTRA							
Límite Líquido (%)	16.70	Índice de Consistencia		Máx. Dens. Seca (gr./cc)	2.163	Abrasión (%)	28.9
Límite Plástico (%)	NP	-		Humedad óptima (%)	7.2	Durabilidad Grava	7.12
Índice plástico (%)	NP	-		CBR.: al 100% - (0.1":)	127.3 %	Durabilidad Arena	6.93
Clasificación:				CBR.: al 95% - (0.1":)	78.3 %	Sales Finos / Grava (%)	0.052 / 0.026
Cu	70.27	SUCS.	GW	Materia Org.	0.63 %	Peso Especifico (g./cc.)	2.558
Cc	1.4	AASHTO	A - 1 - a (0)	Equivalente de arena	69%	% de Absorción (%)	1.389



Observaciones:

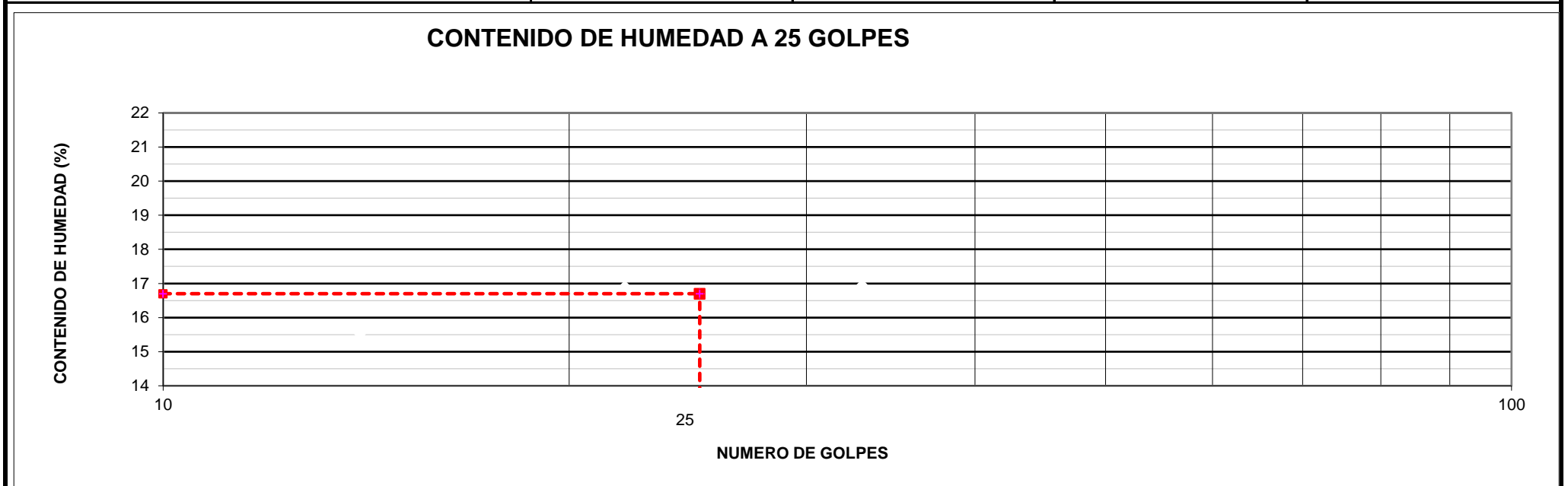
	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40 (NORMA MTC E-110, E111, AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)	Revisado por:	Aprobado por:

OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME :	LAB-CLE-124
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LAB :	
CANTERA	BAZAN	ING. RESP :	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	10/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO N° :	-

DATOS DE LA MUESTRA			
CALICATA	-	TAMAÑO MAXIMO : N° 40	
UBICACIÓN	-	CARRIL	-
PROFUNDIDAD	-	LADO	-

LIMITE LIQUIDO				
N° TARRO		7	8	9
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	45.56	45.11	45.88
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	41.25	40.55	41.22
PESO DE AGUA	(g)	4.31	4.56	4.66
PESO DEL TARRO		13.48	13.58	13.72
PESO DEL SUELO SECO	(g)	27.77	26.97	27.50
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	15.52	16.91	16.95
NUMERO DE GOLPES		14	22	33

LIMITE PLASTICO				
N° TARRO				
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)			
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	NP	NP	
PESO DE AGUA	(g)			
PESO DEL TARRO	(g)			
PESO DEL SUELO SECO	(g)			
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)			



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	16.70
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP

OBSERVACIONES

Observaciones : _____

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO MTC E108 - ASTM D2216	Rev.	Aprob.

OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME:	LAB-CLE-123
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LABORATORIO:	
CANTERA	BAZAN	ING. RESONSABLE:	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA:	09/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO:	-

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA	-		
UBICACIÓN	-	CARRIL	-
PROFUNDIDAD	-	LADO	-

Descripción	Unidad	Ensayos	
Nro. de recipiente			
Peso Recipiente + Suelo humedo (A)	gr.	1320.0	
Peso recipiente + Suelo seco (B)	gr.	1222	
Peso del recipiente (C)	gr.		
Peso del agua (A-B)	gr.	98	
Peso del suelo seco (B-C)	gr.	1222	
Cont. Humedad $[W=(A-B)/(B-C)*100]$	%	8.0	
Promedio	%		8.0

OBSERVACIONES :

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	MATERIA ORGANICA EN SUELO (PERDIDA POR IGNICION)	Rev.	Aprob.

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO,	REGISTRO:	LAB-CLE-055
Tramo:	PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	CÓDIGO:	
LUGAR:		RESIDENTE	
SUPERVISIÓN:	CONSORCIO COMBAYO	ING. JEFE	FECHA: 09/07/2021

1.- MUESTRA				2.- PERSONAL			
UBICACIÓN:	BAZAN	SONDAJE:		OPERADOR:			
MATERIAL:	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	PROFUND.:		ASISTENTE:			

3.- ENSAYO							
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UND	ENSAYO N°				RESULTADO
			1	2	3	4	
1.0	Peso del Crisol + Suelos seco antes de la ignición (A)	g	155.90	146.50			P R O M E D I O 0.63
2.0	Peso del Crisol + Suelos seco despues de la ignición (B)	g	155.30	145.90			
3.0	Peso del Crisol (C)	g	55.60	54.62			
4.0	Perdida por ignición (A)-(B)	g	0.60	0.60			
5.0	Peso suelo seco despues de la ignición (B)-(C)	g	99.70	91.28			
6.0	Materia Orgánica $[(A)-(B)/(B)-(C)] \times 100$	%	0.60	0.66			

4.- EQUIPOS DE MEDICIÓN							
EQ							
ID							

5.- COMENTARIOS Y/U OBSERVACIONES							

6.- DOCUMENTOS ADJUNTOS							

LABORATORIO	CALIDAD	SUPERVISIÓN
Nombre:	Nombre:	Nombre:
Firma:	Firma:	Firma:
Fecha:	Fecha:	Fecha:

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD	Versión	Fecha
	LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS		
	ENSAYO DE ABRASION (MÁQUINA DE LOS ANGELES)	Revisado por:	Aprobado por:

ENSAYO DE ABRASION (MAQUINA DE LOS ANGELES) (NORMA MTC-207, AASHTO T-96)
--

OBRA	: MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME :	LAB-CLE-125
TRAMO	: OTUZCO - COMBAYO	TEC. LAB :	
CANTERA	: BAZAN	ING. RESP :	
PARTIDA	: BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	10/07/2021
UBICACIÓN	:	CERTIFICADO N° :	-

DATOS DE LA MUESTRA

UBICACIÓN	: -	LADO/CARR.	-
------------------	-----	-------------------	---

TAMIZ RETENIDO	GRADACIONES							
	A		B		C		D	
1"	1250 ± 25	1250.0						
3/4"	1250 ± 25	1250.0						
1/2"	1250 ± 10	1250.0						
3/8"	1250 ± 10	1250.0						
1/4"								
N° 4								
N° 8								
PESO TOTAL	5000 ± 10	5000						
PESO RETENIDO MALLA N° 12		3554						
PESO PASANTE MALLA N° 12		1446.0						
N° DE ESFERAS	12	12						
PESO DE LAS ESFERAS	5000 ± 25							
% DESGASTE		28.9						

Observaciones : _____

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	EQUIVALENTE DE ARENA	Revisado por:	Aprobado por:

EQUIVALENTE DE ARENA
(NORMA MTC E-114, AASHTO T-176)

OBRA	: MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME N° :	LAB-CLE-128
TRAMO	: OTUZCO - COMBAYO	TEC. LABORATORIO :	
CANTERA	: BAZAN	ING. RESPONSABLE :	
PARTIDA	: BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	09/07/2021
PROGRESIVA	:	CERTIFICADO N° :	-

MUESTRA	:	-					
UBICACIÓN	:	-					Promedio
MATERIAL	:	RELLENO	1	2	3	4	
Tamaño máximo (pasa malla N° 4)		mm		0.00	0.00		
Hora de entrada a saturación			2:00	2:02	2:04		
Hora de salida de saturación (mas 10")			2:10	2:12	2:14		
Hora de entrada a decantación			2:12	2:14	2:16		
Hora de salida de decantación (mas 20")			2:32	2:34	2:36		
Altura máxima de material fino		Pulg.	5.10	5.20	5.10		
Altura máxima de la arena		Pulg.	3.50	3.50	3.50		
Equivalente de Arena		%	68.6%	67.3%	68.6%		69%

Observaciones:

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	ENSAYO PROCTOR MODIFICADO (NORMA MTC E-115, ASTM D-1557, AASHTO T-180)	Revisado por:	Aprobado por:

OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME :	LAB-CLE-126
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LAB :	
CANTERA	BAZAN	ING. RESP :	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	11/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO N° :	-

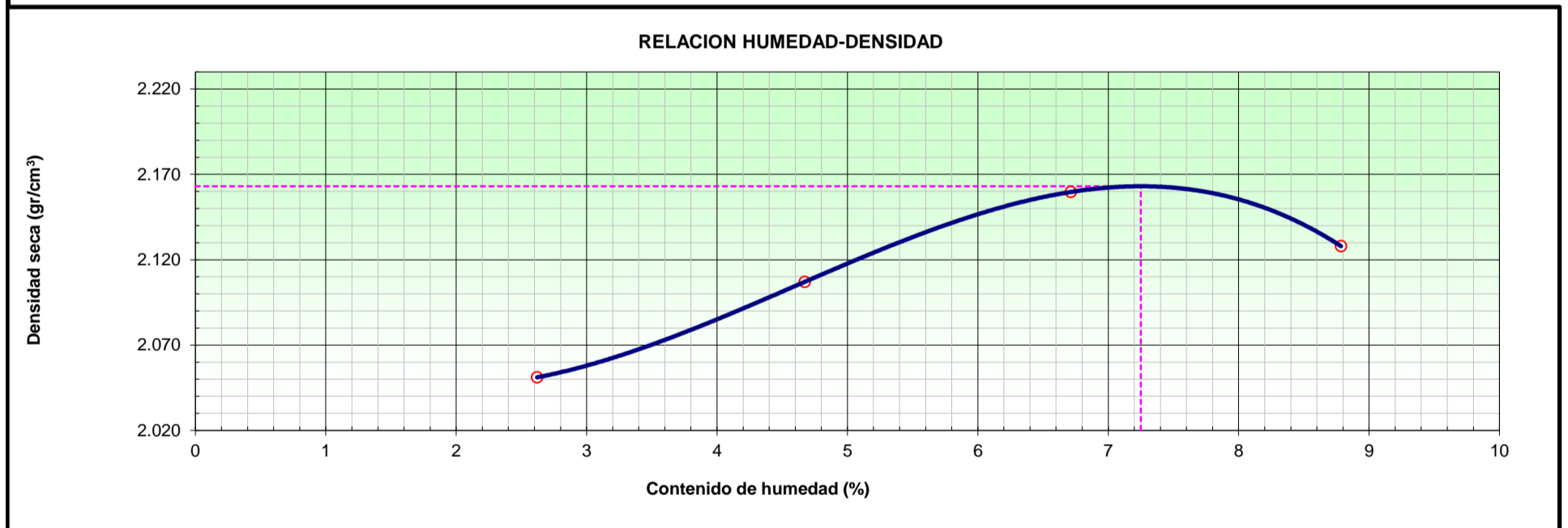
DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA	-		
UBICACIÓN	-	CARRIL	-
PROFUNDIDAD	-	LADO	-

METODO DE COMPACTACION :	C	FECHA DE ENSAYO: 11/07/2021
MOLDE	2	

Numero Ensayo		1	2	3	4
Peso suelo + molde	gr	11169	11384	11596	11618
Peso molde	gr	6671	6671	6671	6671
Peso suelo húmedo compactado	gr	4498.0	4713.0	4925.0	4947.0
Volumen del molde	cm ³	2137	2137	2137	2137
Peso volumétrico húmedo	gr/cm ³	2.105	2.205	2.305	2.315
Recipiente N°		1	2	3	4
Peso del suelo húmedo+tara	gr	470.0	354.0	359.3	343.0
Peso del suelo seco + tara	gr	458.0	338.2	336.7	315.3
Tara	gr				
Peso de agua	gr	12.0	15.8	22.6	27.7
Peso del suelo seco	gr	458.0	338.2	336.7	315.3
Contenido de agua	%	2.6	4.7	6.7	8.8
Peso volumétrico seco	gr/cm ³	2.051	2.107	2.160	2.128

<i>Densidad máxima (gr/cm³)</i>	2.163
<i>Humedad óptima (%)</i>	7.2



Observaciones:

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.) (NORMA ASSHTO T-193, ASTM D 1883)	Revisado por:	Aprobado por:

OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME:	LAB-CLE-127
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LABORATORIO:	
CANTERA	BAZAN	ING. RESPONSABLE:	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA:	12/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO N°:	-

DATOS DE LA MUESTRA			
CALICATA	-		
UBICACIÓN	-	CARRIL	-
PROFUNDIDAD	-	LADO	-

COMPACTACION						
--------------	--	--	--	--	--	--

Molde N°	3		2		1	
Capas N°	5		5		5	
Golpes por capa N°	56		25		12	
Condición de la muestra	NO SATURADO	SATURADO	NO SATURADO	SATURADO	NO SATURADO	SATURADO
Peso de molde + Suelo húmedo (g)	13690	13720	13355	13420	13525	13620
Peso de molde (g)	8751	8751	8543	8543	8766	8766
Peso del suelo húmedo (g)	4939	4969	4812	4877	4759	4854
Volumen del molde (cm ³)	2123	2123	2123	2123	2123	2123
Densidad húmeda (g/cm ³)	2.326	2.341	2.267	2.297	2.242	2.286
Tara (N°)						
Peso suelo húmedo + tara (g)	333.80	612.00	371.60	601.50	367.20	716.20
Peso suelo seco + tara (g)	311.00	569.00	346.40	555.00	342.60	658.00
Peso de tara (g)						
Peso de agua (g)	22.80	43.00	25.20	46.50	24.60	58.20
Peso de suelo seco (g)	311.00	569.00	346.40	555.00	342.60	658.00
Contenido de humedad (%)	7.3	7.6	7.3	8.4	7.2	8.8
Densidad seca (g/cm ³)	2.168	2.176	2.113	2.120	2.091	2.101

EXPANSION											
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

FECHA	HORA	TIEMPO	DIAL	EXPANSION		DIAL	EXPANSION		DIAL	EXPANSION	
				mm	%		mm	%		mm	%
12/07/2021	16:00	0	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000
13/07/2021	16:00	24	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000
14/07/2021	16:00	48	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000
15/07/2021	16:00	72	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000
16/07/2021	16:00	96	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000

PENETRACION													
-------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

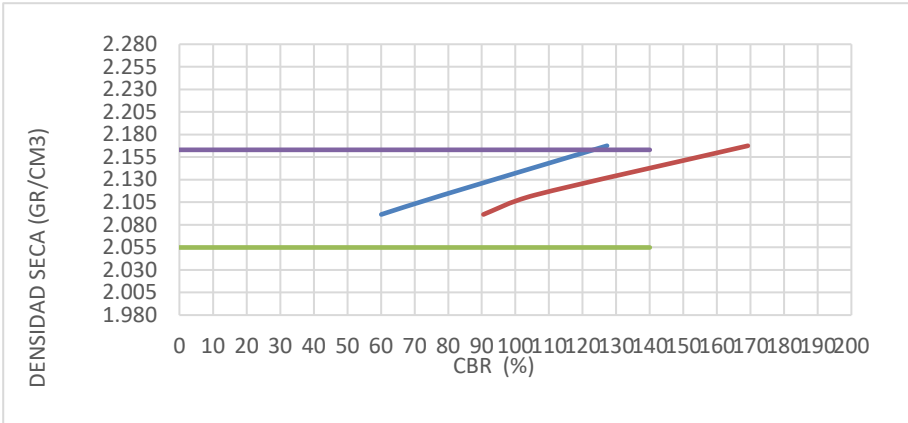
PENETRACION	CARGA STAND. kg/cm2	MOLDE N° 3				MOLDE N° 2				MOLDE N° 1			
		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION	
		kg	kg/cm2	kg/cm2	%	kg	kg/cm2	kg/cm2	%	kg	kg/cm2	kg/cm2	%
0.000		0	0			0	0			0	0		
0.025		325	17			112	6			57	3		
0.050		769	40			255	13			205	11		
0.075		1392	72			945	49			519	27		
0.100	70.31	1985	103	89.5	127.3	1148	59	55.1	78.3	974	50	42.2	60.1
0.150		2784	144			1748	90			1427	74		
0.200		3385	175			2078	108			1867	97		
0.250	105.46	4278	221	178.4	169.2	2758	143	111.5	105.8	2341	121	95.4	90.5
0.300		5389	279			3581	185			3045	158		
0.350		6077	315			4589	238			3845	199		

	GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS	Versión	Fecha
	RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.) (NORMA ASSHTO T-193, ASTM D 1883)	Revisado por:	Aprobado por:

OBRA	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	INFORME :	LAB-CLE-127
TRAMO	OTUZCO - COMBAYO	TEC. LAB :	
CANTERA	BAZAN	ING. RESP :	
PARTIDA.	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)	FECHA :	16/07/2021
PROGRESIVA		CERTIFICADO N° :	-

DATOS DE LA MUESTRA

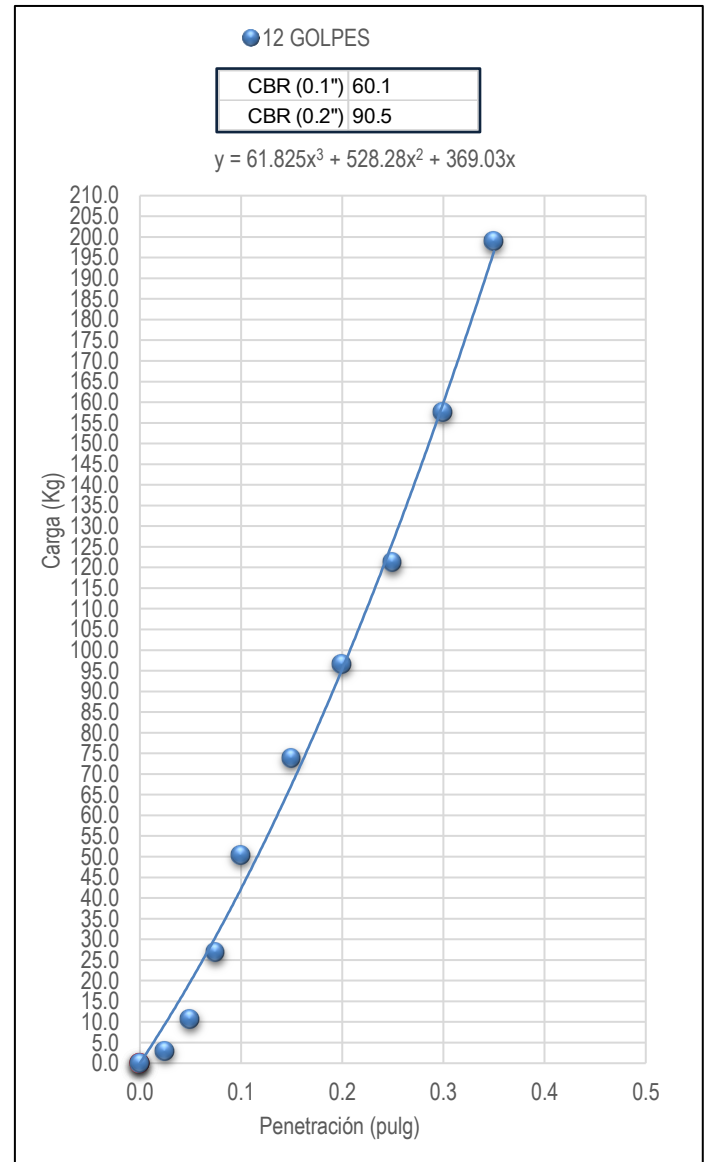
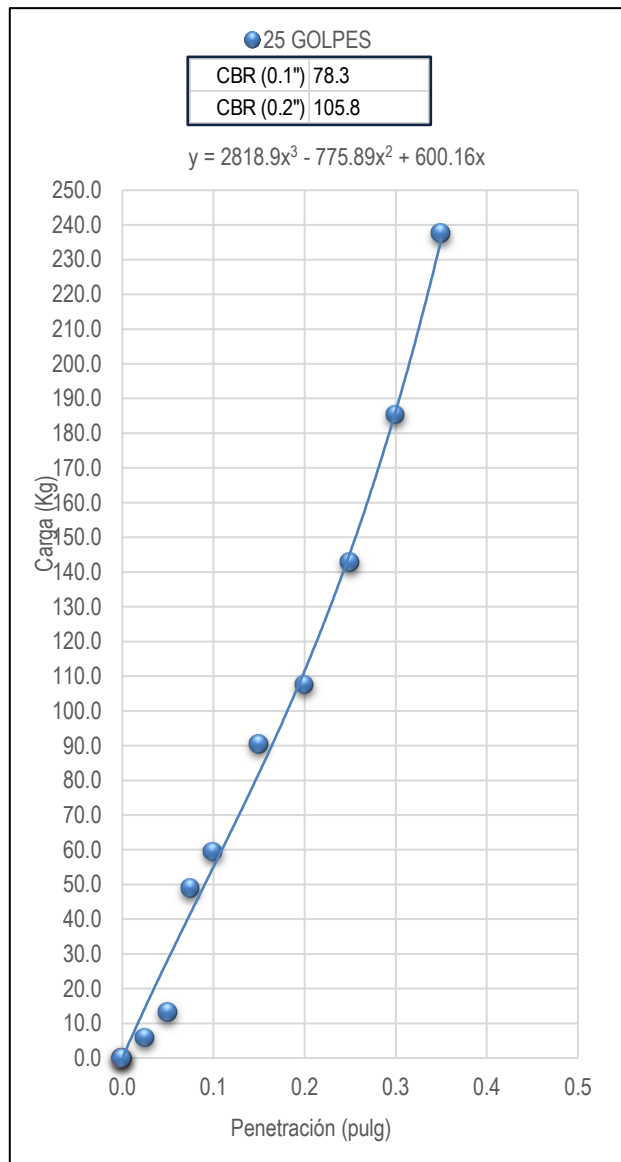
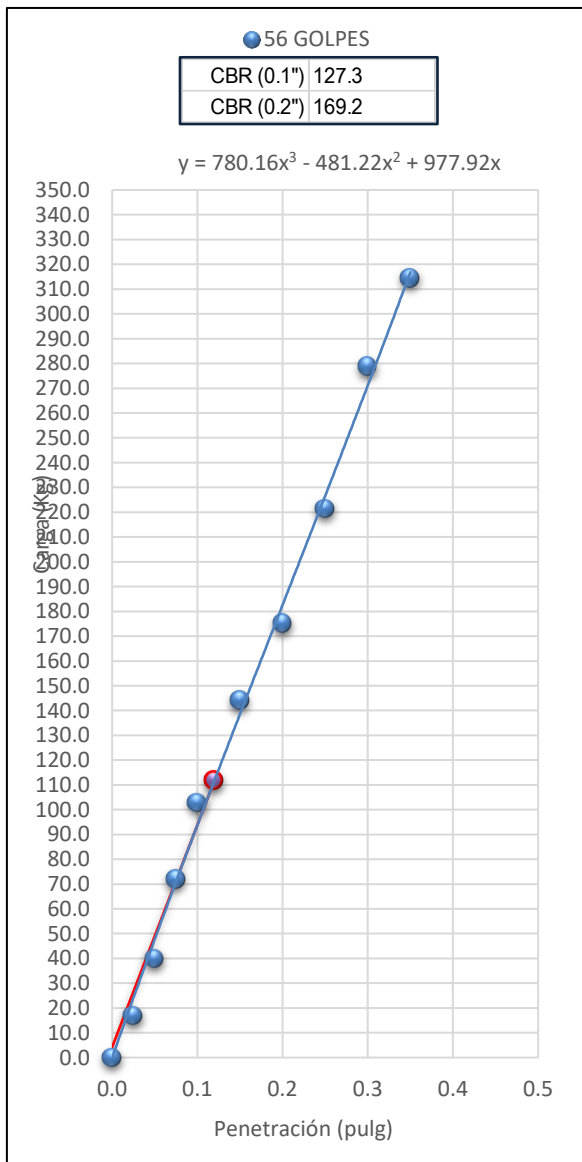
CALICATA	: -	CARRIL	: -
UBICACIÓN	: -	LADO	: -
PROFUNDIDAD	: -		



METODO DE COMPACTACION : ASTM D1557
MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 2.163
OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%) : 7.2
95% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³) : 2.055

C.B.R. al 100% de M.D.S. (%)	0.1": 127.3	0.2": 169.2
C.B.R. al 95% de M.D.S. (%)	0.1": 78.3	0.2": 105.8

RESULTADOS:
Valor de C.B.R. al 100% de la M.D.S. 0.1" = **127.3** (%)
Valor de C.B.R. al 95% de la M.D.S. 0.1" = **78.3** (%)



		GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS		#iREF!	#iREF!
		EQUIVALENTE DE ARENA , SUELOS Y AGREGADOS		#iREF!	#iREF!
GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE LOS AGREGADOS (NORMA MTC E-205, E-206, AASHTO T-84, T-85)					
##		#iREF!		#iREF!	LAB-CLE-239
##		#iREF!		#iREF!	
##		BAZAN		#iREF!	
##		BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)		#iREF!	12/08/21
##		#iREF!		#iREF!	#iREF!
DATOS DE LA MUESTRA					
#iREF!	#iREF!				
#iREF!	#iREF!	#iREF!	#iREF!		
#iREF!	#iREF!	#iREF!	#iREF!		
AGREGADO GRUESO					
A	Peso Mat.Sat. Sup. Seca (En Aire) (gr)	5159	4558		
B	Peso Mat.Sat. Sup. Seca (En Agua) (gr)	3144	2775.0		
C	Vol. de masa + vol de vacíos = A-B (gr)	2015	1783		
D	Peso material seco en estufa (105 °C)(gr)	5089	4495		
E	Vol. de masa = C- (A - D) (gr)	1945	1720		PROMEDIO
F	Pe bulk (Base seca) = D/C	2.526	2.521		2.523
G	Pe bulk (Base saturada) = A/C	2.560	2.556		2.558
H	Pe Aparente (Base Seca) = D/E	2.616	2.613		2.615
I	% de absorción = ((A - D) / D * 100)	1.376	1.402		1.389
Observaciones: _____ _____ _____					

		GESTION DE CONTROL DE CALIDAD		LABORATORIO DE		Versión:		Fecha:					
		MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS											
		INDICE DE ALARGAMIENTO Y APLANAMIENTO DE LOS AGREGADOS		Revisado por:		Aprobado por:							
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA						REGISTRO:		LAB-CLE-131				
Tramo:	OTUZCO - COMBAYO				CÓDIGO:								
LUGAR:					RESIDENTE:				FECHA: 11/07/2021				
SUPERVISIÓN:	CONSORCIO COMBAYO				ING. JEFE:								
1.- MUESTRA						2.- PERSONAL							
UBICACIÓN:	BAZAN				SONDAJE:				OPERADOR:				
MATERIAL:	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)				PROFUND.:				ASISTENTE:				
TAMAÑO DEL AGREGADO		AGREGADO GRUESO			CHATAS			ALARGADAS			NI CHATA , NI ALARGADA		
Paza Tamiz	Retenido Tamiz	Peso. Retenido	% RET.	% Pasa	PESO	% RET.	% Corregido	PESO	% RET.	% Corregido	PESO	% RET.	% Corregido
PULG	(mm)												
2 1/2" (63.0 mm)	2" (50.0 mm)		0.0	100.0									
2" (50.0 mm)	1 1/2" (37.5 mm)	0	0.0	100.0		0.0	0.0		0.0	0.0	0	0.0	0.0
1 1/2" (37.5 mm)	1" (25 mm)	0	0.0	100.0		0.0	0.0		0.0	0.0	0	0.0	0.0
1" (25 mm)	3/4" (19 mm)	724	29.0	71.0	55	7.6	2.2	61	8.4	2.4	608	84.0	24.4
3/4" (19 mm)	1/2" (12.5 mm)	1,035	41.4	29.6	73	7.1	2.9	61	5.9	2.4	901	87.1	36.1
1/2" (12.5 mm)	3/8" (9.5 mm)	366	14.6	15.0	30	8.2	1.2	33	9.0	1.3	303	82.8	12.1
3/8" (9.5 mm)	1/4" (6.350 mm)	375	15.0	0.0	25	6.7	1.0	25	6.7	1.0	325	86.7	13.0
		2,500					7.3			7.1			85.6
PESO TOTAL DE LA MUESTRA					gr.	2,500							
PARTÍCULA CHATAS Y ALARGADAS					%	14.4							
												Límites Especificación T.	
												% Mín.	% Máx.
													15%
3.- EQUIPOS DE MEDICIÓN													
EQ.													
ID													
4.- COMENTARIOS Y/U OBSERVACIONES													
5.- DOCUMENTOS ADJUNTOS													
LABORATORIO				CALIDAD				SUPERVISIÓN					
Nombre:				Nombre:				Nombre:					
Firma:				Firma:				Firma:					
Fecha:				Fecha:				Fecha:					

GESTIÓN DE CONTROL DE CALIDAD
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y
DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE PARTICULAS FRACTURADAS EN EL
AGREGADO GRUESO

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA	CÓDIGO:	REGISTRO: LAB-CLE-132
LUGAR:		RESIDENTE:	FECHA: 11/07/2021
SUPERVISIÓN:	CONSORCIO COMBAYO	ING. JEFE:	

1.- MUESTRA	2.- PERSONAL
UBICACIÓN: BAZAN	SONDAJE:
MATERIAL: BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 D PROFUND.:	OPERADOR:
	ASISTENTE:

3.- CON UNA CARA FRACTURADA						
TAMAÑO DEL AGREGADO		Peso Muestra (g) A	Peso de la Muestra con Caras Fracturadas (g) B	Porcentaje de Cara Fracturadas C=(B/A)*100	% de Retenido Gradación Original D	Promedio de Caras Fracturadas E=C*D
Pasa Tamiz	Retenido Tamiz					
3 1/2" (90.0 mm)	3" (75.0 mm)			0.0		0.0
3" (75.0 mm)	2 1/2" (63.0 mm)			0.0		0.0
2 1/2" (63.0 mm)	2" (50.0 mm)			0.0		0.0
2" (50.0 mm)	1 1/2" (37.5 mm)			0.0		0.0
1 1/2" (37.5 mm)	1" (25 mm)			0.0		0.0
1" (25 mm)	3/4" (19 mm)	1,500.0	1,341	89.4	29.0	25.9
3/4" (19 mm)	1/2" (12.5 mm)	1,200.0	1,007	83.9	41.4	34.7
1/2" (12.5 mm)	3/8" (9.5 mm)	300.0	258	86.1	29.6	25.5
Total:					100.0	86.1
PORCENTAJE CON UNA CARA FRACTURADA = 100 x Total E / Total D					%	86.1

<u>Límites Especificación T</u>	
% Mín.	% Máx.
80	

4.- CON DOS O MAS CARAS FRACTURADAS						
TAMAÑO DEL AGREGADO		Peso Muestra (g) A	Peso de la Muestra con Caras Fracturadas (g) B	Porcentaje de Cara Fracturadas C=(B/A)*100	% de Retenido Gradación Original D	Promedio de Caras Fracturadas E=C*D
Pasa Tamiz	Retenido Tamiz					
3 1/2" (90.0 mm)	3" (75.0 mm)					
3" (75.0 mm)	2 1/2" (63.0 mm)					
2 1/2" (63.0 mm)	2" (50.0 mm)					
2" (50.0 mm)	1 1/2" (37.5 mm)			0.0		0.0
1 1/2" (37.5 mm)	1" (25 mm)			0.0		0.0
1" (25 mm)	3/4" (19 mm)	1,500	1,249	83.2	29.0	24.1
3/4" (19 mm)	1/2" (12.5 mm)	1,200	811	67.6	41.4	28.0
1/2" (12.5 mm)	3/8" (9.5 mm)	300	175	58.3	29.6	17.3
Total:					100.0	69.4
PORCENTAJE CON UNA CARA FRACTURADA = 100 x Total E / Total D					%	69.4

<u>Límites Especificación T</u>	
% Mín.	% Máx.
40	

5.- EQUIPOS DE MEDICIÓN							
EQ.							
ID							

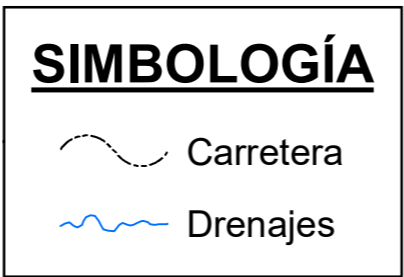
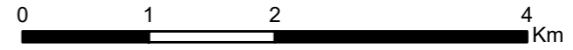
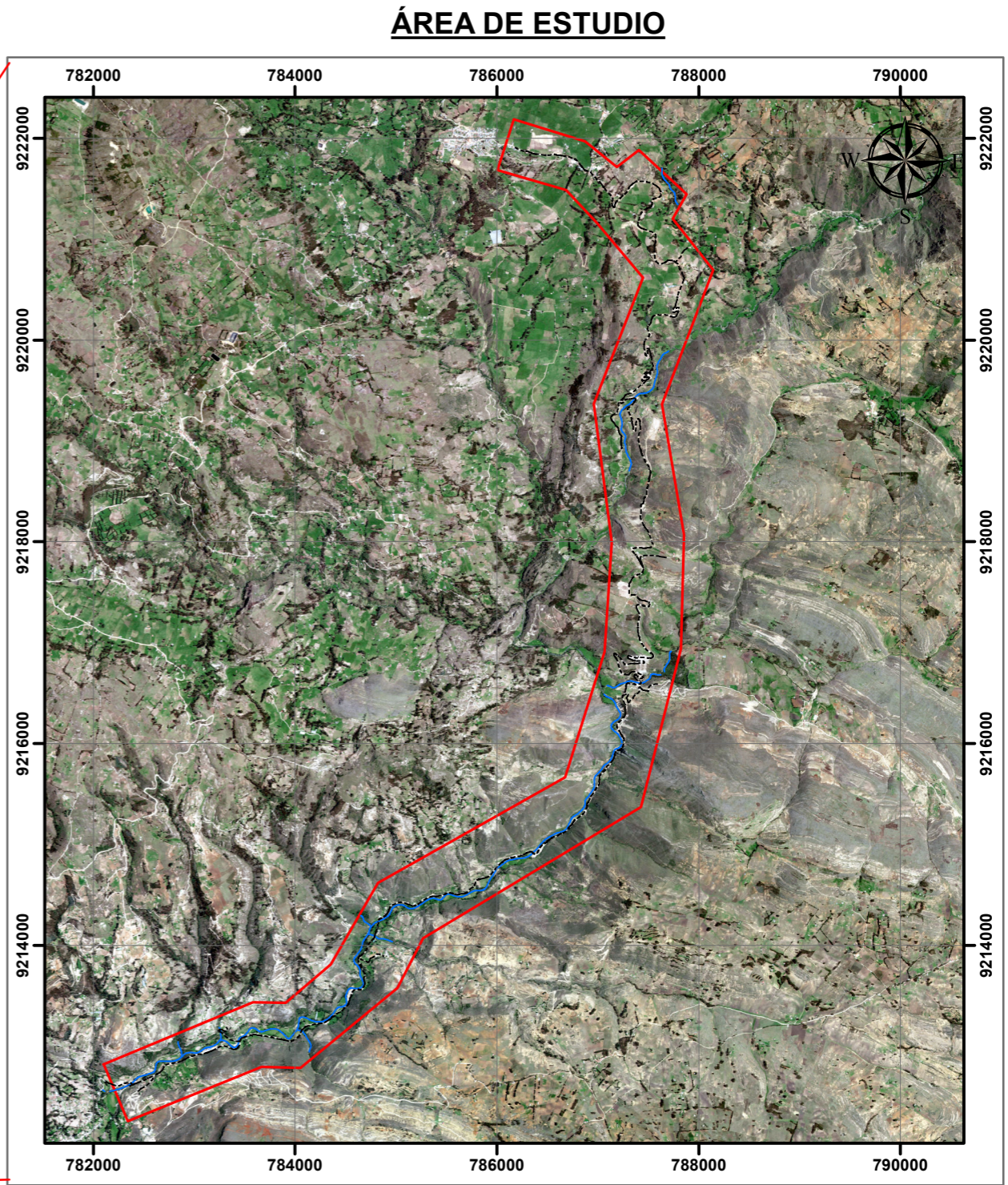
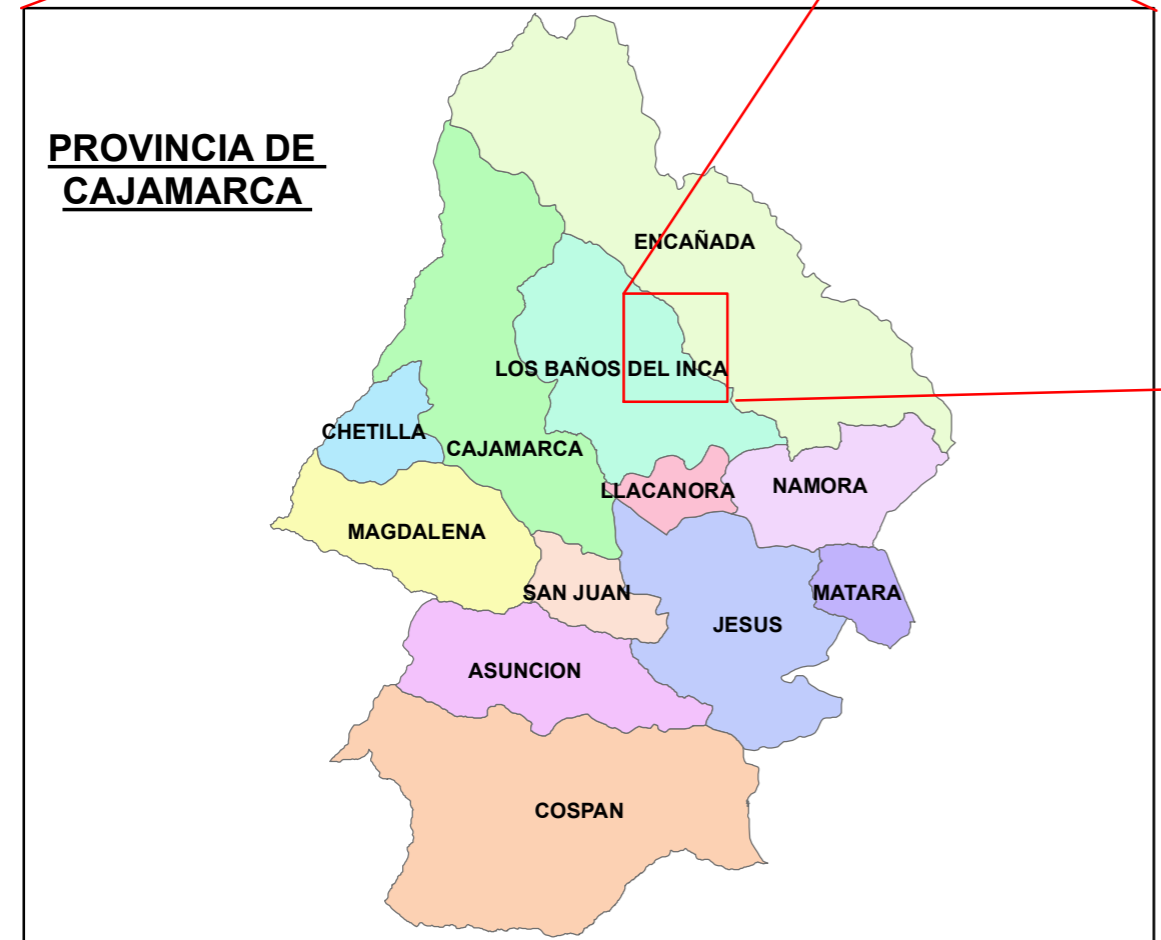
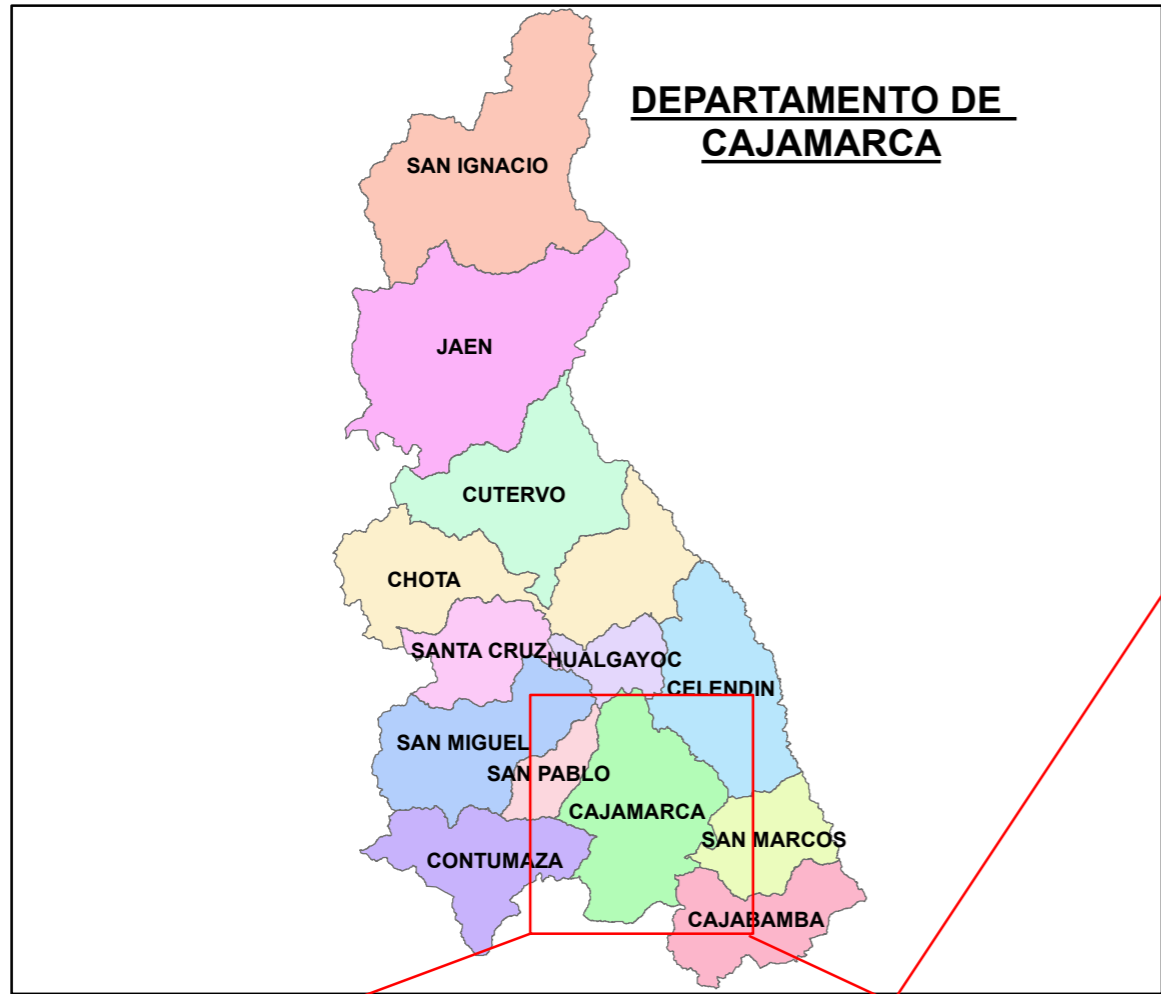
6.- COMENTARIOS Y/O OBSERVACIONES							


7.- DOCUMENTOS ADJUNTOS							

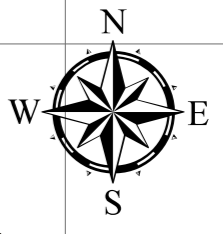
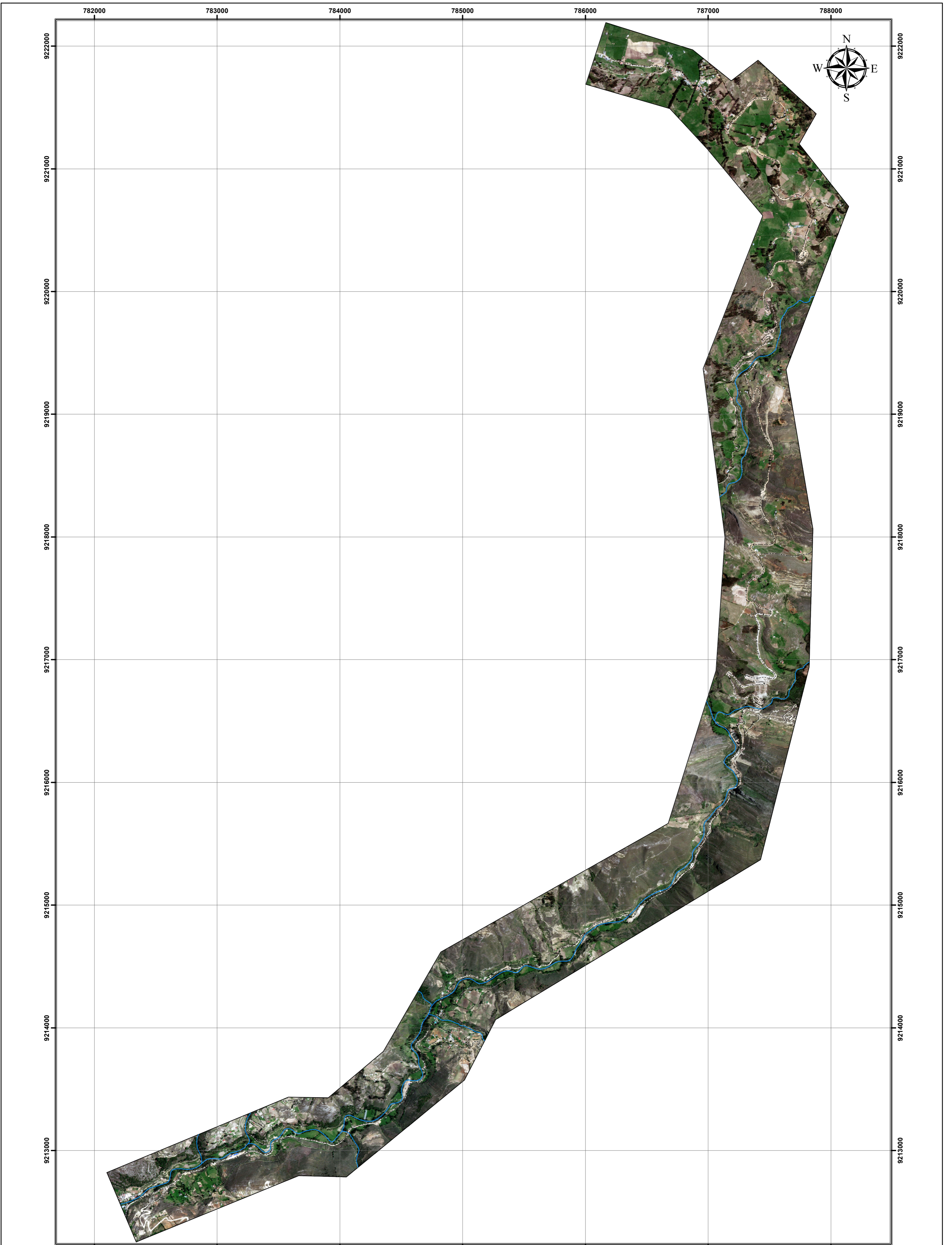
LABORATORIO	CALIDAD	SUPERVISIÓN
Nombre:	Nombre:	Nombre:
Firma:	Firma:	Firma:
Fecha:	Fecha:	Fecha:

		GESTION DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS		Version:	Fecha:
		SALES SOLUBLES EN AGREGADOS PARA PAVIMENTOS		Revisado por:	Aprobado por:
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP.OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA			CÓDIGO:	REGISTRO: LAB-CLE-133
LUGAR:				RESIDENTE:	FECHA: 15/07/2021
SUPERVISIÓN:	CONSORCIO COMBAYO			ING. JEFE:	
1.- MUESTRA					2.- PERSONAL
UBICACIÓN:	BAZAN			SONDAJE:	OPERADOR:
MATERIAL:	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)			PROFUND.:	ASISTENTE:
3.- AGREGADO FINO					
MUESTRA	IDENTIFICACIÓN				Promedio %
	1	2	3	4	
Peso de frasco (1)	95.42	95.42			
Peso de Frasco + agua + sal (2)	172.45	172.45			
Peso de frasco seco + sal (3)	95.47	95.45			
Peso de sal (4)=(3)-(1)	0.05	0.03			
Peso de agua (5)=(2)-(3)	76.98	77.00			
Porcentaje de Sal 100x(4)/(5)	0.065%	0.039%			0.052%
LÍMITE DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:	% Mín.	-	ENSAYO:	Aceptado <input checked="" type="checkbox"/>	
	% Máx.	0.50%		Rechazado <input type="checkbox"/>	
4.- AGREGADO GRUESO					
MUESTRA	IDENTIFICACIÓN				Promedio %
	1	2	3	4	
Peso de frasco (1)	97.05	95.22			
Peso de Frasco + agua + sal (2)	174.59	174.59			
Peso de frasco seco + sal (3)	97.07	95.24			
Peso de sal (4)=(3)-(1)	0.02	0.02			
Peso de agua (5)=(2)-(3)	77.52	79.35			
Porcentaje de Sal 100x(4)/(5)	0.026%	0.025%			0.026%
LÍMITE DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:	% Mín.	-	ENSAYO:	Aceptado <input checked="" type="checkbox"/>	
	% Máx.	0.50%		Rechazado <input type="checkbox"/>	
5.- EQUIPOS DE MEDICIÓN					
EQ.					
ID					
6.- COMENTARIOS Y/U OBSERVACIONES					
7.- DOCUMENTOS ADJUNTOS					
LABORATORIO		CALIDAD		SUPERVISIÓN	
Nombre:		Nombre:		Nombre:	
Firma:		Firma:		Firma:	
Fecha:		Fecha:		Fecha:	



		GESTION DE CONTROL DE CALIDAD LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS				Versión:		Fecha:			
		DURABILIDAD AL SULFATO DE MAGNESIO				Revisado por:		Aprobado por:			
PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR DE LA CARRETERA CP. OTUZCO - CP. COMBAYO, PROVINCIA DE CAJAMARCA - CAJAMARCA					CÓDIGO:					
LUGAR:						RESIDENTE:					
SUPERVISIÓN:	CONSORCIO COMBAYO					ING. JEFE:					
1.- MUESTRA						2.- PERSONAL					
UBICACIÓN:	BAZAN					SONDAJE:					
MATERIAL:	BASE (MEZCLA DE 1 GRAVA DE 3/4 + 1 DE GRAVA DE 1/2 + 2 DE ARENA)					PROFUND.:					
3.- DATOS											
SOLUCIÓN:	SULFATO DE MAGNESIO		MgSO4	Norma: Pe=[1.295 , 1.302]		Pe = 1.300	OK	Nº DE CICLOS	5		
4.- ANÁLISIS CUANTITATIVO											
AGREGADO GRUESO											
FRACCIÓN		GRADACIÓN ORIGINAL (%)	PESO REQUERIDO (g)	PESO FRACCIÓN ENSAYADA (g)	Nº DE PARTÍCULAS	PESO RETENIDO DESPUÉS DEL ENSAYO (g)	PÉRDIDA		PÉRDIDA CORREGIDA (%)	Nº DE PARTÍCULAS	PÉRDIDA ASUMIDA
PASA	RETIENE						PESO (g)	%			
2 1/2" 63 mm	2" 50 mm	0.0	3000±300	0		0	0.0	0.0	0.00		
2" 50 mm	1 1/2" 37.5 mm	0.0	2000±200	0		0	0.0	0.0	0.00		
1 1/2" 37.5 mm	1" 25 mm	9.1	1000±50	1002.2	-	978.3	23.9	2.4	0.22	-	
1" 25 mm	3/4" 19 mm	23.6	500±30	504.4	-	478.4	26.0	5.2	1.22	-	
3/4" 19 mm	1/2" 12,5 mm	34.1	670±10	671	-	618.2	52.8	7.9	2.68	-	
1/2" 12,5 mm	3/8" 9,5 mm	12.0	300±5	300.5	-	244.1	56.4	18.8	2.25	-	
3/8" 9,5 mm	Nº 4 4,75 mm	21.2	300±5	300.1	-	289.4	10.7	3.6	0.76	-	
TOTALES		100.0		2778.2		2608.4			7.12		
AGREGADO FINO											
TAMAÑO		GRADACIÓN ORIGINAL (%)	PESO MÍNIMO REQUERIDO (g)	PESO DE LA FRACCIÓN ENSAYADA (g)	PESO RETENIDO DESPUÉS DEL ENSAYO (g)	PÉRDIDA		PÉRDIDA CORREGIDA (%)	PÉRDIDA ASUMIDA		
PASA	RETIENE					PESO (g)	%				
3/8" 9.5 mm	Nº 04 4,75 mm	0.00	0	0	0	0.0	0.0	0.00			
Nº 04 4,75 mm	Nº 08 2,36 mm	25.00	100	100	96.1	3.9	3.9	0.98			
Nº 08 2,36 mm	Nº 16 1,18 mm	15.60	100	100	95	5.0	5.0	0.8			
Nº 16 1,18 mm	Nº 30 600 µ m	21.60	100	100	91.3	8.7	8.7	1.9			
Nº 30 600 µ m	Nº 50 300 µ m	14.70	100	100	88.8	11.2	11.2	1.6			
Nº 50 300 µ m	Nº 100 150 µ m	12.20	100	100	86.5	13.5	13.5	1.6			
< Nº 100 150 µ m		10.90	-			0.0	0.0	0.0			
TOTALES		100.0		500.0	457.7			42.30	6.93		
5.- ANÁLISIS CUALITATIVO											
CICLO	FRACCIÓN	Nº DE PARTICULAS PREENSAYADAS	EN BUEN ESTADO	AGRIETADAS	PARTIDAS	ESCAMOSAS	DESINTEGRADAS				
I											
II											
III											
IV											
V											
6.- EQUIPOS DE MEDICIÓN											
7.- COMENTARIOS Y/U OBSERVACIONES											
8.- DOCUMENTOS ADJUNTOS											
LABORATORIO			CALIDAD				SUPERVISIÓN				
Nombre:			Nombre:				Nombre:				
Firma:			Firma:				Firma:				
Fecha:			Fecha:				Fecha:				



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica	
	INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA	
Plano :	PLANO DE UBICACIÓN	PLANO :
Tesista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quiliche	Escala: 1 : 60,000 Formato: A3	P-01
Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzales Yana	Sistema: WGS - 84 Zona: 17S	

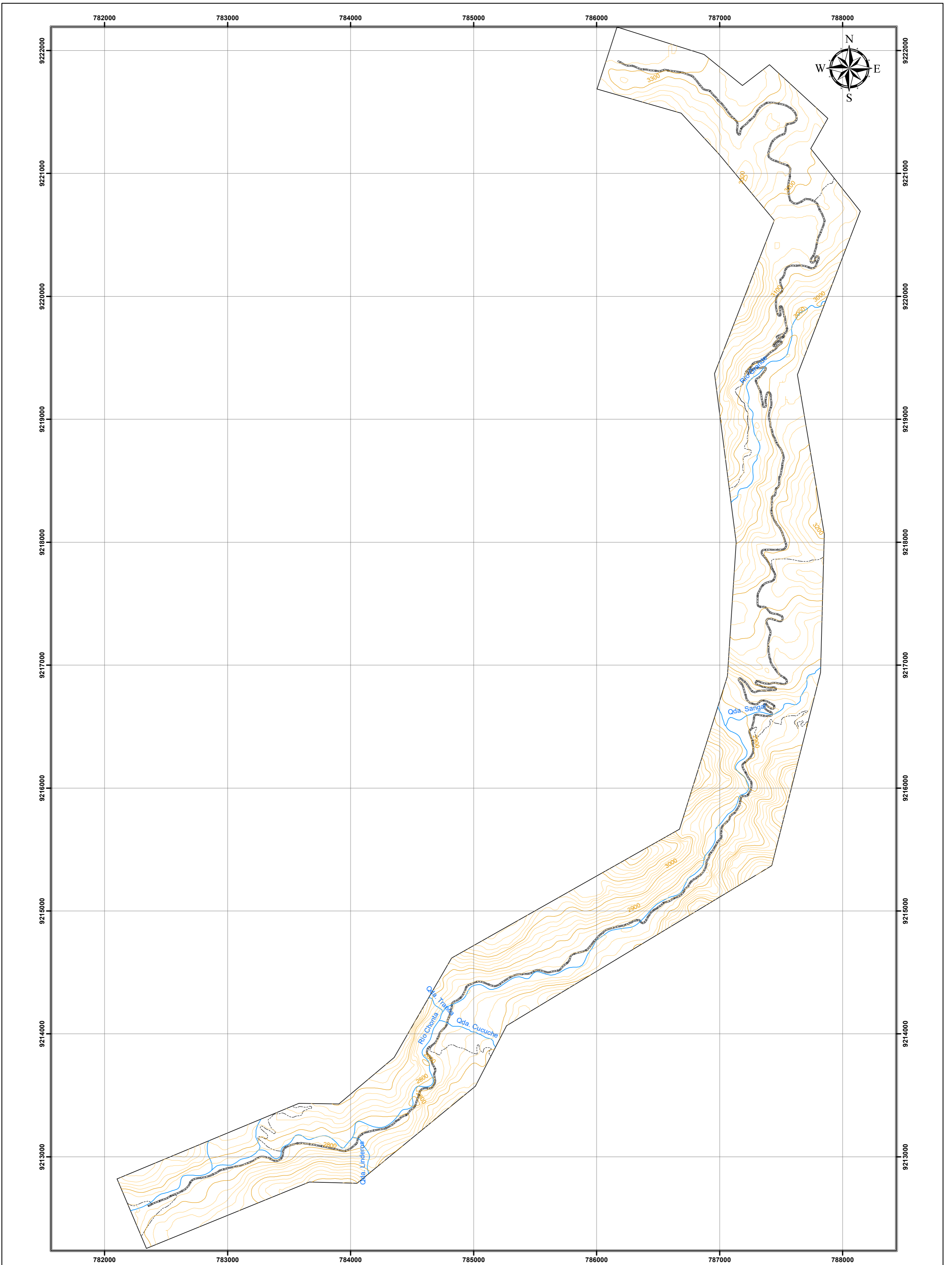


SIMBOLOGÍA

 Carretera
 Drenajes

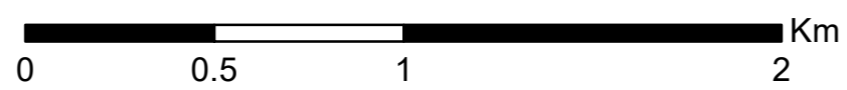


	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica	
	INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA	
Plano :	PLANO SATELITAL	PLANO :
Tesista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quiliche	Escala: 1 : 20,000 Formato: A2	P-02
Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzales Yana	Sistema: WGS - 84 Zona: 17S	



SIMBOLOGÍA

	Carretera
	Drenajes
	Curvas de Nivel (100)
	Curvas de Nivel (20)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica

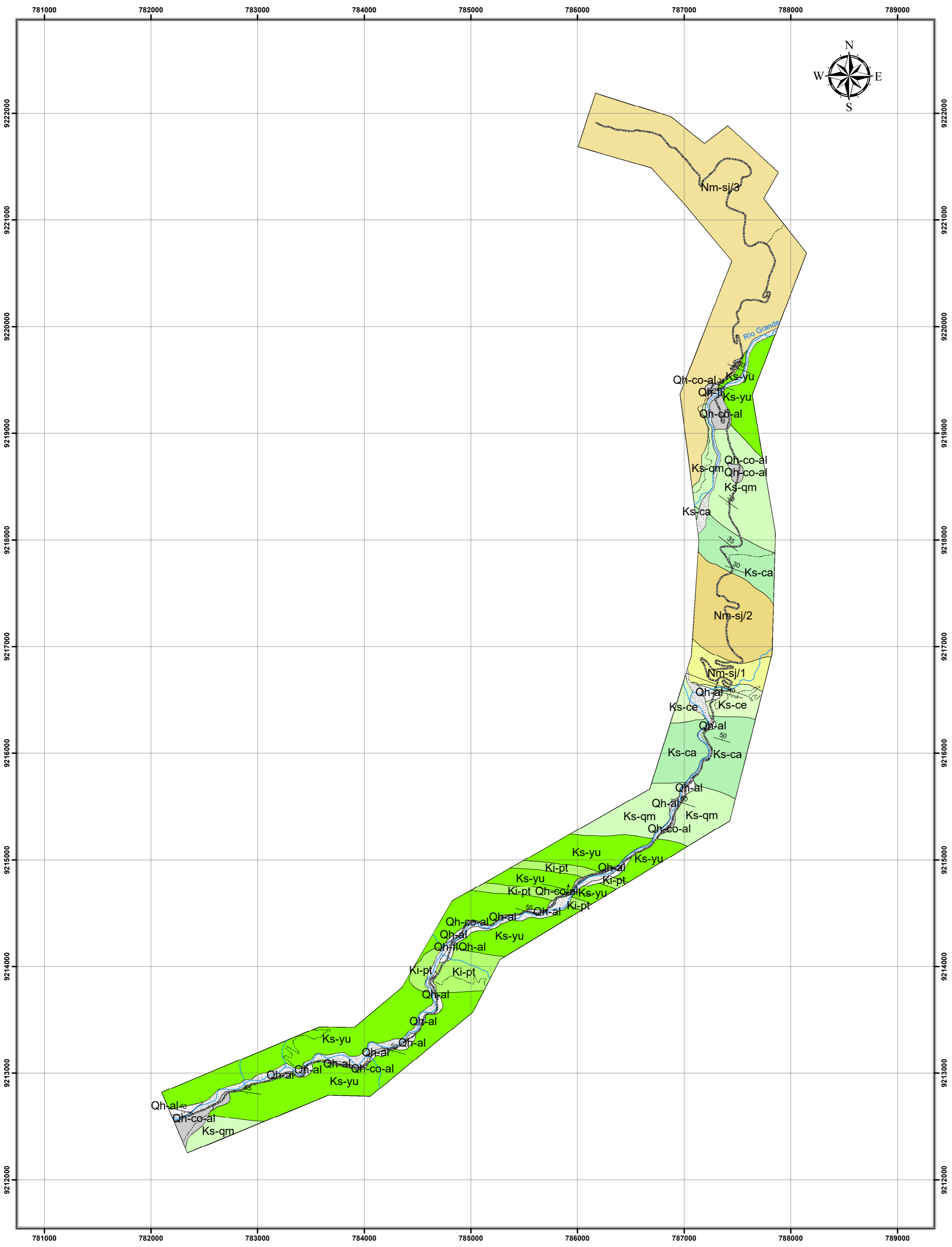
INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO
 DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA
 C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA

Plano : **PLANO TOPOGRÁFICO**

Tesista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quiliche
 Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzales Yana

Escala: 1 : 20.000 Formato: A2
 Sistema: WGS - 84 Zona: 17S

PLANO :
P-03



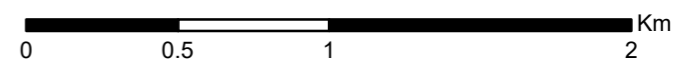
LEYENDA

Litología

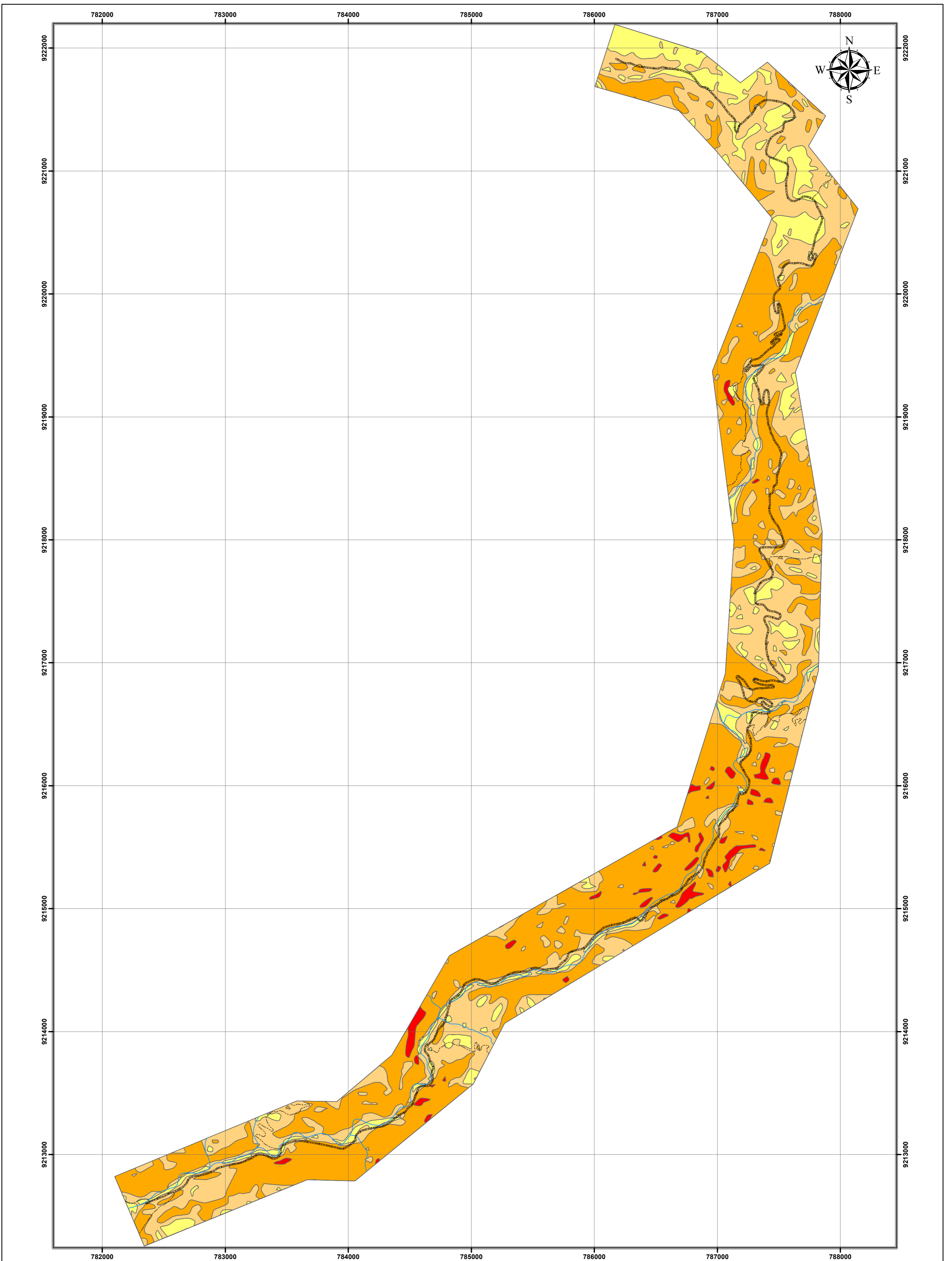
Qh-fl
Qh-al
Qh-co-al
Nm-sj/3
Nm-sj/2
Nm-sj/1
Ks-ce
Ks-ca
Ks-qm
Ks-yu
Ki-pt

SIMBOLOGÍA

Carretera
Drenajes
Anticlinal
Sinclinal
Azimet / Buzamiento
Azimet/ Buzamiento



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica	
	INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA	
Tesisista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quiliche	Escala: 1 : 25,000 Formato: A2	P-04
Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzales Yana	Sistema: WGS - 84 Zona: 17S	



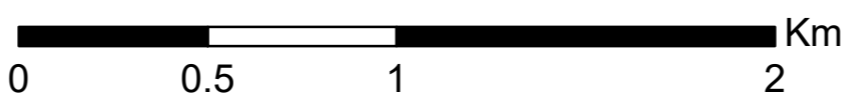
LEYENDA

Unidades Geomorfológicas

	Planicies (0° - 8°)
	Lomadas (8° - 20°)
	Laderas (20° - 50°)
	Escarpas (50° - 90°)

SIMBOLOGÍA

	Carretera
	Drenajes



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela Académico Profesional de Ingeniería Geológica

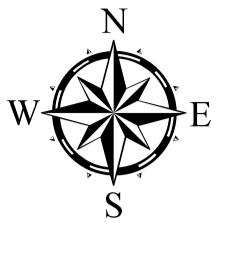
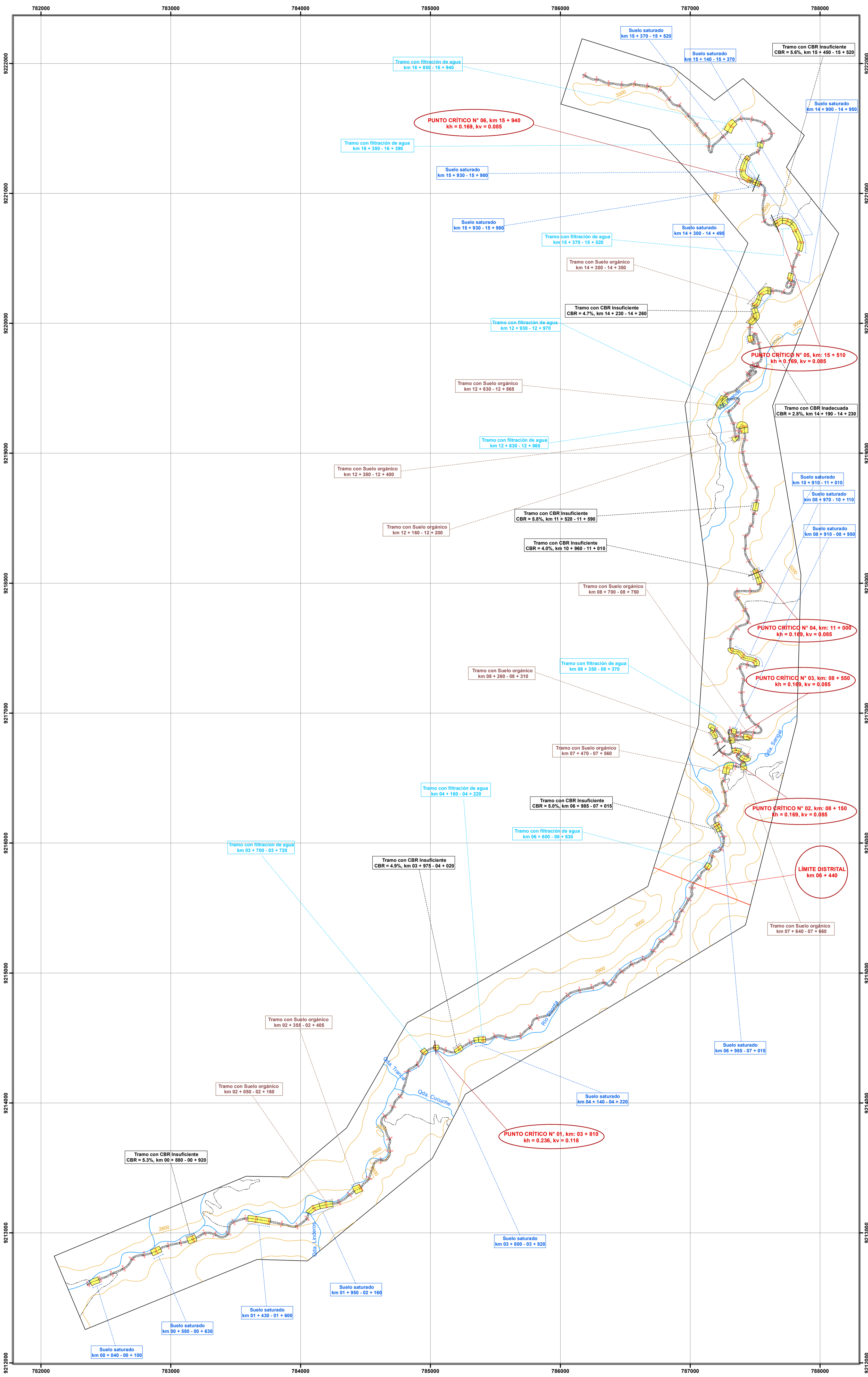
INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO
 DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA
 C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA

Plano: **PLANO DE UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS** PLANO:

Tesista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quiliche
 Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzales Yana

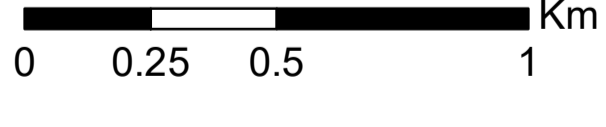
Escala: 1 : 20,000 Formato: A2
 Sistema: WGS - 84 Zona: 17S

P-05



EVALUACIÓN GEOTÉCNICA	
CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	METRADOS (m)
Tramo con Filtraciones de Agua	945
Tramos con Suelos Orgánicos	665
Tramo con CBR Insuficiente / Inadecuado (CBR < 6%)	865
Suelos Expansivos (Puntos críticos N° 01, 02, 03, 04, 05 y 06)
Tramos con suelos Saturados	1790

SIMBOLOGÍA	
	Carretera
	Drenajes
	Curvas de Nivel (100)
	Límite Distrital



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela Académica Profesional de Ingeniería Geológica

INESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN Y ESTUDIO DE CANTERAS DE AGREGADOS DE LA CARRETERA
 C.P. OTUZCO - C.P. COMBAYO - CAJAMARCA

Plano: **PLANO GEOTÉCNICO** PLANO: **P-06**

Telista: Bach. Jhonn Darling Huatay Quilche Escala: 1:15,000 Formato: A1
 Asesor: M. Cs. Roberto Seberino Gonzáles Yana Sistema: WGS - 84 Zona: 17S