

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica – Geotecnia

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PUENTE
LAS DAMAS, PARA EL MEJORAMIENTO DE SU
CIMENTACIÓN, PROVINCIA DE
MORROPÓN – PIURA**

TESIS

Presentada por:

Bach. Wilde Faubet Lipa Zapana

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO GEÓLOGO - GEOTÉCNICO

TACNA – PERÚ

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Geológica - Geotecnia

HOJA DE JURADO

TESIS

“CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PUENTE LAS DAMAS, PARA EL
MEJORAMIENTO DE SU CIMENTACIÓN, PROVINCIA DE
MORROPÓN – PIURA”

Presentado por el bachiller Wilde Faubet Lipa Zapana

Para optar el título profesional de Ingeniero Geólogo – Geotécnico

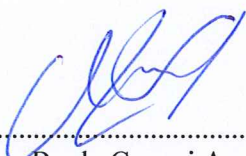
Tesis sustentada y aprobada el 24 de abril del 2026 (R.F. N° 969-2026-FIAG/UNJBG)

Con el siguiente jurado:

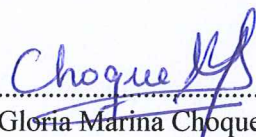
Presidente


:.....
Mgr. Ing. Fredy Cleto Cabrera Olivera

Miembro - Secretario


:.....
Ing. Tony Brady Canqui Anquise

Miembro – Vocal:


:.....
Mgr. Ing. Gloria Marina Choque Machaca

Asesor de Tesis:


:.....
M.Sc. Ing. Gina Macklina Chambi Tapahuasco

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo Gina Macklina CHambi Tapahuasco, en mi condición de asesor acreditado con la Resolución de Facultad N° 557-2023-FIAG/UNJBG (y ampliación de plazo Resolución de Facultad N°779-2024-FIAG/UNJBG) del Trabajo de la Tesis, titulado: *"CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PUENTE LAS DAMAS PARA EL MEJORAMIENTO DE SU CIMENTACIÓN, PROVINCIA DE MORROPON – PIURA"*, Presentado por el (la) Bachiller *Wilde Faubet Lipa Zapana*, para optar el título profesional en Ingeniería Geológica- Geotecnia y el memorando N°69-2025-ESGE-FIAG.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual TURNITIN, cuenta con el nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es de 16 % Por lo que, CERTIFICO LA-SIMILARIDAD de la tesis enunciado líneas arriba, la cual está expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional Ingeniero Geólogo-Geotécnico, según corresponda para su publicación en el repositorio institucional.

Tacna, 14 de Abril del 2026



Docente Asesor de Tesis
Gina Macklina Chambi Tapahuasco
DNI N° 42357020



Firma del autor
Wilde Faubet Lipa Zapana
DNI N° 45114800

DEDICATORIA

Dedicado a mis seres queridos
por inspirarme a ser mejor persona.

AGRADECIMIENTO

Con profunda estima expreso
mi agradecimiento a los docentes de
la Escuela Profesional de Ingeniería
Geológica Geotecnia de la
Universidad Nacional Jorge Basadre
Grohmann, por su invaluable
contribución en mi formación
académica.

CONTENIDO

PÁGINA DE JURADOS	i
CERTIFICADO DE SIMILITUD	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
CONTENIDO	v
LISTA DE TABLAS	xi
LISTA DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN	xvi
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. ASPECTOS GENERALES	3
1.1. Descripción de la zona de estudio.....	3
1.1.1. Ubicación	3
1.1.2. Accesibilidad.....	6
1.1.3. Clima.....	6
1.2. Planteamiento del problema.....	6
1.2.1. Descripción del problema	6
1.2.2. Formulación del problema	7
1.2.2.1 Problema general	7
1.2.2.2 Problemas específicos.....	7
1.3. Objetivos de la investigación	8
1.3.1. Objetivo general.....	8
1.3.2. Objetivos específicos	8
1.4. Hipótesis.....	8
1.4.1. Hipótesis general.....	9
1.4.2. Hipótesis específicas	9
1.5. Fundamento y justificación.....	10
1.5.1. Justificación práctica.....	10
1.5.2. Justificación teórica	10

1.5.3	Justificación social	10
1.6	Variables e indicadores	11
1.6.1	Variable independiente	11
1.6.1.1	Indicadores.....	11
1.6.2	Variable dependiente	11
1.6.2.1	Indicadores.....	11
1.7	Operacionalización de variables	12
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO		13
2.1	Antecedentes teóricos de la investigación	13
2.1.1	Antecedentes internacionales.....	13
2.1.2	Antecedentes nacionales	15
2.1.3	Antecedentes locales	16
2.2	Bases teóricas.....	17
2.2.1	Evaluación geotécnica	17
2.2.2	Caracterización geotécnica de los materiales	18
2.2.2.1	Descripción geológica.....	18
2.2.2.2	Identificación geotécnica	18
2.2.2.3	Identificación química	20
2.2.2.4	Determinación del estado natural	21
2.2.2.5	Comportamiento resistente	21
2.2.2.6	Comportamiento deformacional	30
2.2.2.7	Características de consolidación.....	31
2.2.3	Clasificación de los diferentes tipos de materiales	31
2.2.4	Mecánica de suelos	31
2.2.4.1	Clasificación de los suelos	31
2.2.4.2	Licuación de suelos.....	33
2.2.4.3	Capacidad admisible de suelos por resistencia	38
2.2.4.4	Capacidad admisible de suelos por asentamiento.....	39
2.2.5	Ensayos geofísicos	45
2.2.5.1	Refracción sísmica	45
2.2.5.2	Medición de ondas de superficie en arreglos multicanales (MASW)	47

2.2.6	Diseño de cimentaciones.....	50
2.2.6.1	Capacidad de carga admisible en las cimentaciones	50
2.2.6.2	Asentamiento	50
2.3	Definición de términos básicos	51
2.3.1	Suelos.....	51
2.3.2	Roca	51
2.3.3	Matriz rocosa	51
2.3.4	Discontinuidad	51
2.3.5	Caracterización	51
CAPÍTULO III. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO		52
3.1	Geología regional	52
3.3.1	Geomorfología.....	52
3.3.2	Estratigrafía	54
3.3.3	Geología local.....	56
3.3.4	Geología estructural.....	59
3.3.5	Geodinámica externa	62
CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA.....		64
4.1	Método de investigación	64
4.1.1	Diseño de investigación	64
4.1.2	Tipo de investigación	64
4.1.3	Enfoque de investigación	64
4.1.4	Nivel de investigación.....	65
4.2	Población y muestra	65
4.2.1	Población.....	65
4.2.2	Muestra	65
4.3	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	66
4.3.1	Técnicas de recolección de datos	66
4.3.2	Instrumentos de recolección de datos	66
4.4	Procedimiento	66
4.4.1	Etapa 1 (Gabinete)	66
4.4.2	Etapa 2 (Campo)	67

4.4.2.1 Estudios geofísicos	67
3.4.2.2 Estudio por calicatas geotécnicas	68
4.4.2.3 Perforaciones y ensayos de auscultación SPT	69
4.4.3 Etapa 3 (laboratorio)	78
4.4.3.1 Ensayo de granulometría	78
4.4.3.2 Ensayo de límites de Atterberg	78
4.4.3.3 Ensayo de contenido de humedad.....	78
4.4.3.4 Clasificación (SUCS ASTM D2487).....	79
4.4.3.5 Clasificación (AASHTO D3282).....	79
3.4.3.6 Ensayo de corte directo (ASTM 3080)	79
4.4.4 Etapa 4 (gabinete)	81
4.4.4.1 Cálculos del potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas.....	81
4.4.4.2 Cálculos de la resistencia factorada y asentamiento	84
CAPÍTULO V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	88
5.1 Propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas	88
5.1.1 Resultados de ensayos geofísicos y laboratorio	88
5.1.1.1 Resultados de ensayos geofísicos	88
5.1.1.2 Resultados de ensayos de laboratorio	93
5.1.1.3 Ensayos especiales	101
5.2 Resumen de características geotécnicas del suelo de cimentación del puente Las Damas.....	102
5.2.1 Características químicas.....	102
5.2.2 Características físicas de los suelos – puente Las Damas.....	105
5.2.2.1 Resultados de la granulometría de los suelos – puente Las Damas.....	105
5.2.2.2 Contenido de humedad y límites de Atterberg de los suelos – puente Las Damas	106
5.2.2.3 Resultado de la densidad de los suelos – puente Las Damas.....	109
5.2.2.4 Resultado de la compacidad de los suelos – puente Las Damas	111
5.2.3 Características mecánicas de los suelos – puente Las Damas	120

5.2.3.1 Evaluación de suelos colapsables	120
5.2.3.2 Parámetros de resistencia.....	123
5.2.3.3 Parámetros de compresibilidad.....	132
5.3 Resultados del potencial de licuación de los suelos de fundación del puente las Damas.....	144
5.3.1 Análisis de potencial de licuefacción del suelo - estribo derecho	144
5.3.1.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del estribo derecho del puente Las Damas	145
5.3.2 Análisis del potencial de licuefacción del suelo - pilar derecho: datos generales y sísmicos	146
5.3.2.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del pilar derecho del puente Las Damas	147
5.3.3 Análisis del potencial de licuefacción del suelo – pilar izquierdo.....	148
5.3.3.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del pilar izquierdo del puente Las Damas	149
5.3.4 Análisis del potencial de licuefacción del suelo – estribo izquierdo	150
5.3.4.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del estribo izquierdo del puente Las Damas	151
5.4 Resultados de la capacidad admisible resistencia factorada (Q_R).....	153
5.4.1 Cálculo de la resistencia factorada - método de análisis de carga vertical y asentamiento elástico.....	154
5.4.1.1 Resultados del cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo derecho (Método AASHTO-LRFD 2018).....	155
5.4.1.2 Resultados del cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar derecho (Método AASHTO-LRFD 2018).....	160
5.4.1.3 Resultados del cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar izquierdo (Método AASHTO-LRFD 2018)	164
5.4.1.4 Resultados del cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo izquierdo (Método AASHTO-LRFD 2018).....	168
5.5 Discusiones	176
CONCLUSIONES	179

RECOMENDACIONES.....	182
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	184
ANEXOS	193

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación política del puente Las Damas	3
Tabla 2 Coordenadas UTM de los puntos de control para el puente Las Damas	3
Tabla 3 Operacionalización de variables	12
Tabla 4 Variación de CE.....	24
Tabla 5 Variación de CB	24
Tabla 6 Variación de CS	25
Tabla 7 Variación de CR	25
Tabla 8 Consistencia de arcillas: correlación aproximada para el nro. de penetración estándar N60	25
Tabla 9 Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas.....	28
Tabla 10 Velocidades primarias de materiales	46
Tabla 11 Velocidades primarias de materiales	47
Tabla 12 Velocidades primarias de materiales	47
Tabla 13 Clasificación del sitio	49
Tabla 14 Clasificación sísmica NTP E-030 - 2018.....	50
Tabla 15 Columna estratigráfica regional (Morropón - Chulucanas).....	54
Tabla 16 Litoestratigrafía del puente Las Damas	56
Tabla 17 Ubicación de ensayo de refracción sísmica	68
Tabla 18 Ubicación de ensayo MASW.....	68
Tabla 19 Ubicación de calicatas	69
Tabla 20 Ubicación de perforaciones	70
Tabla 21 Resumen de las ubicaciones de las perforaciones	72
Tabla 22 Resumen de número de golpes por tramos-SPT.....	74
Tabla 23 Descripción litológica del S-Da-01, estribo derecho - puente Las Damas	75
Tabla 24 Descripción litológica del S-Da-02, pilar derecho - puente Las Damas.....	76
Tabla 25 Descripción litológica del S-Da-03, pilar izquierdo - puente Las Damas	77
Tabla 26 Descripción litológica del S-Da-04, puente Las Damas	77
Tabla 27 Resumen de los ensayos de corte directo	80
Tabla 28 Resumen de los límites permisibles.....	81

Tabla 29 Resumen de los resultados de los ensayos de refracción sísmica.....	90
Tabla 30 Resumen de los resultados de ensayo MASW	91
Tabla 31 Parámetros de deformación	93
Tabla 32 Resumen de ensayos de laboratorio estándar calicatas geotécnicas.....	94
Tabla 33 Resumen de ensayos de laboratorio estándar puente Las Damas – sondeos geotécnicos.....	99
Tabla 34 Análisis químico de suelo del puente Las Damas	100
Tabla 35 Resumen de ensayos especiales puente Las Damas	101
Tabla 36 Resultados de las características químicas de los suelos – puente Las Damas	103
Tabla 37 Clasificación del grado de exposición a sulfatos (NTP E.060)	104
Tabla 38 Resultado de la granulometría y clasificación de suelos – puente Las Damas	105
Tabla 39 Resultados del contenido de humedad y límites de Atterberg de suelo puentes - Las Damas.....	106
Tabla 40 Resultado de la densidad de los suelos del puente Las Damas.....	109
Tabla 41 Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas.....	111
Tabla 42 Relación entre el valor N corregido y la consistencia en suelos cohesivos...	111
Tabla 43 Cálculo de compacidad del estribo derecho del puente Las Damas	112
Tabla 44 Cálculo de compacidad del pilar derecho del puente Las Damas	114
Tabla 45 Cálculo de compacidad del pilar izquierdo del puente Las Damas	116
Tabla 46 Cálculo de compacidad del estribo izquierdo del puente Las Damas.....	118
Tabla 47 Índice de colapso respecto (I_c) respecto al índice de plasticidad (IP).....	120
Tabla 48 Índice de colapso respecto (I_c) respecto al $((N_1)_{60})$ del ensayo SPT	120
Tabla 49 Análisis de suelos colapsables, estribo derecho puente Las Damas	121
Tabla 50 Análisis de suelos colapsables, pilar derecho puente Las Damas	122
Tabla 51 Cálculo del ángulo de fricción en el estribo derecho puente Las Damas	124
Tabla 52 Cálculo del ángulo de fricción del pilar derecho puente Las Damas	126
Tabla 53 Cálculo del ángulo de fricción pilar izquierdo del puente Las Damas	128
Tabla 54 Cálculo del ángulo de fricción estribo izquierdo puente Las Damas	130
Tabla 55 Parámetros de compresibilidad estribo derecho del puente Las Damas.....	134

Tabla 56 Parámetros de compresibilidad pilar derecho del puente Las Damas	136
Tabla 57 Parámetros de compresibilidad pilar izquierdo del puente Las Damas	138
Tabla 58 Parámetros de compresibilidad estribo izquierdo del puente Las Damas	140
Tabla 59 Análisis de potencial de licuefacción del suelo - estribo derecho	145
Tabla 60 Análisis de potencial de licuefacción del suelo - pilar derecho	147
Tabla 61 Análisis de potencial de licuefacción del suelo – pilar izquierdo	149
Tabla 62 Análisis de potencial de licuefacción del suelo – estribo izquierdo	150
Tabla 63 Resultados de cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo derecho	157
Tabla 64 Resultados de cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar derecho	161
Tabla 65 Resultados de cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar izquierdo	165
Tabla 66 Resultados de cálculo de la resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo izquierdo	169
Tabla 67 Resumen del diseño geotécnico de cimentaciones	173

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación departamental y local	4
Figura 2 Mapa de ubicación del puente La Damas.....	5
Figura 3 Temperatura y periodos de lluvia	6
Figura 4 Huso granulométrico	19
Figura 5 Gráfico de Casagrande	20
Figura 6 Procedimiento de ensayo SPT	22
Figura 7 Procedimiento de ensayo de cono Peck	30
Figura 8 Sistema unificado de clasificación de suelos	32
Figura 9 Sistema de clasificación de suelos AASHTO	33
Figura 10 Licuación de suelos en el Perú	37
Figura 11 Refracción sísmica	46
Figura 12 Diagrama conceptual de la propagación de ondas superficiales	48
Figura 13 Mapa geomorfológico regional, Puente Las Damas, Km 51+980	53
Figura 14 Mapa geológico regional, puente Las Damas, Km 51+980	55
Figura 15 Depósitos fluviales (Qh-fl) y depósitos aluviales (Qh-al).....	57
Figura 16 Mapa geológico local, puente Las Damas, Km 51+980	58
Figura 17 Mapa de dominios tectónicos, cuadrángulo 10-c	59
Figura 18 Mapa de la tectónica andina en la zona de la deflexión de Huancabamba	61
Figura 19 Socavación en la base la estructura tipo badén	63
Figura 20 Susceptibilidad a inundación.....	63
Figura 21 Ubicación de la perforación del puente Las Damas (S-Da-02).....	70
Figura 22 Sondaje S-Da-02, caja 02 (4,25 – 8,80)	71
Figura 23 Plano integrado de exploraciones — puente Las Damas	73
Figura 24 Perfil sísmico LS-LD-1, línea de 100,0 metros sobre eje del puente.....	89
Figura 25 Perfil sísmico LS-LD-2, línea de 100,0 metros aguas arriba eje del rio	89
Figura 26 Curvas de dispersión y perfil unidimensional ensayo MASW.....	91
Figura 27 Curvas granulométricas obtenidas de 6 puntos de muestreo.....	95
Figura 28 Porcentajes de grava, arena y finos de las 6 muestras.....	96
Figura 29 Límites de Atterberg de las 6 muestras	97

Figura 30 Sales, cloruros y sulfatos de las 6 muestras.....	98
Figura 31 Plano de resultados finales – perfil estratigráfico del puente Las Damas	175

RESUMEN

La presente investigación, titulada "Caracterización geotécnica del puente Las Damas, para el mejoramiento de su cimentación, provincia de Morropón – Piura", tuvo como propósito central definir los parámetros geotécnicos idóneos para garantizar la estabilidad estructural del puente. El estudio se desarrolló bajo una metodología de tipo aplicada con un enfoque cuantitativo y diseño experimental. La campaña de exploración geotécnica consistió en la ejecución de cuatro calicatas y perforaciones diamantinas con ensayos de penetración estándar (SPT), complementadas mediante refracción sísmica y ensayos de laboratorio tanto estándar como especiales.

Durante la caracterización del subsuelo, se identificó un perfil estratigráfico aluvial heterogéneo conformado por gravas y arenas (clasificadas como GM, GP, SP y SM) cuya compacidad varía de suelta a muy densa. No obstante, el hallazgo más crítico fue la detección de un alto potencial de licuación de suelos en todos los ejes del proyecto (estribos y pilares), afectando el terreno desde la superficie hasta los 14,00 m de profundidad. Ante este escenario de riesgo sísmico, se determinó que una cimentación superficial era inviable, reorientando la solución técnica hacia el diseño de cimentaciones profundas mediante pilotes excavados.

Debido a este cambio estructural y a la naturaleza de la solución, el análisis de capacidad de carga migró del concepto tradicional de "capacidad admisible" hacia el método de resistencia factorada, en estricto cumplimiento con la normativa AASHTO LRFD (2018). Los resultados de diseño para pilotes de 1,50 m de diámetro y una profundidad de desplante de 25,00 m arrojaron resistencias factoradas totales (QR) de 525,89 ton para el estribo derecho, 431,15 ton para el pilar derecho, 486,16 ton para el pilar izquierdo y 503,32 ton para el estribo izquierdo. Finalmente, se verificó el estado límite de servicio, obteniendo asentamientos totales inferiores a 0,85 cm en todos los casos, validando así la rigidez y seguridad del sistema propuesto.

Palabras clave: Cimentación profunda, resistencia factorada, AASHTO LRFD, licuación de suelos, geomorfología.

ABSTRACT

The present research, titled "Geotechnical characterization of the Las Damas bridge, for the improvement of its foundation, province of Morropón – Piura," had the primary purpose of defining the suitable geotechnical parameters to guarantee the structural stability of the bridge. The study was developed using an applied research methodology with a quantitative approach and an experimental design. The geotechnical exploration program consisted of the execution of four test pits and diamond drilling with Standard Penetration Tests (SPT), complemented by seismic refraction and both standard and special laboratory tests.

During the subsoil characterization, a heterogeneous alluvial stratigraphic profile was identified, consisting of gravels and sands (classified as GM, GP, SP, and SM) ranging from loose to very dense relative density. However, the most critical finding was the detection of high soil liquefaction potential across all project axes (abutments and piers), affecting the ground from the surface down to a depth of 14,00 m. Given this seismic risk scenario, it was determined that a shallow foundation was unviable, shifting the technical solution towards the design of deep foundations using drilled shafts.

Due to this structural change and the nature of the solution, the bearing capacity analysis migrated from the traditional concept of "allowable bearing capacity" to the Factored Resistance method, in strict compliance with AASHTO LRFD (2018) standards. The design results for 1,50 m diameter drilled shafts with a depth of 25,00 m yielded Total Factored Resistances (QR) of 525,89 tons for the right abutment, 431,15 tons for the right pier, 486,16 tons for the left pier, and 503,32 tons for the left abutment. Finally, the Service Limit State was verified, obtaining total settlements of less than 0,85 cm in all cases, thus validating the rigidity and safety of the proposed system.

Keywords: Deep foundation, Factored resistance, AASHTO LRFD, Soil liquefaction, geomorphology.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en el tramo Morropón – Chulucanas de la Ruta Nacional PE-1NR, ubicada en la progresiva 51+980 del distrito de Chulucanas, se encuentra expuesto a fenómenos naturales como el cambio climático y el fenómeno del Niño, los cuales generan erosión aluvial, crecidas del río y, por ende, inundaciones. Debido a ello, el badén resulta insuficiente para controlar el paso de las corrientes ascendentes, ocasionando su deterioro y la socavación de sus cimentaciones. Esta situación dificulta y vuelve riesgoso el cruce peatonal y de vehículos livianos, además de generar focos infecciosos e insalubridad. Sin embargo, a pesar de la necesidad de los pobladores de la zona de estudio, no se han realizado estudios de evaluación geotécnica con fines de cimentación para la implementación de un puente que permita solucionar el problema descrito.

Por ello, el presente trabajo se basa en la realización de estudios cuya finalidad es efectuar una evaluación geotécnica que sirva para el diseño de la cimentación del denominado "Las Damas", el cual sustituirá a las estructuras existentes de menor capacidad. Para ello, se realizarán ensayos en campo y en laboratorio con el fin de determinar las características geotécnicas del suelo, tales como resistencia a la cortante, cohesión, peso unitario, granulometría, resistencia a la compresión simple, índice de calidad y densidad. Asimismo, se determinarán los parámetros necesarios para el diseño de la cimentación, entre ellos: la capacidad última de carga, el ancho de cimentación, profundidad de cimentación, capacidad admisible, asentamiento y módulo de elasticidad

El contenido del presente trabajo se divide en 5 capítulos.

En el capítulo I se detallan los aspectos generales, que comprenden la identificación de la zona de estudio, la descripción de la problemática, la formulación del problema general y específicos. Asimismo, se plantean los objetivos generales y específicos, además de las posibles soluciones a los problemas encontrados, las cuales constituyen las hipótesis de la investigación.

En el capítulo II se prosigue con el marco teórico, conformado por antecedentes; trabajos de suficiencia y artículos referidos directamente a evaluaciones geotécnicas con fines de cimentación. En estos se consideran los objetivos que se plantearon, el método aplicado, así como los resultados y conclusiones obtenidas mediante el proceso de

investigación. Posteriormente, se describe el marco geológico y geomorfológico donde se detallan las características de la zona de estudio. Finalmente, se presentan las bases teóricas y el marco conceptual que sustentan la investigación.

En el Capítulo III se especifica la metodología a usar, así como el tipo, enfoque y nivel de la investigación. Del mismo modo se describen las técnicas e instrumentos de recolección de datos validados y el procedimiento a seguir en el desarrollo del proyecto.

En el Capítulo IV se presentan todos los resultados obtenidos, junto con su respectivo análisis y discusión referidos a los parámetros necesarios para el diseño de las cimentaciones del puente Las Damas.

Finalmente, en el Capítulo V se mencionan las conclusiones del proyecto realizado y las recomendaciones derivadas de la experiencia del estudio.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. Descripción de la zona de estudio

1.1.1. Ubicación

El proyecto en estudio se encuentra ubicado en el tramo Morropón – Chulucanas de la ruta nacional PE-1NR. Políticamente, se ubica en la región Piura. En la Tabla 1 se presenta un resumen de la ubicación del puente Las Damas.

Tabla 1

Ubicación política del puente Las Damas

Nombre	Progresiva (km)	Ubicación política		
		Distrito	Provincia	Departamento
Puente Las Damas	51+980	Chulucanas	Morropón	Piura

Nota. Elaboración propia.

El punto de análisis para el puente Las Damas (km 51+980), considerado como punto representativo de la zona de estudio, se encuentra definido por las coordenadas UTM 601 313 m E y 9 430 800 m N (Zona 17S). Para la planimetría se utilizó el elipsoide de referencia WGS84, mientras que la altimetría está referida al geoide (nivel medio del mar). Estas coordenadas equivalen en el sistema geográfico a longitud: -80,086° y latitud: -5,149°. Los puntos de control de la poligonal se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2

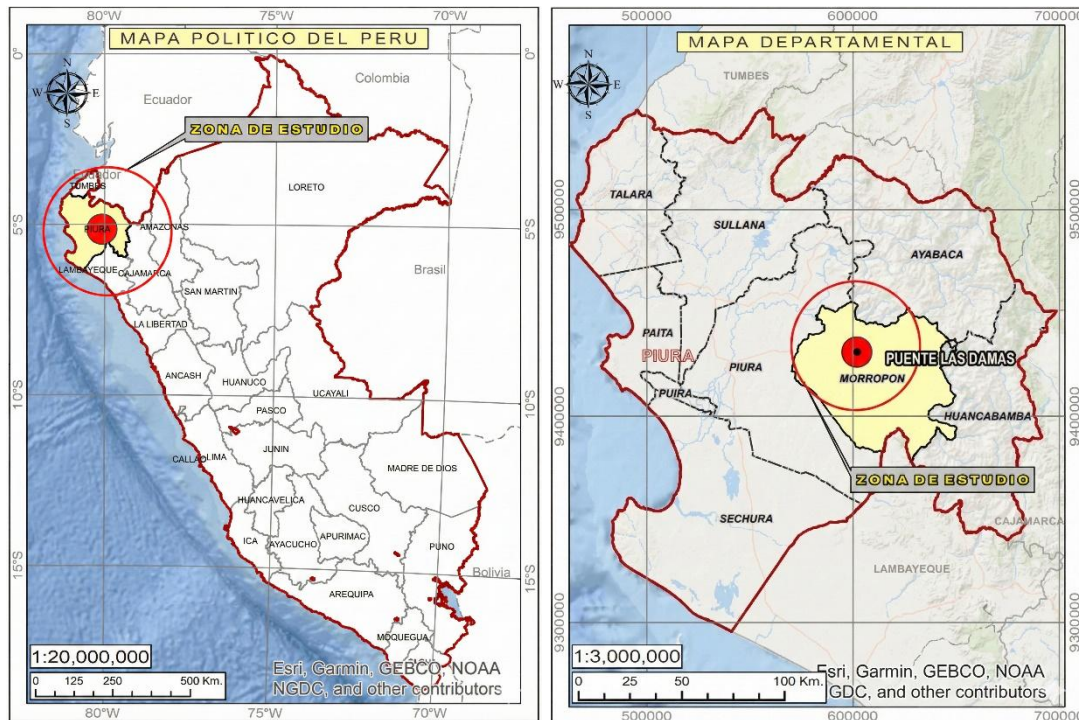
Coordenadas UTM de los puntos de control para el puente Las Damas

Puente Las Damas-puntos de control-poligonal y nivelación			
Coordenadas topográficas WGS 84			
Nombre	Coord. Este (m)	Coord. Norte (m)	Elevación (m.s.n.m)
LDA 01 E4	601874,660	9430776,252	101,675
LDA 02 E4	602132,872	9430549,581	100,902
LDA 1 BM	602041,486	9430649,019	100,098
LDA 2 BM	601927,910	9430731,542	101,274
LDA 3 BM	601853,147	9430822,147	101,126

Nota. Elaboración propia.

Figura 1

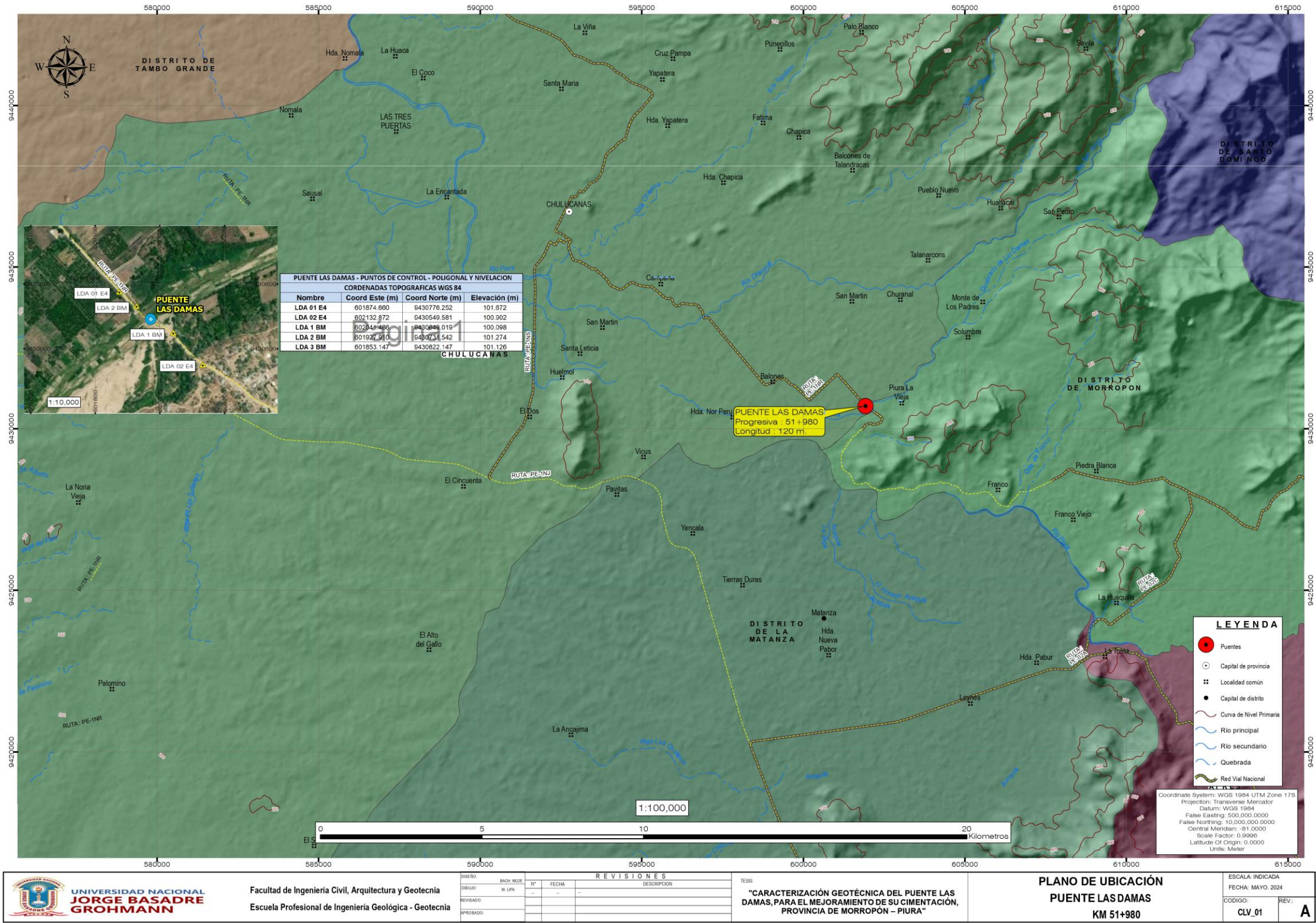
Ubicación departamental y local



Nota. Elaboración propia.

En la Figura 1 se muestra la ubicación departamental y local del puente Las Damas, evidenciándose su localización geográfica dentro de la región Piura y específicamente en la provincia de Morropón. Se observa que el emplazamiento del proyecto se situaba en el tramo Morropón–Chulucanas en la ruta nacional PE-1NR, lo cual permitió contextualizar su importancia vial y territorial. La representación cartográfica permitió identificar la accesibilidad y el entorno inmediato, así como la relación del puente con centros poblados y principales ejes de conexión regional. Asimismo, se aprecia que el área de estudio se encontraba en una zona de transición geográfica que condicionaba los aspectos geomorfológicos y geotécnicos del proyecto. De esta manera, la figura complementa la descripción general del acápite 1.1, precisando el marco espacial del estudio geotécnico desarrollado para el mejoramiento de la cimentación del puente.

Figura 2
Mapa de ubicación del puente La Damas



Nota. Elaboración propia.

1.1.2. Accesibilidad

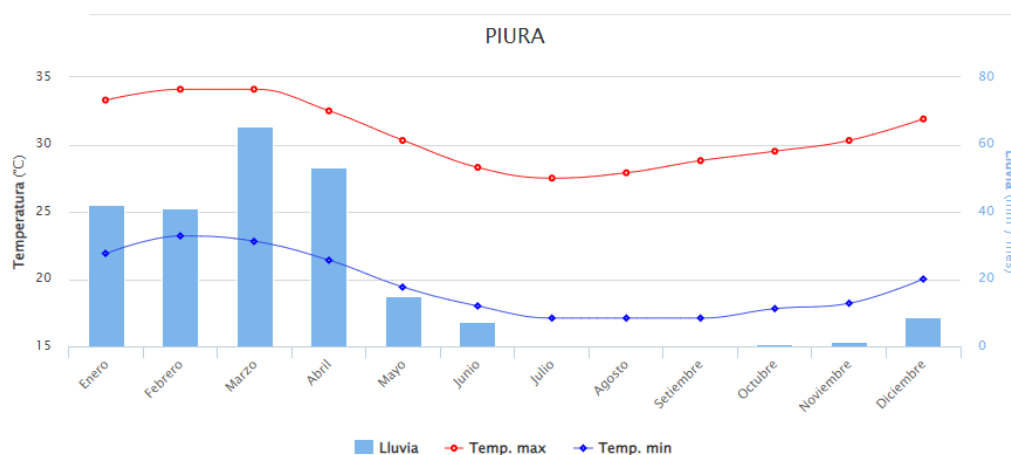
El punto de ingreso al sector es el caserío Piura la Vieja, distrito de Chulucanas, provincia de Morropón. La ubicación del proyecto es accesible desde Lima por la ruta nacional PE-01N hasta Piura y desde Piura hasta Las Damas por la ruta PE 02A del eje transversal de la red vial nacional.

1.1.3. Clima

Los meses con mayores temperaturas son febrero y marzo, con una temperatura máxima de 34,1°C; las temperaturas más bajas se dan en julio, agosto y septiembre, con una mínima de 17,1°C; y la mayor cantidad de lluvia cae en marzo (65,5 mm/mes).

Figura 3

Temperatura y periodos de lluvia



Nota. Tomado de <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=piurayp=pronostico-detalle>

1.2. Planteamiento del problema

1.2.1. Descripción del problema

El problema que aborda el presente trabajo de investigación radica en que, en el distrito de Chulucanas, provincia de Morropón, la estructura de drenaje existente (badén) resulta insuficiente para enfrentar la erosión aluvial y las inundaciones. Ello se debe a que no tiene la capacidad de conducir las grandes crecidas generadas durante las máximas avenidas del río ocasionadas por fenómenos naturales como el cambio climático y el fenómeno del Niño, manifestados en determinados periodos de tiempo. Esta situación genera, además, el socavamiento de las cimentaciones de dichas estructuras, dificultando

el tránsito peatonal y vehicular liviano, así como la aparición de focos infecciosos y condiciones de insalubridad.

Debido a la problemática planteada, se evidenció la necesidad de realizar el reemplazo de dichas estructuras por la implementación de un puente en óptimas cimentaciones con el fin de mejorar las condiciones de la zona de estudio y la transitabilidad. Es por ello que se realizó la evaluación geotécnica de la zona con el propósito de determinar las propiedades físico mecánicas de los suelos y macizo rocoso para el diseño de la cimentación, además se efectuó la caracterización geológica de las diferentes formaciones presentes e identificar los riesgos geodinámicos donde estará emplazado dicho puente. Para ello se realizaron perforaciones diamantinas con sus pruebas SPT y cono Peck, excavación de calicatas para los ensayos de mecánica de suelos (granulometría, contenido de humedad, límites de Atterberg, entre otros) y, ensayos geofísicos como la prueba de refracción sísmica y MASW.

1.2.2 Formulación del problema

1.2.2.1 Problema general

¿Cuáles son las características geotécnicas del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y qué medidas de mejoramiento son más adecuadas para garantizar su estabilidad estructural?

1.2.2.2 Problemas específicos

1. ¿Cuáles serán las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas?
2. ¿Cuáles serán las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas?
3. ¿Cuál será el tipo de suelo presente en la zona de estudio según SUCS Y AASHTO del puente Las Damas?
4. ¿Cuál será el potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas?

5. ¿Cuál será la estimación de profundidad de cimentación por estribo/pilar del puente Las Damas, que sería una alternativa de mejoramiento para garantizar su estabilidad estructural?
6. ¿Cuál será la resistencia factorada por AASHTO-LRFD y el asentamiento de la cimentación del puente Las Damas?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Determinar las características geotécnicas del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y las medidas de mejoramiento son más adecuadas para garantizar su estabilidad estructural.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Determinar las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas.
2. Determinar las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas.
3. Determinar el tipo de suelo presente en la zona de estudio según SUCS Y AASHTO del puente Las Damas.
4. Evaluar el potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas.
5. Estimar profundidad de cimentación por estribo/pilar del puente Las Damas, que sería una alternativa de mejoramiento para garantizar su estabilidad estructural.
6. Determinar la resistencia factorada por AASHTO-LRFD y el asentamiento de la cimentación del puente Las Damas.

1.4 Hipótesis

En el distrito de Morropón, existe una gran cantidad de eventos catastróficos asociados con las crecidas de los ríos, identificando las características geotécnicas con un análisis de todas las propiedades geomecánicas, identificando el tipo de suelo que se

encuentra en la zona de la cimentación, donde se podrá realizar una buena caracterización geotécnica y con esto determinar la capacidad de cargar del suelo para el adecuado diseño de la cimentación, asegurando que el puente no se desplome o sufra daños irreparables con los diferentes embates de la naturaleza.

1.4.1 Hipótesis general

La identificación de la caracterización geotécnica del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y las medidas de mejoramiento, permitirán el adecuado diseño de la cimentación garantizando el óptimo funcionamiento de la subestructura del puente.

1.4.2 Hipótesis específicas

1. La determinación de las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas permitirá establecer el estrato más estable y el tipo de cimentación.
2. La determinación de las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas permitirá definir su resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y comportamiento bajo cargas estructurales.
3. La determinación del tipo de suelo presente en la zona de estudio, según las clasificaciones SUCS y AASHTO, permitirá identificar con precisión el comportamiento geotécnico de los estratos y su influencia en la selección del tipo de cimentación del puente Las Damas.
4. La evaluación del potencial de licuación en el área del puente Las Damas evidenciará una profundidad media de licuación de 5 metros, diferenciándose en los estribos (con mayor susceptibilidad superficial) y en los pilares (con menor vulnerabilidad por la mayor densificación del suelo en profundidad).
5. La estimación de la profundidad de cimentación por estribo y pilar del puente Las Damas permitirá definir alternativas de mejoramiento del suelo que aseguren una adecuada capacidad de carga y estabilidad estructural frente a cargas estáticas y dinámicas.

6. La resistencia factorada y el asentamiento promedio del material de cimentación del puente Las Damas será de 450 ton y un valor aproximado de asentamiento de 2,0 cm, garantizando la estabilidad de la subestructura.

1.5 Fundamento y justificación

Debido a la necesidad actual que afrontan los pobladores del tramo en estudio, perteneciente al distrito de Chulucanas, ocasionada por los constantes desbordes y el deterioro de estructuras existentes, las cuales resultan deficientes para controlar el paso de los flujos crecientes, el presente trabajo se fundamenta en la realización de los estudios de evaluación geotécnica que servirá para el diseño de la cimentación del puente a construir, denominado “Las Damas”. De esta manera, se busca reemplazar las estructuras menores (badenes) por una estructura mayor (puente), para garantizar el tránsito fluido e ininterrumpido en dicha zona.

1.5.1 Justificación práctica

El presente proyecto se justifica de forma práctica porque se presentarán soluciones ante el problema que hay por la falta de estudios de evaluación geotécnica para la implementación de un puente con óptimas cimentaciones, con lo cual, se podrá mejorar las condiciones de la zona de estudio y la transitabilidad. Con ello se contribuirá mediante información relevante que servirá a la comunidad geotécnica.

1.5.2 Justificación teórica

Teóricamente, la presente investigación se justifica porque aportará conocimientos nuevos sobre la evaluación geotécnica del puente Las Damas para el mejoramiento de su cimentación, puesto que no se han realizado estudios de interés de evaluaciones similares en la zona de estudio, razón por la cual no se ha implementado este tipo de estructuras. En este sentido, el presente trabajo servirá de base para futuros estudios similares.

1.5.3 Justificación social

Desde el aspecto social, los resultados podrán beneficiar a los pobladores de la zona de Chulucanas, siendo referencia para administraciones locales y regionales, quienes podrán llevar a cabo y ejecutar el proyecto con la implementación del puente con cimentaciones resistentes.

1.6 Variables e indicadores

1.6.1 *Variable independiente*

- Características geotécnicas

1.6.1.1 Indicadores

- Resistencia a la cortante
- Cohesión
- Peso unitario
- Granulometría
- Resistencia a la compresión simple
- Densidad

1.6.2 *Variable dependiente*

- Estabilidad de la cimentación

1.6.2.1 Indicadores

- Capacidad última de carga
- Ancho de cimentación
- Profundidad de cimentación
- Resistencia factorada
- Asentamiento
- Módulo de elasticidad

1.7 Operacionalización de variables

Tabla 3

Operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	
		Indicador	Índice
Independiente			
VI: Características geotécnicas	Se refiere a las propiedades del suelo de cimentación para obtener un cimiento seguro, teniendo en cuenta la resistencia del suelo, cargas transmitidas por la estructura, entre otros (Palomino, 2018)	Resistencia a la cortante (Cu, Su)	Kg/cm²
		Cohesión	Kg/cm²
		Peso unitario	g/ cm³
		Granulometría	Clasificación SUCS
		Resistencia a la compresión simple (qu)	Kg/cm²
		Densidad	gr/cm³
Dependiente			
VD: Estabilidad de la cimentación	Se refiere a la capacidad del sistema suelo–estructura para soportar las cargas transmitidas sin generar fallas ni deformaciones que afecten el desempeño del puente. Implica asegurar una adecuada capacidad portante, controlar asentamientos y evitar inestabilidades como deslizamientos o pérdida de resistencia ante cargas estáticas y sísmicas. (Palomino, 2018).	Capacidad última de carga	Kg/cm²
		Ancho de cimentación	m
		Profundidad de cimentación	m
		Resistencia factorada	ton
		Asentamiento	cm
		Módulo de elasticidad	Kg/cm²

Nota. Elaboración propia.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes teóricos de la investigación

2.1.1 *Antecedentes internacionales*

El estudio de Salazar (2021) titulado “Diseño de cimentaciones para puentes en Guanajuato” tuvo como **objetivo** determinar un diseño de cimentación superficial adecuado. Respecto a la **metodología**, el enfoque utilizado fue de carácter exploratorio, siendo necesario realizar pruebas para completar el diseño de la cimentación. Se realizaron sondeos a 3 metros de profundidad en los taludes izquierdo y derecho utilizando la prueba triaxial para recopilar los datos pertinentes. Los **resultados** de las pruebas mostraron que la cohesión era de 0,670 kg/cm² y 0,740 kg/cm², con ángulos de fricción de 19° y 8,30°, respectivamente. Los cimientos presentaron una anchura de 7,00 metros y 3,5 metros, respectivamente, con un nivel de asentamiento de 4,00 metros. Además, las capacidades admisibles se determinaron en 2,362 kg/cm² y 4,039 kg/cm². En **conclusión**, de acuerdo a los resultados de las pruebas, se completó con éxito el diseño de la cimentación.

Según Yang y Dane (2023), en su artículo científico titulado "Desafíos geotécnicos en el diseño y la construcción de cimentaciones y aproximaciones de puentes en una formación granítica accidentada", plantearon como **objetivo** estudiar el caso sobre el diseño geotécnico y los problemas de construcción de los cimientos y los accesos de un puente en una formación granítica montañosa del norte de Nueva Gales del Sur (Australia). Emplearon un **método** de diseño mixto, nivel descriptivo y enfoque cuantitativo, para lo cual, se describieron la formación geológica y las condiciones existentes del talud, que presentan un alto riesgo de desprendimiento de rocas. El diseño original se basó en la información geotécnica disponible y en la metodología de construcción asumida. Según los **resultados** obtenidos, se adoptaron muros de contención en voladizo de hormigón armado cimentados en hormigón en masa para el acceso sur del puente con el fin de resolver los problemas de constructibilidad en terreno accidentado. En el diseño se tuvo en cuenta la estabilidad de deslizamiento de los bloques del muro de contención, al tiempo que se satisfacían las estabilidades de vuelco e interna. También se

consideraron los tratamientos de taludes mediante una valla de desprendimiento de rocas junto con la estabilización o retirada de cantos rodados individuales. Se llevaron a cabo investigaciones adicionales y se actualizaron los modelos del subsuelo para informar el diseño revisado. Para la cimentación del estribo norte del puente, se introdujo una cimentación por pilotes para optimizar el diseño, teniendo debidamente en cuenta la plataforma de pilotaje temporal y el acceso a lo largo de un nuevo terraplén de aproximación reforzado con geotextil. En **conclusión**, el diseño de la cimentación del muelle 2 se mejoró utilizando micropilotes para abordar la presencia de una intrusión en una capa de roca débil.

Zhang et. al. (2023), en su artículo científico titulado “Estudio de las características portantes verticales de la cimentación de pilotes de puentes cercanos a fallas basado en la prueba del modelo centrífugo” tuvo como **objetivo** determinar las propiedades de soporte vertical y el mecanismo de cimentación de pilotes de puentes en zonas de fallas. Respecto a la **metodología**, emplearon un diseño experimental, de enfoque cuantitativo, por ende, se estudiaron las reglas de capacidad portante última vertical, fuerza axial de pilotes y fricción del eje de pilotes de cimentación de puentes cercanos a fallas mediante la prueba de modelo centrífugo geotécnico. La distancia horizontal entre la cimentación del pilote y la profundidad de enterramiento de la falla se toman como variables en varios casos. Los **resultados** mostraron que, la existencia de fallas restringe la fricción del eje del pilote y, a continuación, afecta a las características portantes verticales de la cimentación del pilote. Cuando la distancia horizontal entre la cimentación del pilote y la falla se incrementa de ID a 5D, la influencia de la capacidad portante última vertical de la cimentación del pilote a ambos lados de la falla se reduce en un 16,62% ~ 19,24%. La fuerza axial del pilote aumenta gradualmente y se atenúa lentamente, y la fricción del pilote disminuye gradualmente. Cuando la profundidad de enterramiento de la falla aumenta de 0 cm a 32 cm, la influencia de la capacidad portante última vertical de la cimentación del pilote se reduce en un 9,16%~15, 22%. **Concluyendo** que, cuando se diseña la cimentación de pilotes de un puente cercano a una falla, el valor crítico de la distancia horizontal entre la falla y la cimentación del pilote y la longitud razonable del pilote pueden determinarse de acuerdo con el rango afectado de la roca y el suelo adyacentes al pilote.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Tipo (2024), en su estudio tuvo como **objetivo** determinar las propiedades geotécnicas del suelo de fundación para el puente Menocucho, para lo cual empleó un **método** analítico descriptivo de enfoque cuantitativo, donde se realizaron perforaciones diamantinas con ensayos SPT y CP, ensayos de refracción sísmica, ensayos in situ. De acuerdo a los **resultados**, los cimientos del estribo derecho ED-1 tendrán 33 metros de profundidad, los del estribo central PC-02 22 metros y los del estribo derecho ED-03 32 metros. El suelo presenta depósitos fluviales y aluviales. Las cargas admisibles obtenidas en el estribo derecho fueron de 970,55 toneladas con un asentamiento de 0,142 mm., 768,44 toneladas y un asentamiento de 0,142 mm para el estribo izquierdo, y 273,53 toneladas y un asentamiento de 38,271 mm para el apoyo central, respectivamente.

El **objetivo** de la investigación de Canaza (2023), fue determinar la caracterización geotécnica del suelo con el propósito de diseñar la cimentación del puente de carruajes sobre el río Acarí utilizando la **metodología** descriptiva, aplicada y experimental. Para ello, realizó cuatro calicatas, obteniendo muestras, que fueron analizadas y revelaron que el suelo está clasificado como GP por el SUCS y como A-1-a por la AASHTO, con un nivel freático a un metro de profundidad. El ángulo de fricción del suelo fue de 37° , 36° , $36,6^\circ$, $36,5^\circ$, respectivamente y la cohesión es de 0 y para cimentaciones cuadradas con un desplazamiento de 5 m, la capacidad portante fue C-01 $3,87 \text{ kg/cm}^2$, C-02 $3,81 \text{ kg/cm}^2$, C-03 $3,89 \text{ kg/cm}^2$ y C-04 $3,87 \text{ kg/cm}^2$. Los resultados de las pruebas mecánicas y físicas llevan a la **conclusión** de que el diseño de cimentación de la propuesta de cimentación cuadrada es adecuado.

En el estudio de Ortiz (2019), el **objetivo** fue conocer la capacidad portante del suelo en los dos estribos del puente. Para ello, se realizaron trabajos de evaluación de la cimentación, que incluyeron tres perforaciones diamantinas espaciadas en cada uno de los dos estribos del puente, así como ensayos in situ como pruebas de permeabilidad cada cinco metros y pruebas SPT cada 1,50 metros, dando como resultado una profundidad de exploración de 25,00 metros. También se recogieron muestras representativas sobre el terreno que se enviaron al laboratorio. Los **resultados** demostraron que los tufos de la formación volcánica Sencca comprenden la totalidad del suelo de cimentación del puente, clasificado por la SUCS como SM (arena limosa). El nivel freático se encontró a

profundidades variables entre 4,70 y 4,90 metros respecto al terreno natural, y se identificaron estratos con permeabilidad media y baja. Analizando el grado de consolidación y la capacidad portante del suelo de cimentación, se **concluyó** que, para soportar la carga de diseño y establecer un sistema de drenaje adecuado, era necesario llevar la tierra a un nivel de estabilidad.

El estudio de Aguilar y Robles (2020), tuvo como **objetivo** recopilar datos para el desarrollo de la caracterización y evaluación geotécnica del macizo rocoso para su uso como balasto, para lo cual utilizaron una **técnica** descriptiva. Diez muestras del macizo rocoso y diez muestras de material extraído de la cantera conformaron la muestra. Los **resultados** mostraron que el macizo rocoso del sector Alto Perú-Cajamarca tiene un valor promedio de RMR de 70, lo que indica una buena calidad; y finalmente, la granulometría cumple con lo especificado en ASTM -147 excepto el tamiz de 1". **Concluyendo** que, el macizo rocoso es de excelente calidad y el material de la cantera cumplió con los estándares de calidad, lo que garantiza que pueda ser utilizado para la estabilización de carreteras y la estabilización de las no pavimentadas.

2.1.3 Antecedentes locales

Montoya y Guerrero (2021), en su investigación, sugirieron como **objetivo** principal realizar un estudio geotécnico para el diseño del puente Taspá, en Morropón-Piura, poniendo en práctica un **enfoque** cuantitativo combinado con una técnica aplicada, teniendo en cuenta la capacidad admisible y calcular las dimensiones de los márgenes izquierdo y derecho de la cimentación. De acuerdo con los resultados, los suelos, en la margen derecha se conformaron por arenas limosas con grava (SM), que tienen baja plasticidad y un estado húmedo; en la parte izquierda, en cambio, hay arenas arcillosas con grava (SC), que tienen plasticidad media y un estado húmedo; el lecho del río, está conformado por arena media a gruesa, grava y algunos guijarros; como resultado, se puede concluir que la cimentación de la margen derecha tiene una capacidad admisible de 1.96 kg/cm² y asentamiento de 1,80 cm. Además, un asentamiento de 1,51 cm y una capacidad admisible de 1,64 kg/cm² para el borde izquierdo para una profundidad de 3,00 m. En conclusión, la hidrología y la geotecnia desempeñaron un papel importante en el diseño

del puente, ya que fue posible identificar el tipo de cimentación (cubos) y la longitud (30,00 m) basándose en sus especificaciones.

Valdiviezo (2019), en su trabajo de investigación, tuvo el **propósito** de utilizar columnas de grava compactada para potenciar la capacidad portante del suelo en los cuatro puntos de apoyo del puente Sánchez Cerro -Piura. Para ello se utilizó una **metodología** cuantitativa junto con un método de investigación descriptivo. Se examinaron muestras alternas de las tomadas durante cada perforación SPT (19), con mucho material fino (que pasaba la malla n.º 200), los tipos de suelo obtenidos fueron SP, SP - SM, SC y SM. Su densidad media osciló entre 13kN/m^3 y 17kN/m^3 , la humedad media fue del 19%, y los valores de índice de plasticidad llegaron hasta 18. Arrojando resultados positivos para la capacidad portante. Concluyendo que, se aumentó el valor de dicha propiedad.

Sanchez (2023), en su investigación se planteó como **objetivo** realizar una investigación geotécnica para proteger la estabilidad y durabilidad de la cimentación usada en la ejecución de la presa de Piques. Para ello se empleó como **método** de investigación deductivo. Como estrategias de recopilación de datos se utilizaron fuentes primarias como la investigación de laboratorio in situ y fuentes secundarias como otras investigaciones redactadas. Se utilizó el sistema SUCS para clasificar los resultados de las pruebas geotécnicas, y los tipos de material que conforman el suelo son GC y GW. Con los siguientes parámetros: densidad = $2,07\text{ g/cm}^3$, cohesividad = $0,34\text{ kg/cm}^2$, ángulo de fricción $\phi = 31,60^\circ$, humedad = 9,59%, 5,2%, 8,64% y 5,42%. En la excavación de prueba -1, $q_{adm} = 4,01\text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de cimentación (D_f) = 10 m, $B = 1$ m, y $q_{adm} = 16,79\text{ kg/cm}^2$, $D_f = 10$, $B = 1$ m, en la excavación de prueba -2, se ajustan a los valores admisibles de capacidad, anchura de cimentación y profundidad de cimentación. En **conclusión**, la investigación geotécnica permitió determinar con éxito los requisitos previos para garantizar la estabilidad y durabilidad de los cimientos de la presa.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Evaluación geotécnica

Es la justificación técnica del comportamiento del suelo y los materiales en cuanto a definir las recomendaciones a nivel de diseño para definir el tipo y los criterios de cimentación. Se deben realizar estudios básicos de mecánica de suelos para determinar las particularidades de los suelos (Acevedo y Guerra, 2005).

Se refiere al conjunto de partículas de terreno con propiedades similares. El objetivo del estudio y la recolección de información sirven como base para el diseño de cimentación. Las unidades geotécnicas se encuentran en la zonificación (Villilli, 2018). La zonificación geotécnica, se refiere a una de las tareas realizadas justo antes del estudio y modelado de la reacción dinámica del suelo, es uno de los pasos que conducen a la microzonificación sísmica de una región. Determinar los usos del suelo es el principal objetivo de la zonificación geotécnica del procedimiento (Astocondor, 2020).

2.2.2 Caracterización geotécnica de los materiales

Para obtener las propiedades de las unidades geotécnicas deben ser determinadas a partir de los perfiles geológicos, siguiendo los siguientes criterios:

2.2.2.1 Descripción geológica

Se inicia con una breve descripción del material desde una perspectiva geológica para ser el primer componente de la caracterización geotécnica de cada unidad geotécnica. De esta manera, se puede identificar claramente las ubicaciones donde se han identificado los materiales que se describen, siendo útil resaltar la descripción que se ha hecho de estos materiales en el estudio geológico de las columnas de perforación (Mora et al., 2020).

2.2.2.2 Identificación geotécnica

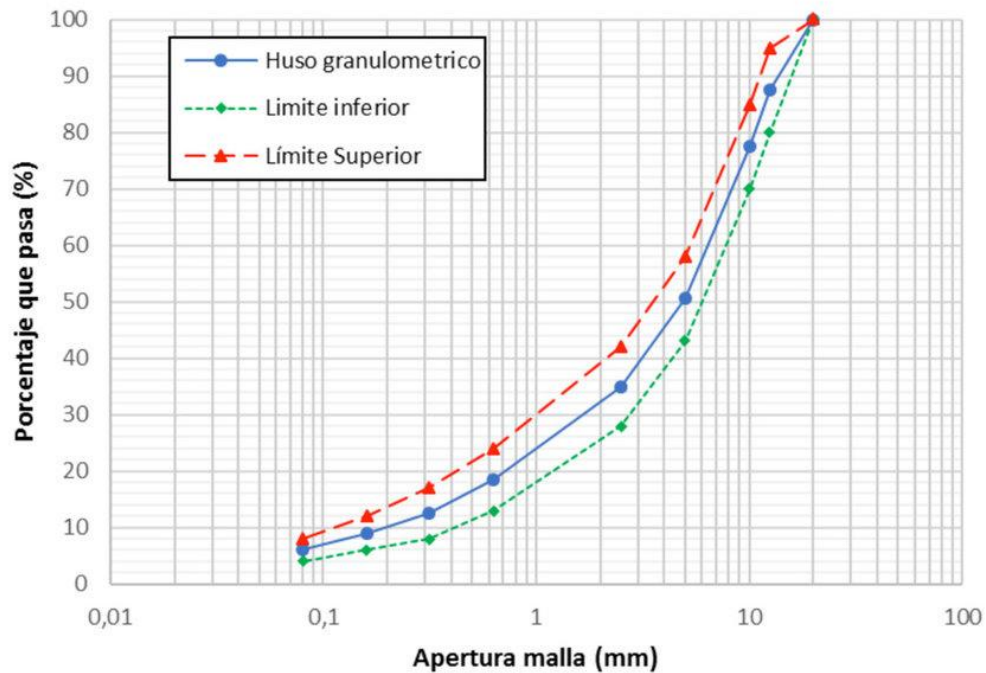
- Granulometría

Toda muestra examinada según Pérez (2020), debe tener una curva granulométrica, para determinar el tamaño de partícula del huso de la unidad objeto de examen, es recomendable trazar simultáneamente las diferentes curvas granulométricas en el informe de caracterización geotécnica. En este sentido, es relevante destacar que los rangos granulométricos deben estar bien especificados, evitando el uso de materiales con curvas granulométricas extremadamente diferentes. Una curva granulométrica que se

destaca de las demás debería aumentar la probabilidad de que sea parte de una unidad geotécnica distinta. El huso granulométrico se ve en la Figura 4.

Figura 4

Huso granulométrico



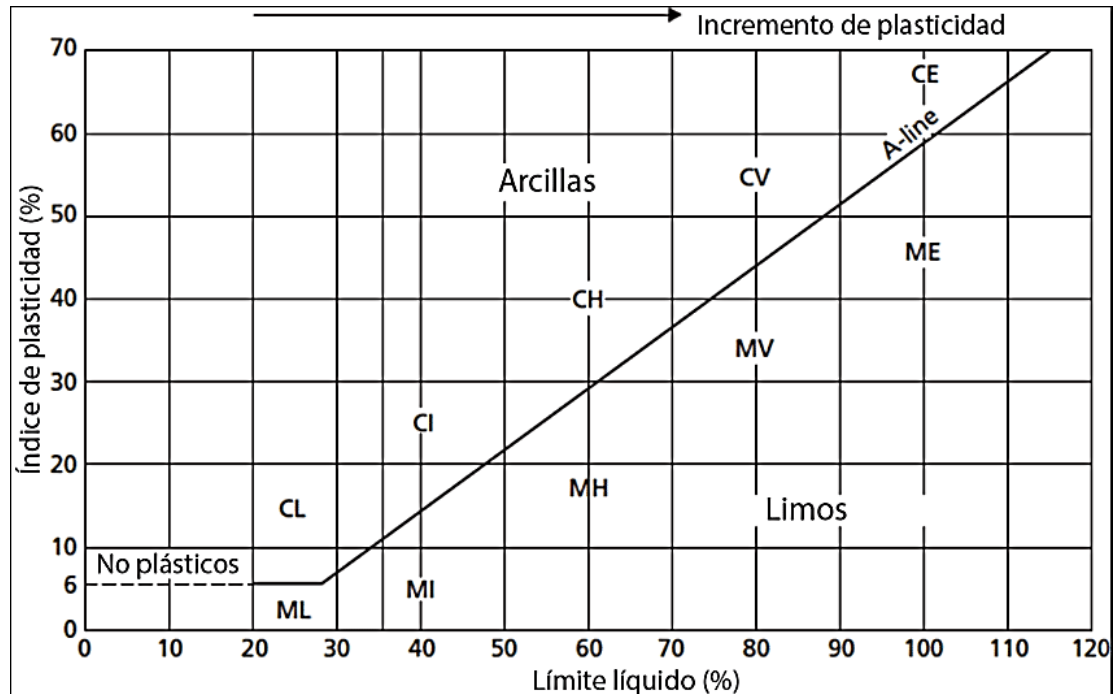
Nota. Tomado de <https://lc.cx/EOHhTS>

- Límites de plasticidad

Los límites de plasticidad según Estaire (2017) deben establecerse para cada muestra estudiada, de la misma manera que con la granulometría. El gráfico de Casagrande es el método más adecuado para presentar los resultados de estas pruebas. En general, los valores de los límites de plasticidad en muestras de igual origen geológico se agrupan alrededor de un punto o se dispersan a lo largo de una línea paralela a la línea A que divide los limos de las arcillas, en la Figura 5 se puede visualizar este gráfico.

Figura 5

Gráfico de Casagrande



Nota. Tomado de <https://lc.cx/EOHhTS>

- Densidad relativa de las partículas

En cuanto a densidad relativa de partículas sólidas es otro resultado de interés. Aunque el valor de este parámetro no es directamente relevante, se requiere conocerlo para luego deducir otros tipos de información que puede ser útil, como el índice de vacío y el grado de saturación del material. Si no se dispone de información precisa sobre la densidad relativa de las partículas, se puede determinar por medio de la granulometría del material (Estaire, 2017).

2.2.2.3 Identificación química

Según Estaire (2017), la determinación de la concentración de carbonatos, sulfatos y materia orgánica son los ensayos químicos más evaluados en mecánica de suelos. Las dos formas más interesantes de presentar los datos de estos ensayos son las siguientes: primero, los valores se pueden dar considerando la profundidad de la muestra, lo que en varios casos permite determinar las distintas unidades geotécnicas que se han definido previamente; en segundo lugar, se indicarán los valores medios y los que se crean más

representativos. Los valores más representativos deben identificarse antes de ser estudiados, considerando el problema geotécnico que se investiga, así como valores máximos o mínimos permitidos por la normativa.

2.2.2.4 Determinación del estado natural

Es necesario que se determine la densidad seca y humedad natural de todas las muestras no modificadas que se analizarán para comprender su condición natural. Estos datos se pueden dar en relación a la profundidad de muestra a la que se obtuvieron. Es interesante contrastar los resultados de la representación con la regla habitual de que la densidad seca se acrecienta con la profundidad (Estaire, 2017).

2.2.2.5 Comportamiento resistente

Los resultados de cada prueba de resistencia, tanto en el laboratorio como en el campo, deben discutirse en esta sección. Las pruebas de resistencia más frecuentes incluyen pruebas de penetración estática con o sin monitoreo de presión intersticial, pruebas de penetración dinámica continua, resistencia a compresión, corte directo, pruebas triaxiales y SPT (Estaire, 2017).

- Ensayo de penetración estándar (SPT)

Consiste en dejar caer repetidamente un martillo, contando los golpes necesarios para introducir un muestreador tubular de acero hueco. Estas mediciones son cruciales porque las diferencian de otras pruebas de penetración. Cada 15 cm, el muestreador debe introducirse 60 cm en el suelo, y hay que contar cada golpe. La punta ciega, las varillas necesarias y el muestreador tubular están estandarizados (ASTM D 1586, 2018).

El valor de resistencia a la penetración estándar (N) se obtiene mediante la sumatoria del número de golpes de las dos porciones intermedias de 15 cm, descartándose las secciones inicial y final debido a posibles alteraciones del suelo, en el colapso de la pared de la perforación o efectos de sobrecompactación de la prueba, durante el ensayo (ASTM D 1586, 2018).

Figura 6

Procedimiento de ensayo SPT



Nota. Tomado de <https://geotecniafacil.com/ensayo-de-penetracion-estandar-spt/>

- Ensayo cono Peck

Es una técnica dinámica donde se hince en el subsuelo una varilla de diámetro 2” con una punta cónica y angulada 60°. Con un martillo a una caída de 30 pulgadas, el hincado se realiza de forma constante mientras se registran los golpes necesarios cada 15 cm de profundidad (ASTM D1856, 1996).

Según la norma E050, esta prueba, utiliza similar equipo que la prueba SPT, pero sustituye la cuchara por una punta cónica a fin de lograr la ventaja sobre la SPT de un hincado continuo y, por lo tanto, más rápido, se utiliza ampliamente en Perú (Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE], 2018).

- Correlación SPT – CPT (Cono Peck)

El análisis de la equivalencia SPT – CPT se puede plantear matemáticamente, a partir de la fórmula de ESOPT (European Symposium on Penetration Testing, Estocolmo), 1974).

Siendo:

$$N1 = N_{SPT}$$

$$N2 = C_n$$

$$N2 = N1 * (W1 * H1 * A2 * e2 / W2 * H2 * A1 * e1) \dots\dots\dots \text{Ecuación 1}$$

Donde:

N1 = Número de golpes por 30 cm del SPT.

N2 = Número de golpes por 30 cm del CPT.

W1 = Peso del martillo del SPT = 63,5 kg.

W2 = Peso del martillo del CPT = 63,5 kg.

H1 = Altura de caída del SPT = 76,0 cm.

H2 = Altura de caída del CPT = 76,0 cm.

A1 = Área de Sección Transversal del SPT = 10,00 cm².

A2 = Área de Sección Transversal del CPT = 19,0 cm².

e1 = Distancia de Penetración del SPT = 30,0 cm.

e2 = Distancia de Penetración del DPL = 30,0 cm.

Sobre la base de esta relación y una serie de registros recopilados de ensayos CPT y SPT ejecutados en suelos arenosos en diferentes proyectos, y reemplazando los valores en la fórmula anterior se obtiene que:

$$C_n = 2 N_{SPT} \quad \text{o} \quad N_{SPT} = 0,5 C_n$$

- El valor N60

Debido a la variabilidad en la energía entregada al muestreador durante el ensayo SPT, se ha introducido el concepto del valor N corregido por energía (N60). El N60

representa el valor del número de golpes N que se obtendría si la eficiencia de la energía del sistema de golpeo fuera del 60% de la energía teórica de caída libre del martillo.

$$N_{60} = N_{\text{campo}} \times CE \times CB \times CS \times CR \dots\dots\dots \text{Ecuación 2}$$

Donde:

- N60** : Número de golpes corregido a una eficiencia del 60%.
- Ncampo** : Número de golpes medido directamente en el campo.
- CE** : Factor de corrección por eficiencia energética del martillo.
- CB** : Factor de corrección por diámetro de perforación.
- CS** : Factor de corrección por muestreador.
- CR** : Factor de corrección por longitud de la varilla.

Con base en las recomendaciones de Seed et al. (1985) y Skempton (1986), las variaciones de CE, CB, CS y CR se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 4

Variación de CE

País	Tipo de martillo	Lanzamiento de martillo	Ce%
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Seguridad	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

Nota. Tomado de Das (2001)

Tabla 5

Variación de CB

Diámetro (mm)	CB
60-120	1
150	1,05
200	1,15

Nota. Tomado de Das (2001)

Tabla 6*Variación de CS*

Variable	CS
Muestreado estándar	1
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0,8
Con revestimiento para arena suelta	0,9

Nota. Tomado de Das (2001)**Tabla 7***Variación de CR*

Longitud de la varilla (m)	CR
>10	1
6-10	0,95
4-6	0,95
0-4	0,75

Nota. Tomado de Das (2001)**Tabla 8**

Consistencia de arcillas, correlación aproximada para el nro. de penetración estándar N60

Número de penetración estándar, N60	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, qu (kN/m ²)
0-2	Muy blando	0-25
2-5	Blando	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
>30	dura	>400

Nota. Das (2001)

- Correlaciones con N60 en suelo cohesivo

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no drenado de la arcilla, C_u . Sobre la base de los resultados de las pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que:

$$C_u = K N_{60} \dots \dots \dots \text{Ecuación 3}$$

Donde:

$K = \text{constante} = 3,5 - 6,5 \text{ kN/m}^2$

N_{60} = número de penetración estándar obtenido en el campo

El valor promedio de K es aproximadamente de $4,4 \text{ kN/m}^2$. Hara et al. (1971) también sugirieron que:

$$C_u (\text{kN/m}^2) = 29 (N_{60})^{0,72} \dots\dots\dots \text{Ecuación 4}$$

Esto es importante para hacer notar que toda correlación entre C_u y N_{60} solo es aproximada.

- **Corrección por sobrecarga efectiva (CN) para obtener (N1)60**

En suelos granulares (arenas), el valor de N también está influenciado por la presión de sobrecarga efectiva (σ_v'). Para comparar valores de N de diferentes profundidades o con correlaciones que se basan en una presión de referencia, se aplica una corrección adicional para obtener el valor $(N1)_{60}$, normalizado a una presión de sobrecarga efectiva de 100 kPa (aproximadamente 1 atmósfera de presión).

$$(N1)_{60} = N_{60} \times C_N \dots\dots\dots \text{Ecuación 5}$$

Donde C_N es el factor de corrección por sobrecarga. Existen varias fórmulas para C_N :

Liao y Withman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \right]^{0,5} \dots\dots\dots \text{Ecuación 6}$$

Donde P_a es la presión atmosférica (aproximadamente $98,1 \text{ kPa}$ o 100 kPa).

Y σ'_0 es la presión de sobrecarga efectiva en el punto del ensayo.

Skempton (1986):

$$C_N = \frac{2}{1 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \text{ (para arenas finamente consolidadas) } \dots\dots\dots \text{Ecuación 7}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \text{ (para arenas gruesas normalmente consolidadas) Ecuación 8}$$

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \text{ (para arenas sobre consolidadas) Ecuación 9}$$

Peck et al. (1974):

$$C_N = 0,77 \log \left[\frac{20}{\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \right] \left(\text{para } \frac{\sigma'_0}{P_a} \geq 0,25 \right) \text{ Ecuación 10}$$

Peck et al. (1974):

$$C_N = 0,77 \log \left[\frac{40}{\left(\frac{\sigma'_0}{0,48825}\right)} \right] \text{ Ecuación 11}$$

Los valores de 40 y 0,48825 (o 0,5 aproximadamente) en el denominador corresponden a constantes utilizadas para ajustar la fórmula a determinadas unidades específicas (a menudo, la fórmula original de Peck et al. se presentaba en unidades imperiales o con otras constantes cuando σ'_v estaba en kg/cm² o tsf). La expresión 0,48825 sugiere una adaptación para trabajar con σ'_v en kilo pascales (kPa) para que el denominador represente aproximadamente la presión atmosférica de referencia (100 kPa o 1 kg/cm²).

Límites de CN: Aunque la fórmula matemática de CN podría dar valores muy grandes a poca profundidad, generalmente se establecen límites para CN, como:

$$CN \leq 1,7 \text{ o } CN \leq 2,0 \text{ Ecuación 12}$$

para evitar que se apliquen correcciones excesivamente grandes a valores de N muy superficiales.

- **Correlación entre la resistencia de penetración estándar y la densidad relativa del suelo granular**

Hatanaka y Feng (2006) propusieron las siguientes relaciones entre la densidad relativa (D_r) y $(N_1)_{60}$ para la arena fina a media.

$$D_r(\%) = 1,55(N_1)_{60} + 40 \quad [para \ 0 \leq (N_1)_{30} \leq 25] \dots\dots\dots \text{Ecuación 13}$$

$$D_r(\%) = 0,84(N_1)_{60} + 58,8 \quad [para \ 25 \leq (N_1)_{30} \leq 50] \dots\dots\dots \text{Ecuación 14}$$

Para arenas finas a medias con finos:

$$(N_1)_{60} = (N_{60} + 12,9) \left(\frac{98}{\sigma'_0} \right)^{0,5} \dots\dots\dots \text{Ecuación 15}$$

Donde σ'_0 es el esfuerzo efectivo vertical en kN/m²

Tabla 9

Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas

Número de penetración estándar, $(N_1)_{60}$	Densidad relativa aproximada, D_r (%)
0–4	0–5 (Muy suelta)
4–10	5–30 (Suelta)
10–30	30–60 (Media)
30–50	60–95 (Densa)
>50	>95 (Muy densa)

Nota. Tomado de Das (2001)

- **Correlación entre N_{60} y $(N_1)_{60}$ con el ángulo pico de fricción (ϕ) en el suelo granular**

Peck et al. (1974) le dieron una correlación entre $(N_1)_{60}$ y ϕ en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989).

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \left(\frac{\sigma'_0}{P_a} \right)} \right]^{0,34} \dots\dots\dots \text{Ecuación 16}$$

Donde:

N_{60} = Número de penetración estándar de campo

σ'_0 = Presión de sobrecarga efectiva

P_a = Presión atmosférica en la misma unidad como σ'_0 (≈ 100 kN/m²)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (efectivo)

Hatanaka y Uchida (1996). Correlación simple entre el ángulo de fricción y el $(N_1)_{60}$

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \dots \dots \dots \text{Ecuación 17}$$

Kulhawy y Mayne (1990). que relaciona el valor NSPT con el ángulo de fricción interna y la correlación de Quiros y Reese (1977) para la resistencia al corte no drenada, para suelos granulares (arenas y gravas).

$$\phi'_f = 27,5 + 9,2 \log [(N_1)_6] \dots \dots \dots \text{Ecuación 18}$$

$$Su = \frac{(N_1)_6}{10} \dots \dots \dots \text{Ecuación 19}$$

Donde:

ϕ'_f = ángulo de fricción interna del suelo.

$(N_1)_{60}$ = Número de golpe corregido.

Su = Resistencia al corte no drenado.

- **Correlaciones empíricas para el módulo de elasticidad (E_s) a partir de $(N_1)_{60}$**

Las correlaciones entre los valores N del SPT y el módulo de elasticidad se aplican más ampliamente y generalmente se consideran más fiables para suelos granulares (arenas, limos arenosos, gravas). Esto se debe principalmente a que es extremadamente difícil obtener muestras verdaderamente inalteradas de suelos granulares para ensayos de laboratorio que reflejen con precisión su rigidez in situ.

Denver (1982). Tipo de suelo general.

$$E_s = 71,4 \sqrt{N} \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 20}$$

N es el valor N del SPT

Bowles (1988). Arenas en general.

$$E_s = 10[7,5 + (0,5N)] \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 21}$$

N es el valor N del SPT

Begemann (1974).

Gravas y arenas ($N > 15$)

$$Es = 40 + [12(N - 6)] \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 22}$$

N es el valor N del SPT

Gravas y arenas ($N < 15$)

$$Es = 12(N + 6) \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 23}$$

N es el valor N del SPT

Figura 7

Procedimiento de ensayo de cono Peck



Nota. Tomado de <https://www.jrgeoconsultores.pe/ensayo-de-cono-de-peck/>

2.2.2.6 Comportamiento deformacional

- Ensayo edométrico

Según Estaire (2017), el coeficiente de compresión definido como cc , y el coeficiente de entumecimiento definido como ce , de cada una de las pruebas edométricas realizadas, deben calcularse a partir de la curva edométrica apropiada. Es interesante calcular también el módulo edométrico directamente a partir de la variación en la tasa de vacíos que experimentó el material durante la etapa de carga final. Todos estos datos deben incluirse en una tabla junto con el sondeo y la profundidad de origen de la muestra.

- Ensayos triaxiales

El módulo de deformabilidad en la dirección axial se puede calcular a partir de las curvas de tensión-deformación axial de cada material ensayado. Al respecto, es común determinar los valores del módulo de deformabilidad secante, denotados por las letras E30 y E50, para rangos de tensión del 30 y 50% de la carga de rotura (Estaire, 2017).

- Ensayos presiométricos

Otro resultado obtenido de los ensayos presiométricos es el módulo presiométrico. Utilizando los factores de corrección relacionados a los distintos tipos de material, se puede calcular el módulo de deformabilidad (Estaire, 2017).

2.2.2.7 Características de consolidación

El valor del coeficiente de consolidación se puede obtener mediante resultados de ensayos edométricos y de penetración estática continua con medida de presiones intersticiales conocidas como piezocono o CPTU, se emplea para cuantificar las características de consolidación de los materiales arcillosos (Estaire, 2017).

2.2.3 Clasificación de los diferentes tipos de materiales

Teniendo en cuenta las características geológicas del material, según (ITC, 2007) se puede clasificar en 5 niveles:

- Nivel 0: Se encuentran a profundidades entre 0 y 1 metro
- Nivel I: Se encuentran a profundidades entre 1 y 3,5 - 4 metros
- Nivel II: Se encuentran a profundidades entre 3,5 - 4 y 8 metros
- Nivel III: Se encuentran a profundidades entre 8 y 17 - 19 metros
- Nivel IV: Se encuentran a profundidades entre 17 a 19 metros

2.2.4 Mecánica de suelos

2.2.4.1 Clasificación de los suelos

- Sistema Unificado De Clasificación de Suelos (SUCS)

Este fue impulsado por Arturo Casagrande y según Tarqui (2012) se divide de la manera siguiente: Suelos de grano grueso, fino y suelos orgánicos.

Figura 8

Sistema unificado de clasificación de suelos

	DIVISIÓN MAYOR	SIMB. DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION PARA SUELOS GRANULARES
Suelo de Grano Grueso más del 50 % del material es retenido en malla número 200	GRAVAS más del 50% de la fracción de Gruesa es retenida por la malla N° 4	Gravas Limpias Poco o Ningun Fino	GW Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	$Cu > 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$
		Gravas con finos, cantidad apreciable de finos	GP Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW
			GM Gravas limosas, mezclas de grava, arena y arcilla.	Limite de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$
			GC Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.	Limite de Atterberg debajo de la línea A o $IP > 7$
	ARENAS más del 50% de la Fracción Gruesa pasa por la malla N° 4	Arenas limpias poco o ningún fino.	SW Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.	$Cu > 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$
		Arenas con finos, cantidad apreciable de finos	SP Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
			SM Arenas limosas, mezclas de arenas y limo.	Limite de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$
Suelo de Grano Fino, más del 50 % del material pasa por la malla número 200	LIMOS Y ARCILLAS (LL<50%)		SC arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcilla	Limite de Atterberg debajo de la línea A o $IP > 7$
			ML Limo inorgánico, polvo de roca, limos arenosos o arcilloso, ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo, C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad o Plasticidad, H – Alta Compresibilidad o Plasticidad.
			CL Arcilla inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)
	LIMOS Y ARCILLAS(LL>50%)		OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
			MH Limo inorgánico, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos. Alta Plasticidad.	
			CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.	
	SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		OH Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.	
			PT Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

Nota. Tomado de <https://goo.su/QtC7J>

- Sistema de clasificación AASHTO

Es aplicada en carreteras, y otros, según Tarqui (2012), se divide en dos grupos:

a) Suelos gruesos o materiales gruesos

Todo aquel material que sean menores a 35% y pasen por el tamiz N° 200. Son considerados en los grupos A1, A2, A3

b) Suelos finos o materiales limo arcillosos

Todo aquel material que es mayor a 35% y pase por el tamiz N° 200. Son considerados en los grupos A4, A5, A6, A7.

Figura 9

Sistema de clasificación de suelos AASHTO

CLASIFICACIÓN	MATERIALES GRANULARES (IGUAL O MENOR DEL 35% PASA LA MALLA 200)							MATERIALES LIMO ARCILLOSOS (MÁS DEL 35% PASA LA MALLA 200)			
Grupo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7
Subgrupo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5 A7-6
% que pasa											
Malla Nro. 10	50 max										
Malla Nro. 40	30 max	50 max	51 min								
Malla Nro. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Características del material que pasa Malla Nro. 40											
Límite Líquido (LL)				40 max	41 max	40max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico (IP)	6 max	6 max	NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 min	10 max	11 min	11 min
Índice de Grupo		0	0	0	0	4 max	4 max	8 max	12 max	16 max	20 max
Tipo de material	Fragmento de piedra, Grava y Arena		Arena fina	Grava, Arena Limosas y Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de fundación	Excelente a Bueno						Regular a Malo				

A7-5→LL≥30

El suelo A8 clasifica el material excesivamente orgánico(Turba)

Nota: Tomado de <https://goo.su/vqRS>

2.2.4.2 Licuación de suelos

Según Delgado (2011), este fenómeno suele producirse en arenas de grano fino, de tamaño uniforme y débilmente compactadas -es decir, en sedimentos que carecen de cohesividad- que tienen poros de gran tamaño. Kramer y Stewart (2004) sostienen que la licuefacción se produce cuando las tensiones de cizallamiento necesarias para mantener una masa de suelo en equilibrio estático son superiores a la resistencia al cizallamiento del suelo en la condición de licuefacción o resistencia residual. Según Johansson (2000), las deformaciones significativas son el resultado de tensiones estáticas porque el movimiento, generalmente de carácter sísmico, funciona como disipador cuando se produce.

Alva (1983) revisó los datos históricos sobre la licuefacción del suelo en Perú. Se han tomado en cuenta evidencias de licuefacción, incluyendo la existencia de agrietamientos severos y el asentamiento diferencial causado por la actividad sísmica. La Figura N°16 es un mapa de Perú que se confeccionó para ilustrar las variaciones entre los lugares de licuefacción probable y real mencionados en la bibliografía. En Perú se detectaron 27 casos de licuefacción del suelo. Al respecto la licuefacción del suelo es más

común a lo largo de la costa. Además, las mayores intensidades están correlacionadas con la prevalencia de la licuefacción del suelo (Alva, 2020).

- Esfuerzos cortantes cíclicos normalizados producidos por el sismo (CSR)

Para el cálculo de los esfuerzos cortantes cíclicos normalizados promedios desarrollados en el campo debido a la ocurrencia de un terremoto se aplicó la siguiente fórmula:

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0,65 \left(\left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 24}$$

Donde:

- a_{max} : aceleración máxima en la superficie del terreno
- g : aceleración de la gravedad
- σ_d : esfuerzo cortante cíclico en la profundidad de dada
- σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en la profundidad dada
- σ_v : esfuerzo vertical total en la profundidad dada
- r_d : factor de reducción del esfuerzo cortante
- z : profundidad en metros
- M : magnitud del sismo

Según Idriss (1999), el factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d) puede ser determinado mediante la siguiente formulación.

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)) \dots\dots\dots \text{Ecuación 25}$$

Donde:

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11,73} + 5,133 \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 26}$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11,28} + 5,142 \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 27}$$

Estas ecuaciones son aplicables hasta una profundidad de $z \leq 34$ m, mientras que, para profundidades mayores, Idriss definió la siguiente expresión.

$$r_d = 0,12 \exp(0,22M) \dots \dots \dots \text{Ecuación 28}$$

- Razón resistencia cíclica a la licuación (CRR)

Se desarrollaron curvas o ecuaciones para ajustar la relación CRR - (N1)₆₀ a un valor o rango de la fracción de aletas, como se muestra en los ejemplos siguientes.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right)$$

.....Ecuación 29

Según Idriss y Boulanger (2004), (N1)_{60CS} puede ser determinado por la siguiente formulación.

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}; \dots \dots \dots \text{Ecuación 30}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{FC+0,01} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01} \right)^2 \right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 31}$$

Donde: FC es el contenido de finos en porcentaje.

Las correlaciones anteriores para CRR pueden extenderse a otros valores de magnitud de terremoto y estrés de sobrecarga efectivo mediante el uso de factores de corrección.

$$CRR_M = CRR_{M=7,5} \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha \dots \dots \dots \text{Ecuación 32}$$

El factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d) puede ser determinado mediante la siguiente formulación.

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \times C_N \dots \dots \dots \text{Ecuación 33}$$

Donde:

C_E corrección por eficiencia del tipo de martillo

Equipo	C _E
Martillo tipo cilindro	0,50 – 1,00
Martillo de seguridad	0,70 – 1,20
Martillo de cilindro automático	0,80 – 1,30

Se han propuesto varias relaciones para determinar C_N , Idriss y Boulanger (2004) desarrollaron la siguiente formulación, que es una modificación de la propuesta por Liao y Whitman (1986).

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^m \leq 1,7 \dots \dots \dots \text{Ecuación 34}$$

Donde, m es un parámetro que depende de las propiedades de la arena y de la densidad relativa (Boulanger 2003b) y se puede estimar su valor mediante la siguiente formula.

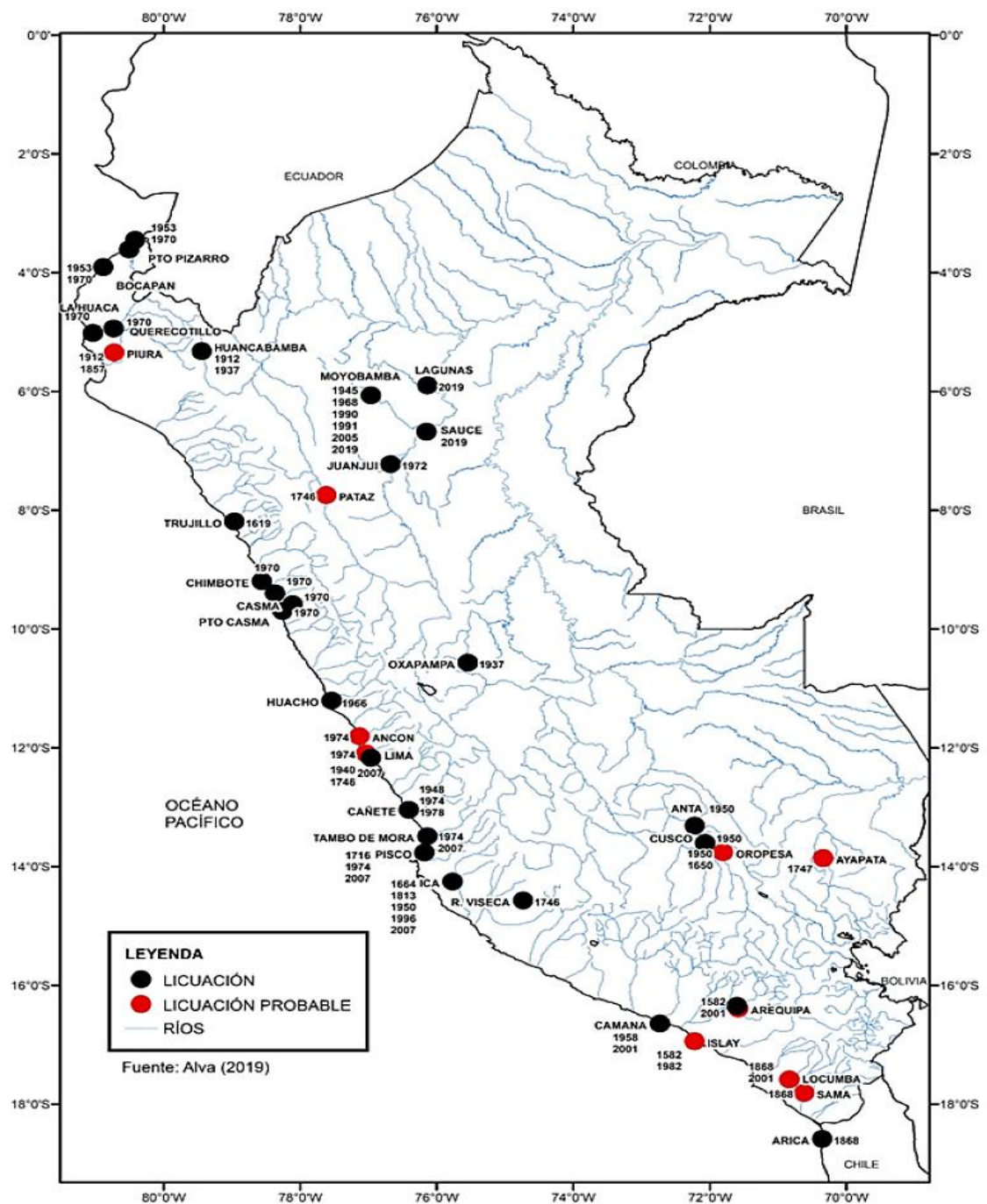
$$m = 0,784 - 0,521 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 35}$$

Los cálculos realizados se presentan en el anexo N°38, 42, 46 y 50.

En la Figura 10, mostrada a continuación, se presenta la distribución histórica de eventos de licuación y licuación probable ocurridos en el Perú, evidenciándose una mayor concentración de casos a lo largo de la franja costera y en zonas próximas a cauces fluviales. Se observó que los registros más significativos se asociaron a eventos sísmicos de magnitud considerable, principalmente en ciudades de la costa norte y centro, donde predominaron depósitos arenosos jóvenes, poco densos y con alto contenido de humedad. Asimismo, se identificó que en el norte del país, región en la que se ubicaba el ámbito de influencia del Puente Las Damas, existieron antecedentes relevantes de licuación, lo que permitió inferir un escenario potencialmente susceptible ante sollicitaciones sísmicas severas. Esta representación cartográfica respaldó la explicación desarrollada en el acápite 2.2.4, al demostrar que la licuación fue un fenómeno recurrente en suelos granulares saturados del territorio nacional. Además, la figura permitió destacar la relación entre la actividad sísmica, la geología local y el comportamiento dinámico de los suelos, justificando la necesidad de evaluar de manera rigurosa la condición de los depósitos en el área de estudio. Finalmente, la información mostrada reforzó la importancia de considerar criterios de seguridad geotécnica orientados a garantizar la estabilidad y desempeño adecuado de las cimentaciones del puente Las Damas frente a la amenaza de licuación.

Figura 10

Licuação de suelos en el Perú



Nota. Tomado de https://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis05_a.pdf

2.2.4.3 Capacidad admisible de suelos por resistencia

La capacidad portante última de un suelo se puede estimar mediante las clásicas teorías de Terzaghi, Meyerhof, etc. Por ejemplo, la fórmula de Terzaghi para una cimentación superficial rectangular es:

$$q_u = c'N_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{Ecuación 36}$$

Donde:

q_u es la carga última por unidad de área,

c' la cohesión efectiva,

q la sobrecarga por peso del terreno,

B el ancho de la cimentación,

γ el peso unitario del suelo, y

N_c, N_q, N_γ factores de capacidad del suelo.

A partir de esta capacidad última, se define la capacidad admisible (q_a) aplicando un factor de seguridad (FS) apropiado:

$$q_a = q_u / FS \dots\dots\dots \text{Ecuación 37}$$

Según Alva (1993), este factor de seguridad típicamente varía entre 2 y 4 según la uniformidad del suelo y la importancia de la obra. En la práctica geotécnica se considera admisible la carga media máxima que no produzca falla por corte, por lo que q_a se obtiene dividiendo q_u por un FS de 2–3 (o el valor recomendado). Así, bajo el criterio de resistencia, la capacidad admisible se encuentra limitada por la capacidad portante última dividida entre el factor de seguridad.

En resumen:

- Capacidad última (q_u): calculada con fórmulas clásicas (Terzaghi, Meyerhof, etc.) usando parámetros de resistencia del suelo (cohesión y fricción).
- Capacidad admisible por resistencia (q_a, RS): $q_a, RS = q_u / FS$, donde $FS \approx 2-4$ según condiciones locales.

Con este criterio se garantiza seguridad frente a falla cortante súbita. En cualquier diseño se elige la menor capacidad admisible entre los criterios de resistencia y de asentamiento (Allpatips, 2024).

2.2.4.4 Capacidad admisible de suelos por asentamiento

Bajo el criterio de asentamiento se controla que el hundimiento generado sea aceptable para la estructura. Para ello, se emplean los parámetros de deformación del suelo (módulo de elasticidad, coeficientes de consolidación, etc.). En la práctica, se selecciona la carga admisible de modo que el asentamiento total calculado no exceda un valor permisible (por ejemplo $s_{adm} \approx B/10$ para cimientos rígidos). Si la carga aplicada produce asentamientos superiores, se considera que el criterio de asentamiento controla y se adopta una capacidad admisible menor. En definitiva:

- Criterio de asentamiento: se calcula el asentamiento total s ante la carga de servicio, usando métodos de elasticidad o consolidación del suelo, y se impone $s \leq s_{permisible}$. De ahí se obtiene la carga admisible correspondiente (Allpatips, 2024).

2.2.4.4.1 AASHTO LRFD

La normatividad AASHTO LRFD de puentes enfatiza este criterio en el estado límite de servicio. En ella, el diseño de cimentaciones profundas requiere que el asentamiento final (o diferencial) permanezca dentro de límites aceptables para la superestructura. En la práctica, se calcula la presión permisible de diseño usando el módulo de elasticidad efectivo del suelo: por ejemplo, para suelos granulares es típico usar $E_s \approx 2000 - 5000 \text{ Tf/m}^2$ (20 – 50 MPa) y estimar el asentamiento por la relación carga–deformación apropiada. En arcillas, se evalúa el asentamiento por consolidación primaria usando los coeficientes C_c , C_s y la sobrecarga establecida. Finalmente, la capacidad admisible por asentamiento (q_a , AS) es la carga asociada a $s_{permisible}$, y el diseño adoptará la menor de q_a , AS y q_a , RS .

En resumen, el diseño geotécnico compara ambas capacidades admisibles (resistencia y asentamiento) para una geometría de cimentación dada, eligiendo la más conservadora (Allpatips, 2024).

2.2.4.4.2 Pilotes y cimentaciones profundas

Los pilotes son elementos estructurales para transferir cargas a estratos profundos capaces. Se clasifican según su función:

- Pilotes de punta: transmiten la carga esencialmente hasta capas profundas firmes o roca.
- Pilotes de fricción: transmiten la carga principalmente por rozamiento a lo largo de su fuste en suelos sin un estrato firme cercano (Alva, 1993).

Considerando las teorías de Das (2001) y Bowless (1988), la capacidad última de un pilote aislado (Q_u) es la suma de la resistencia de punta (Q_p) y de fuste o fricción (Q_s), como se detalla en la ecuación siguiente:

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots \text{Ecuación 38}$$

Estas se estiman con fórmulas basadas en la mecánica de suelos clásica. Por ejemplo, para pilotes en arena seca la carga de punta se calcula según Meyerhof/Vesic: $Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c + q' N_q)$ (en arena $c' \approx 0$). En arcillas saturadas, una regla empírica común es $Q_p \approx 9 c_u A_p$ (donde c_u es la cohesión no drenada). La resistencia por fricción se integra a lo largo del pilote:

$$Q_s = \sum p_i f_i \Delta L, \dots \dots \dots \text{Ecuación 39}$$

Donde:

p_i es el perímetro del pilote en el tramo i ,

f_i la resistencia unitaria de fricción. En la práctica se emplean factores de adhesión α recomendados para distintos suelos; por ejemplo $\alpha \approx 0,4 - 0,5$ en arcillas blandas (Alva, 1993).

La capacidad admisible de un pilote se obtiene igualmente dividiendo Q_u por un factor de seguridad. De hecho, es costumbre definir la carga admisible de diseño del pilote como la menor de las siguientes expresiones:

$$Q_{adm} = 2,5Q_s + Q_p / 3,0 \dots\dots\dots \text{Ecuación 40}$$

$$Q_{adm} = Q_s + 1,5Q_p / 1,5 \dots\dots\dots \text{Ecuación 41}$$

Estas fórmulas indican que la contribución por fricción se pondera menos si se usa la resistencia media (primer caso) o alta (segundo caso) del suelo, y a la fuerza punta se le aplica factor de seguridad adicional. De cualquier modo, de forma simplificada puede decirse que $Q_{adm} \approx (Q_s + Q_p) / FS$ con $FS \sim 2.5$ en arcillas y arenas, en concordancia con lo mencionado en el apartado anterior.

En cimentaciones profundas de grupo de pilotes se estima la capacidad del conjunto multiplicando la admisible de cada pilote por el número de pilotes n , ajustado por un factor de eficiencia de grupo. Estudios de campo indican que en pilotes hincados en arenas el grupo puede mostrar eficiencia mayor a 1 por efecto de compactación, mientras que en pilotes perforados la eficiencia suele ≈ 1 . En el diseño se suele asumir eficiencia de grupo ~ 1 en suelos granulares. La capacidad admisible del grupo es entonces $Q_{g, adm} = n(Q_{adm, pilote})$ (asumiendo $EF = 1$) (Alva, 1993).

2.2.4.4.3 Fundamentos de la capacidad de carga en cimentaciones profundas

A diferencia de las cimentaciones superficiales (zapatas), donde la capacidad de carga suele expresarse tradicionalmente en unidades de esfuerzo (kg/cm^2 o kPa) debido a que la carga se transmite a través de un área de contacto única y horizontal, el diseño de cimentaciones profundas (pilotes) requiere un enfoque basado en unidades de fuerza (kN o Ton).

Esta distinción se fundamenta en tres principios de la mecánica de suelos y la normativa AASHTO LRFD:

a) Mecanismos de transferencia de carga distintos

La capacidad portante total (Q_{ul} o R_n) de un pilote es el resultado de la superposición de dos fenómenos físicos independientes que actúan en direcciones y superficies diferentes (Das, 2011; Salgado, 2008):

- **Resistencia por punta (R_p):** Es una respuesta a esfuerzos normales de compresión (σ) actuando sobre el área transversal de la base (A_p).
- **Resistencia por fuste (R_s):** Es una respuesta a esfuerzos de corte o cizallamiento (τ) actuando sobre el área perimetral del cilindro (A_s).

Matemáticamente, la ecuación fundamental de la AASHTO LRFD (Ec. 10.8.3.5-1) establece:

$$R_n = R_p + R_s = (q_p \times A_p) + (q_s \times A_s) \dots\dots\dots \text{Ecuación 42}$$

Intentar sumar directamente los esfuerzos unitarios ($q_p + q_s$) para obtener una "presión total" es **físicamente incorrecto** (incongruencia dimensional y vectorial), ya que q_p es un esfuerzo normal y q_s es un esfuerzo tangencial, y además actúan sobre áreas de magnitudes totalmente distintas. Por tanto, la única magnitud física que permite la suma escalar de ambos componentes es la **fuerza**.

b) Geometría del elemento estructural

En un pilote, el área lateral (fuste) suele ser significativamente mayor que el área de la punta. Expresar la capacidad total en kg/cm^2 generaría ambigüedad técnica:

- Si se divide la fuerza total entre el área de la punta (R_n / A_p), se obtendría un valor de presión ficticio y excesivamente alto que no representa la realidad del suelo.
- Si se divide entre el área superficial total, se diluye la contribución de la punta.

Por esta razón, la **FHWA (Federal Highway Administration)** y la normativa **AASHTO** estandarizan el uso de unidades de fuerza (kips, kN, Ton) para definir la "Nominal Resistance", dejando las unidades de presión (kg/cm^2 , MPa) exclusivamente para describir las propiedades intrínsecas del material en puntos específicos (resistencia unitaria q_p o fricción unitaria f_s).

c) Enfoque de diseño AASHTO LRFD

El método *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) compara cargas factoradas (Q) con resistencias factoradas (R). Dado que las cargas estructurales provenientes del puente (peso propio, tráfico, sismo) se transmiten a la cimentación como vectores de fuerza axial y lateral, la práctica de ingeniería requiere que la capacidad geotécnica se presente en las mismas unidades (Fuerza) para realizar la verificación de la ecuación de diseño básica:

Donde R_n debe ser necesariamente una fuerza para ser dimensionalmente consistente con las cargas solicitantes (Q_i).

2.2.4.4 Teoría de Kulhawy y Chen

La teoría de Kulhawy y Chen (2006) constituye una de las referencias más relevantes en el ámbito del diseño y análisis de cimentaciones profundas. Su propuesta se enmarca dentro de la geotecnia moderna, la cual combina aspectos teóricos de la mecánica de suelos con evidencia empírica derivada de ensayos de campo y laboratorio. Este enfoque busca ofrecer procedimientos de cálculo más confiables, basados en la calibración de modelos con datos reales, lo que representa una mejora respecto a los métodos tradicionales, en los que predominaban aproximaciones idealizadas.

Los autores desarrollan un marco de análisis integral para el diseño de pilotes, considerando tanto la resistencia por fricción a lo largo del fuste como la resistencia por punta. Lo característico de su planteamiento es que no se limita a la aplicación de teorías clásicas de capacidad portante, sino que incorpora factores de ajuste derivados de la variabilidad de los suelos y del comportamiento observado en pruebas de carga. De esta manera, su teoría busca disminuir la incertidumbre que usualmente acompaña el diseño geotécnico.

Uno de los puntos centrales de su propuesta es la aplicación del enfoque de diseño basado en estados límite, conocido como LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Este marco, ampliamente difundido en manuales como el de AASHTO, establece que el diseño debe verificar simultáneamente los estados límite últimos, que aseguran la resistencia frente a la falla, y los estados límite de servicio, que controlan deformaciones y asentamientos. Kulhawy y Chen (2006) aportan criterios específicos para la selección

de factores de resistencia y para la interpretación de parámetros geotécnicos a partir de ensayos in situ, como la prueba SPT o CPT.

Otro aspecto fundamental es la importancia que atribuyen a la interacción suelo–estructura. En su teoría, el pilote no se analiza de manera aislada, sino como parte de un sistema que transfiere carga a través de diferentes mecanismos, cuya magnitud depende tanto de las propiedades del terreno como de la geometría del elemento estructural. Asimismo, incluyen consideraciones sobre el comportamiento bajo cargas estáticas, cíclicas y sísmicas, reconociendo que las cimentaciones profundas deben garantizar un desempeño adecuado frente a condiciones variadas de solicitud.

2.2.4.4.5 Métodos de cálculo de asentamiento en cimentaciones profundas

Para prever el asentamiento de pilotes o grupos de pilotes se utilizan métodos empíricos y analíticos. El método de asentamiento de pilotes de Reese y O'Neill (1988).

Este método es ampliamente utilizado y considera el asentamiento elástico total (S_e) como la suma de tres componentes:

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3} \dots \dots \dots \text{Ecuación 43}$$

$$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + 0,5 Q_{ws}) * L}{A_p * E_p} \dots \dots \dots \text{Ecuación 44}$$

$$S_{e2} = \frac{0,85 * q_p * D (1 - \mu_{sp}^2)}{3 * E_{sp}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 45}$$

$$S_{e3} = \frac{Q_{ws} * D \left[(1 - \mu_{sc}^2) * (2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}) \right]}{P * L * E_{sc}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 46}$$

Donde:

S_e : Asentamiento elástico del pilote.

S_{e1} : Acortamiento del material del pilote.

S_{e2} : Asentamiento elástico por punta.

S_{e3} : Asentamiento elástico por fricción.

Q_{wp} : Capacidad admisible en la punta bajo condiciones de trabajo.

Q_{ws} : Capacidad admisible lateral bajo condiciones de trabajo.

L: Longitud del pilote

E_p : Módulo de elasticidad del material del pilote.

E_{sp} : Modulo de elasticidad del suelo en punta del pilote

μ_{sp} : Coeficiente de Poisson del suelo en punta del pilote

q_p : Esfuerzo resistente suelo en punta del pilote

D: Diámetro del ancho del pilote

E_{sc} : Módulo de espasticidad ponderado del suelo en contacto con el fuste del pilote

μ_{sp} : Coeficiente de Poisson ponderado del suelo en contacto con el fuste del pilote

Como segunda alternativa, los códigos modernos (incluyendo AASHTO LRFD) recomiendan métodos de curvas $t-z$ (o $p-y$). Estos métodos modelan el pilote y el terreno como un sistema de resortes no lineales. Usando software especializado (por ejemplo LPILE), se asignan curvas carga–desplazamiento ($t-z$) a lo largo del fuste y bajo la punta. El análisis numérico integra estas relaciones para obtener el asentamiento bajo la carga aplicada. Las guías USACE indican que existen varias curvas $t-z$ propuestas en la literatura. En la práctica, este enfoque considera el efecto de deformabilidad del terreno y la interacción fuste-terreno de forma más precisa, a costa de requerir modelado computacional (Vesic, 1973).

2.2.5 Ensayos geofísicos

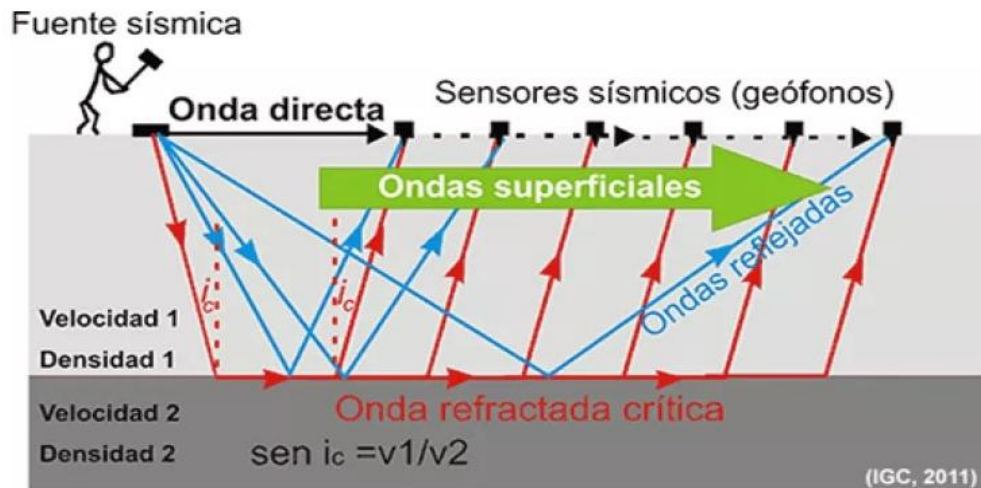
El programa de exploración geofísica incluye experimentos para detectar la velocidad de propagación de las ondas «P» (V_p) y «S» (V_s) en la tierra, conocidos como refracción sísmica, MASW y MAM. Estas pruebas permitirán determinar el espesor y compacidad del suelo de cimentación en la zona (Rivera, Piedra y Paripanca, 2016).

2.2.5.1 Refracción sísmica

Utiliza el cambio en las características dinámicas de los materiales que componen el subsuelo para determinar indirectamente su estratigrafía. Este método consiste en controlar los periodos de desplazamiento de ondas P (Rivera, Piedra y Paripanca, 2016).

Figura 11

Refracción sísmica



Nota. Tomado de Rivera et al. (2016)

Para caracterizar el material en función de la velocidad de propagación de la onda sísmica (V_p), el consultor ha recopilado tablas que correlacionan el valor de la velocidad con el tipo de material. A continuación, se presentan las principales correlaciones propuestas por diferentes autores:

Tabla 10

Velocidades primarias de materiales

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos intemperizados	240 - 610
Grava o arena seca	460 - 915
Arena saturada	1220 - 1830
Arcilla saturada	910 - 2750
Agua	1430 - 1665
Agua de mar	1460 - 1525
Arenisca	1830 - 3960
Esquistos, arcillas esquistosas	2750 - 4270
Tiza	1830 - 3960
Caliza	2130 - 6100
Granito	4575 - 5800
Roca metamórfica	3050 - 7000

Nota. Tomado de Norma ASTM D 5777 (95).

Tabla 11*Velocidades primarias de materiales*

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o aluvión compacto	1000 - 2000
Roca alterada o aluvión muy compacto	2000 - 4000
Roca poco alterada	4000 - 5000
Roca firme	> 5000

Nota. Tomado de Arce (1990).**Tabla 12***Velocidades primarias de materiales*

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Esquisto arcilloso	2700 - 4800
Grava arcillosa seca	300 - 900
Arena – arena húmeda	200 - 1800
Roca metamórfica	4500 - 6800

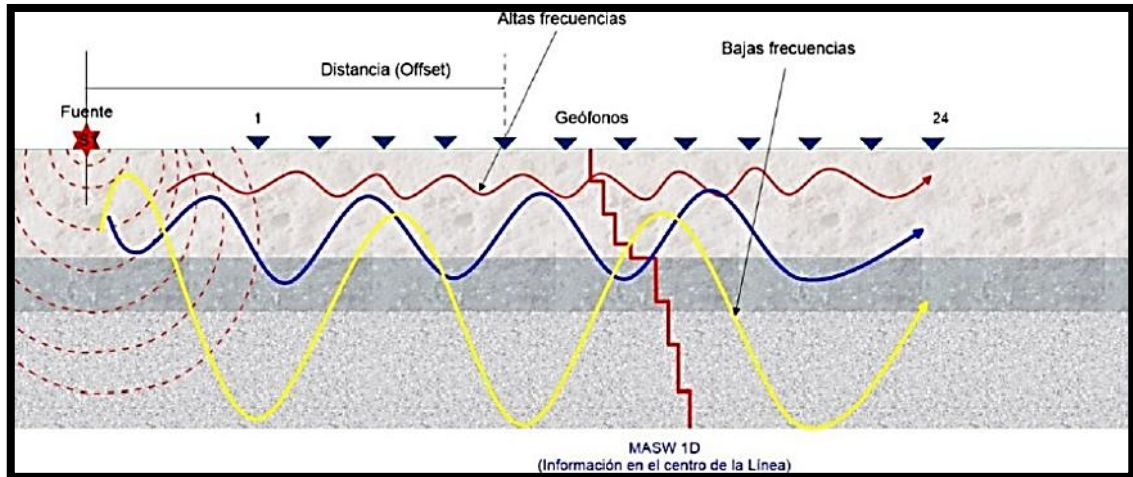
Nota. Tomado de Curvich J. (1975), Dobrin, Milton (1961), NB (1976), Savicha y Satonov V.A. (1979)**2.2.5.2 Medición de ondas de superficie en arreglos multicanales (MASW)**

Según Rivera, Piedra y Paripanca (2016), la prueba MASW, es una técnica que consiste en interpretar las ondas superficiales, de un registro de arreglo multicanal. Estas ondas se producen mediante una fuente de energía impulsiva en puntos específicos. Los perfiles de ondas S pueden obtenerse utilizando el enfoque MASW hasta profundidades medias de 25 a 30 metros.

Existen dos maneras en que se generan las ondas superficiales; fuentes activas, donde se ocasiona la energía intencionalmente para registrar los datos cuando es generada, y, fuentes pasivas (micro tremores) donde se registran los movimientos continuamente (energía ambiental ocasionada por movimiento ondulatorio, viento, etc.) (EGEA, 2015).

Figura 12

Diagrama conceptual de la propagación de ondas superficiales



Nota. Tomado de Stein y Wyssession (2005).

Clasificación sísmica IBC - 2015

Se ha calculado la velocidad promedio de ondas de corte Vs30 de acuerdo al International Building Code (IBC, 2015) con el propósito de caracterizar sísmicamente el tipo de suelo en función de los perfiles unidimensionales de ondas de corte y sus correspondientes velocidades promedio hasta los 30 m de profundidad (Vs30). De acuerdo al código IBC 2015, se clasifican los suelos en 6 clases, tal como se presenta en Tabla 14, dicha clasificación ha sido definida en función a la velocidad de ondas de corte promedio de un estrato de 30 m de profundidad que se calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$\bar{v}_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 47}$$

d_i : Espesor de cada capa entre 0,0 m y 30,0 m

v_{si} : Velocidad de ondas de corte de cada capa (m/s)

Tabla 13*Clasificación del sitio*

Tipo de suelo	Clasificación del suelo	Propiedades promedio en los primeros 30 metros (Vs30*)		
		Velocidad Vs (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, N _{STP}	Resistencia al corte no drenado S(psf)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	NSPT >50	$S_u \geq 2000$
D	Suelo Rígido	$180 \leq V_s \leq 360$	$15 \leq \text{NSPT} \leq 50$	$1\,000 \leq S_u \leq 2000$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	NSPT <15	$S_u < 1000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3m de espesor que tenga las siguientes características: - Índice de plasticidad (IP) > 20 - Contenido de humedad (w) ≥ 40 % y - Resistencia al corte no drenado $S_u < 500$psf Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: - Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. - Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H>3 de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H=espesor del suelo) - Arcillas de muy alta plasticidad (H>7,6 m con índice de plasticidad IP>75) - Arcillas gruesas suaves a medias (H> 36m)		
F	-			

Nota. Tomado de IBC (2015).

Clasificación sísmica NTP E-030 – 2018

Actualmente, las categorías del suelo usados en códigos de edificaciones para diseño sísmico son generalmente basados en, o al menos correlacionado con la velocidad de las ondas que se propagan por las capas superficiales.

De acuerdo a la norma técnica peruana de diseño sismo resistente (E-030 - 2018), los suelos se clasifican en cuatro grupos diferentes que están en función del promedio de velocidades de onda de corte, correspondientes a cada capa existente en una potencia de 30m más superficiales. El concepto de Vs30 está basado en la idea de que la amplificación

del terreno y los efectos de sitio ocurren principalmente en los primeros 30 metros de profundidad.

Tabla 14

Clasificación sísmica NTP E-030 - 2018

Tipo de suelo	Vs 30 (m/s)	Denominación
S0	$V_s > 1500$	Roca dura
S1	$500 < V_s < 1500$	Suelo muy rígido
S2	$180 < V_s < 500$	Suelo intermedio
S3	$V_s < 180$	Suelo blando

Nota. Tomado de NTP E-030 (2018).

2.2.6 Diseño de cimentaciones

El componente estructural denominado cimentación sirve para transmitir al terreno las cargas concentradas del edificio, que se concentran en los muros o columnas. De este modo se crea un sistema de tensiones que puede resistirse con seguridad sin provocar asentamientos o que sean moderados (Crespo, 2004).

2.2.6.1 Capacidad de carga admisible en las cimentaciones

La carga admisible es la que puede aplicarse sin causar daños a la estructura apoyada, con un valor de seguridad determinado. Viene determinada no solo por el suelo, sino también por la cimentación, las cualidades estructurales y el coeficiente de seguridad utilizado en cada situación (Crespo, 2004).

2.2.6.2 Asentamiento

Según expone Das (2015), antes de que se produzca un fallo por corte en el suelo, una cimentación puede experimentar asentamientos lo suficientemente importantes como para causar daños estructurales y hacerla inadecuada para el uso previsto. El asentamiento puede darse por consolidación o puede ser asentamiento elástico (que se produce rápidamente tras la carga estructural).

2.3 Definición de términos básicos

2.3.1 Suelos

Se describe como el resultado final de la interacción del tiempo con la temperatura, el terreno, las criaturas (flora, fauna y seres humanos) y los materiales de origen (rocas y minerales) (FAO, 2022).

2.3.2 Roca

Una roca es una colección natural de uno o más minerales sólidos con ciertas características físico-químicas. Conforman gran parte de la tierra en el campo de las geociencias, son importantes porque conservan un registro de las condiciones geológicas que existían en el momento de su formación. El campo central de la geología conocido como petrología investiga las rocas, incluido su origen, formación, composición, categorización y conexiones con procesos geológicos pasados en la Tierra (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

2.3.3 Matriz rocosa

Consiste en un material rocoso que no tiene discontinuidades o trozos de roca intactos. Se distingue mecánicamente por el peso, resistencia y deformación (YomineriaChile, 2022).

2.3.4 Discontinuidad

Es la falta de un registro estratigráfico, el cual corresponde a un período de tiempo determinado. Hay una duración de tiempo en la historia de la tierra entre dos secuencias que están separadas por una discontinuidad que no se registra en los sedimentos (ANAYA, 2022).

2.3.5 Caracterización

Describe las características mecánicas de la roca además del hundimiento, formas de desarme, fragmentación del macizo rocoso, las estructuras y el macizo rocoso (INYGE, 2022).

2.3.6 Macizo rocoso

Se define como la masa geológica continua formada por roca, cuya estructura, fracturamiento y discontinuidades condicionan su comportamiento mecánico. Registra procesos geológicos que influyen en sus propiedades y estabilidad. (INYGE, 2022).

CAPÍTULO III

MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

3.1 Geología regional

La zona de estudio se emplaza geográficamente en el sector noroccidental del Perú, abarcando la transición entre la llanura costanera y las estribaciones de la cordillera occidental de los andes. Según la cartografía oficial del instituto geológico, minero y metalúrgico (INGEMMET), correspondientes a los cuadrángulos de Chulucanas (11-c) y Morropón (11-d), la configuración regional está definida por un basamento metamórfico paleozoico y secuencias volcánico-sedimentarias del Mesozoico, cubiertas extensamente por depósitos cuaternarios recientes.

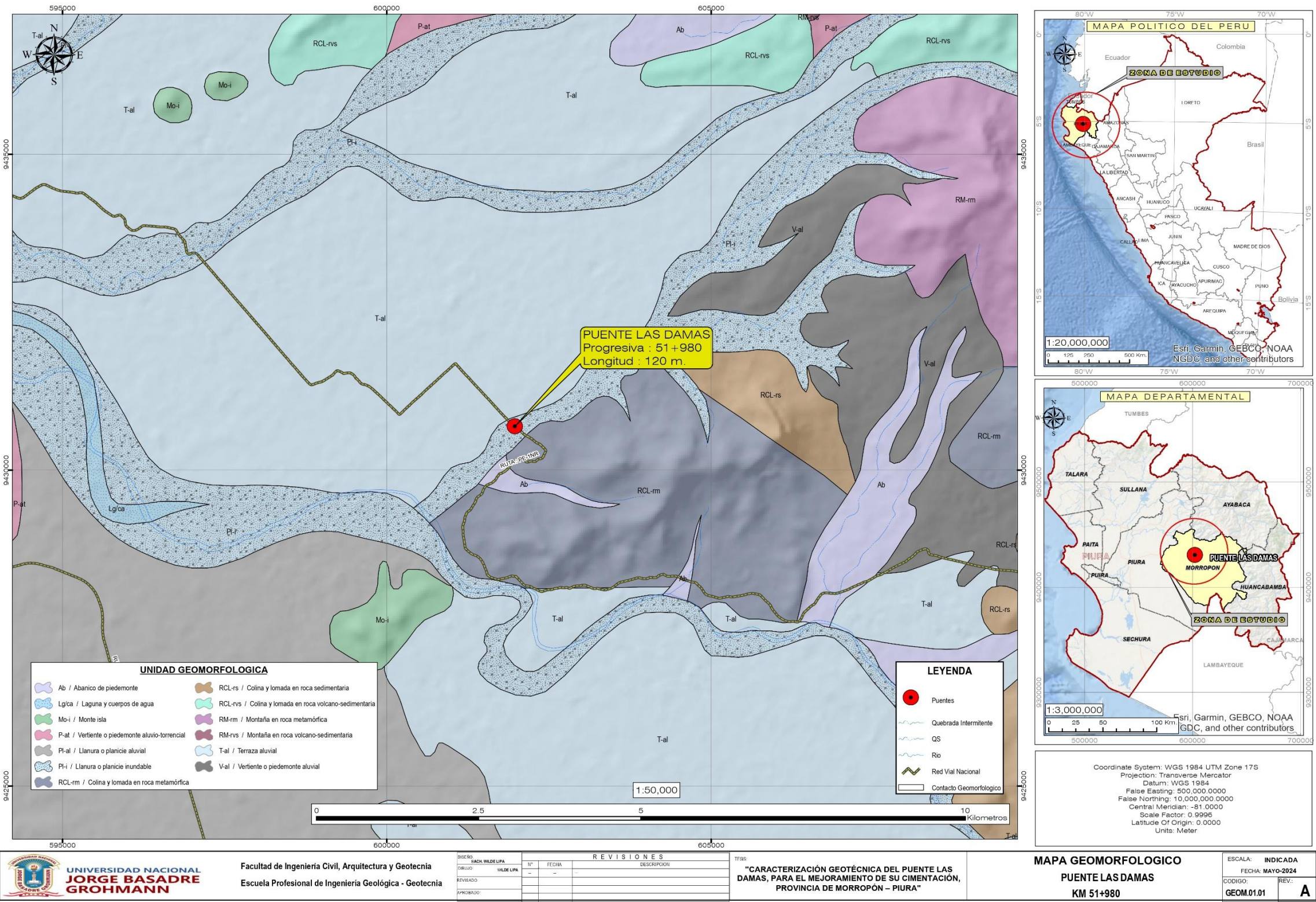
3.3.1 Geomorfología

Según el Boletín 39 del INGENMET (2020), las características geomorfológicas observables son el resultado del desarrollo tectónico, con influencias adicionales de agentes erosivos como el viento en la pampa, tablazos y acción de ríos y quebradas. Se han reconocido dos (2) unidades geomorfológicas o morfoestructurales a nivel regional que emplazan a la zona de estudio, siendo a continuación:

Llanuras o planicie inundables (PL-i). - Las llanuras o planicies inundables (PL-i) corresponden a zonas bajas próximas al cauce del río y fondos de valle, que se inundan estacional o esporádicamente, conformadas por materiales poco consolidados y fácilmente removibles. Esta unidad geomorfológica emplaza directamente al puente Las Damas (Km 51+980) y está constituida por depósitos aluviales recientes Qh-al.

Terrazas aluviales (T-al) - Las terrazas aluviales (T-al) se ubican a lo largo del cauce principal y márgenes de la llanura de inundación, correspondiendo a antiguos niveles de sedimentación fluvial modelados por la profundización del valle, con crestas irregulares y pendientes medias. En el entorno del puente Las Damas (Km 51+980) se presentan de manera circunscrita, constituidas por depósitos aluviales recientes (Qh-al) y depósitos aluviales antiguos (Qp-al).

Figura 13
Mapa geomorfológico regional, puente Las Damas, Km 51+980



Nota. Elaboración propia.

Estos rasgos geomórficos tienen características físicas distintivas como la forma, la altura, la pendiente, el drenaje, la textura de las plantas, el color, etc., todas ellas atribuibles a los materiales que las formaron y a su singular historia geológica. Los cambios positivos y negativos del paisaje son el resultado de procesos geodinámicos internos y externos.

3.3.2 Estratigrafía

Se trata de un bloque de diez cuadrángulos en el noroeste del Perú, donde Chulucanas (11-c) destaca por extensas rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas desde Paleozoico-Precámbrico hasta Mesozoico, Cenozoico y Terciario. Desde el punto de vista litoestratigráfico, en la región afloran las siguientes unidades principales:

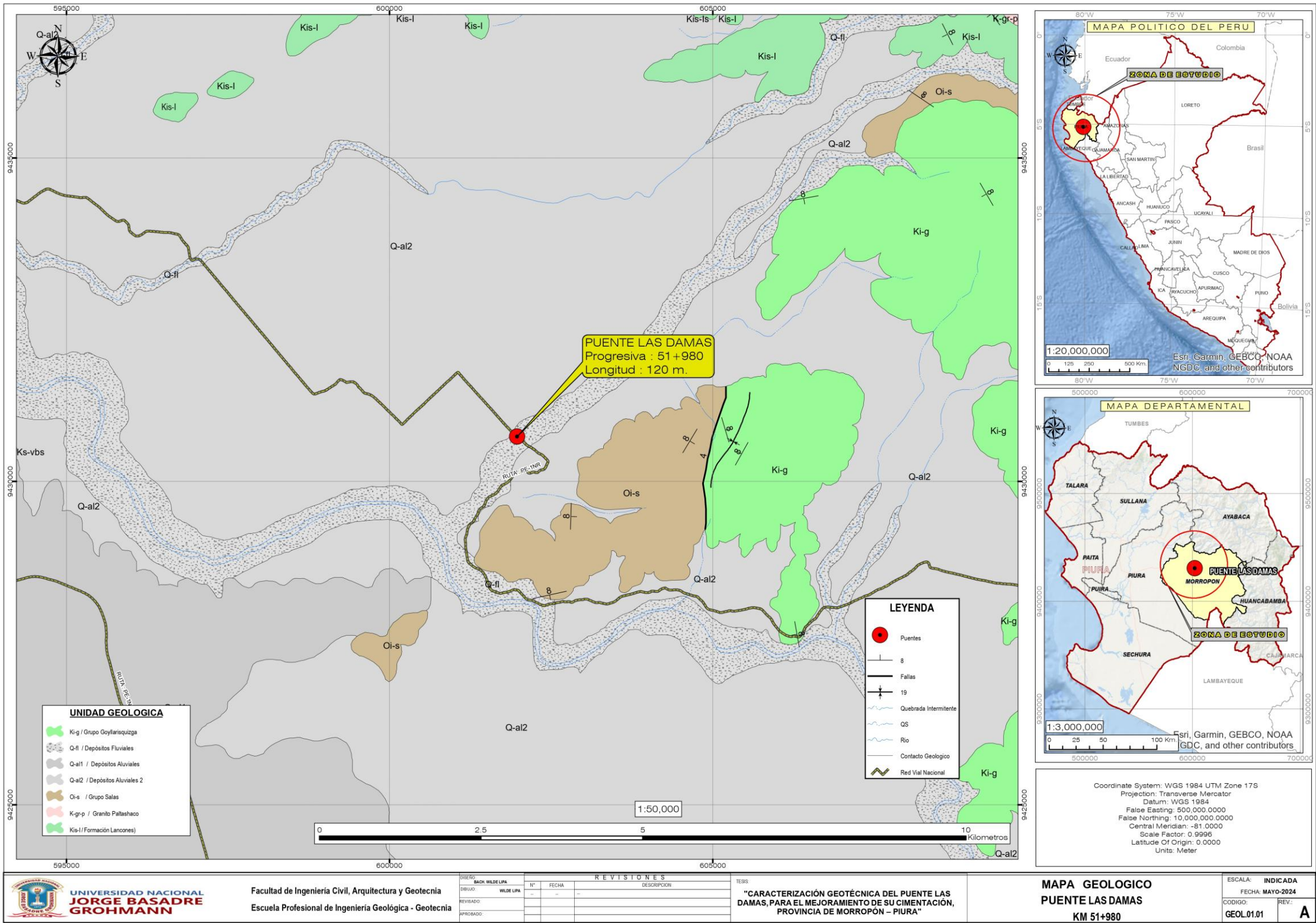
Tabla 15

Columna estratigráfica regional (Morropón - Chulucanas)

Era	Sistema / periodo	Unidad litoestratigráfica	Símbolo	Descripción litológica y ambiente
Cenozoico	Cuaternario	Depósitos fluviales	Qh-fl	Gravas redondeadas a sub-redondeadas, arenas limosas y bolonería en el cauce activo de los ríos (ej. Río Piura, Qda. Las Damas). Material suelto e inconsolidado.
	(Holoceno)			
	Cuaternario	Depósitos aluviales	Q-al	Terrazas formadas por limos arcillosos, arenas finas y lentes de grava arenosa. Constituyen las llanuras agrícolas y suelos de cobertura del valle.
	(Pleistoceno - Holoceno)			
	Paleógeno	Formación Yapatera	P-ya (ó T-ya)	Conglomerados polimícticos masivos con clastos de cuarcita y roca volcánica en matriz arenosa roja, intercalados con areniscas feldespáticas. Origen continental (abanicos aluviales antiguos).
Mesozoico	Cretáceo Inferior	Formación Goyllarisquiza	Ki-g	Cuarcitas blancas y areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, en estratos potentes. Aflora regionalmente al norte y este de la zona de estudio.
Paleozoico	Devónico	Formación Río Seco	D-rs	Cuarcitas grises recristalizadas, metavolcánicos y filitas. Yace concordantemente sobre el Grupo Salas. Forma los cerros testigos o "montes isla" aislados en la llanura.
	Silúrico - Ordovícico	Grupo Salas	Pi-s	Filitas grises a negras, pizarras y esquistos de bajo grado metamórfico. Representa el sustrato metamórfico antiguo de la región.
Precámbrico	Neoproterozoico	Complejo de Olmos	Pe-co	Basamento Cristalino: Esquistos micáceos, gneis y anfibolitas fuertemente plegados y metamorfizados. Aflora al este, hacia la deflexión de Huancabamba.

Nota: Elaboración propia basada en el Boletín N° 39 Serie A - INGEMMET (Reyes & Caldas, 1987) y actualización del Mapa Geológico del Cuadrángulo de Chulucanas (11-c).

Figura 14
Mapa geológico regional, puente Las Damas, Km 51+980



Nota. Elaboración propia.

3.3.3 Geología local

La topografía del sector es una pendiente de suave a plana que oscila entre 0° y 10°, y su morfología se caracteriza por rasgos de llanura aluvial. Los depósitos fluviales (Qh-fl), los depósitos aluviales recientes (Qh-al), los antiguos (Qp-al) y los depósitos eluviales (Qp-el) son los principales rasgos de esta zona.

Los materiales listados en la Tabla 3 conforman la litoestratigrafía del sector en estudio.

Tabla 16

Litoestratigrafía del puente Las Damas

Era	Sistema / periodo	Unidad litoestratigráfica	Símbolo	Descripción litológica y ambiente
CENOZOICO	Cuaternario	Depósito fluvial	Qh-fl	Conformado por bloques sueltos en una matriz de arena limosa. Se evidencia gravas forma angulosas a subredondeadas, color pardo amarillento claro, compacidad suelta. Se estima una potencia de 1,0m a 2,5m aprox.
		Depósitos Aluvial reciente	Qh – al	Conformado por intercalaciones de arena arcillosa y limosa de baja plasticidad, se evidencia lentes de limos, seco, color pardo amarillento, consistencia muy dura. Se estima una potencia de 12,0m a 18.0m aprox.
		Depósitos aluvial antiguo	Qp – al	Conformado por GP con lentes de arena (SP) y limos arcillosos (ML), consistencia dura. Se estima una potencia de 8.0m a mas según Sondaje 01 (S-01) aprox.
		Depósito eluvial	Qp – el	Conformados por gravas arcillosas y limosas, color beige y rojizo. Zona de alteración y transición con fracturamiento. Su afloramiento se evidencio a partir de los 26.0m según sondaje S-03

Nota. Elaboración propia.

La Figura 15 evidencia el contexto geológico superficial de la zona del puente Las Damas, donde se identifican depósitos fluviales (Qh-fl) en primer plano, constituidos por gravas, cantos rodados y arenas gruesas producto del arrastre directo del cauce, que muestran rodadura y selección moderada; así como depósitos aluviales (Qh-al) en el sector medio y posterior de la imagen, caracterizados por una granulometría heterogénea asociada a procesos de inundación y deposición difusa. La topografía predominantemente plana, junto con la presencia de vegetación dispersa, confirma la dinámica activa de llanura de inundación y la recurrencia de procesos fluviales, lo cual reafirma la naturaleza aluvial-fluvial del macizo de cimentación y su importancia para la caracterización geotécnica del área del proyecto.

Figura 15

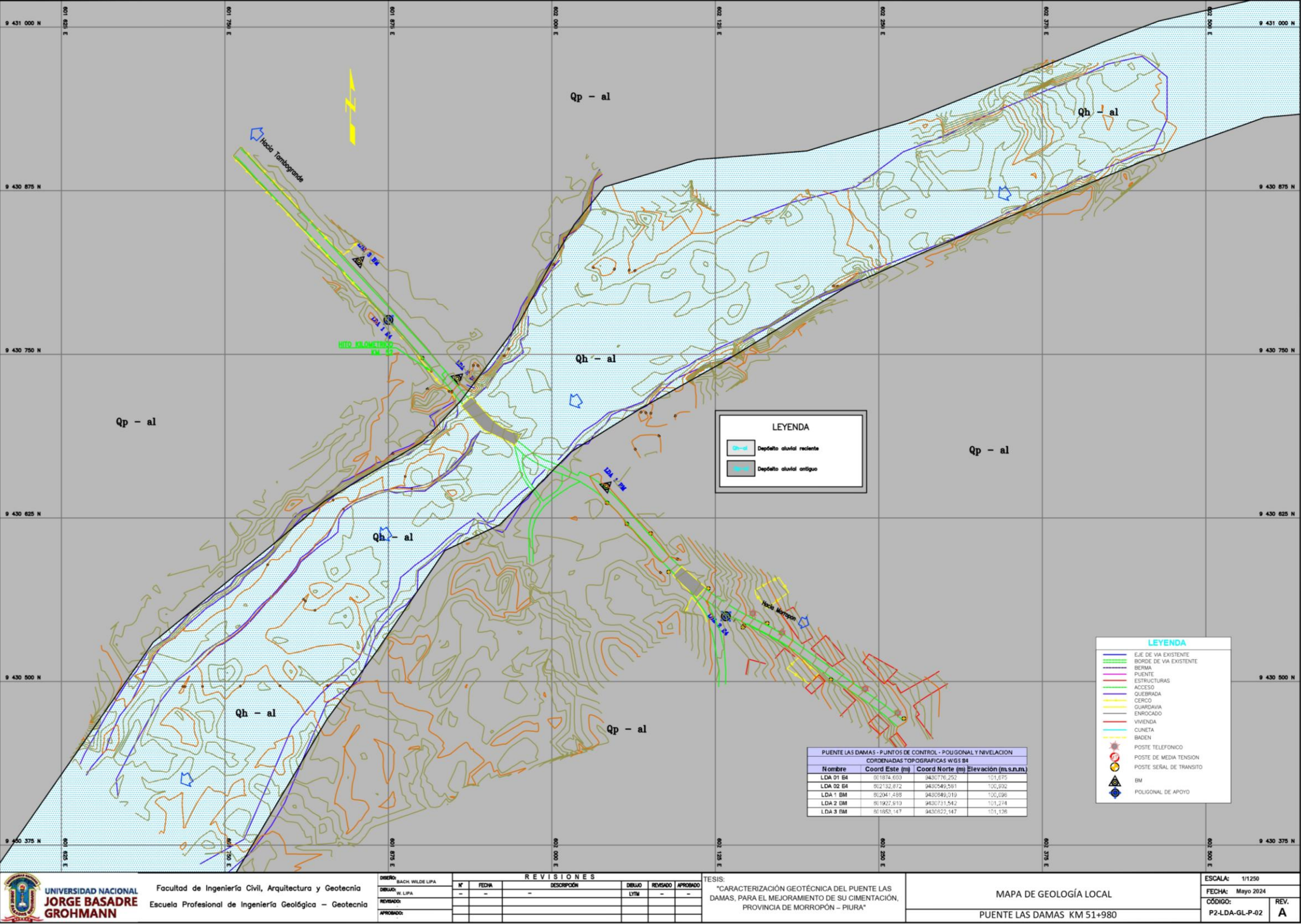
Depósitos fluviales (Qh-fl) y depósitos aluviales (Qh-al)



Nota. Elaboración propia.

Figura 16

Mapa geológico local, puente Las Damas, Km 51+980



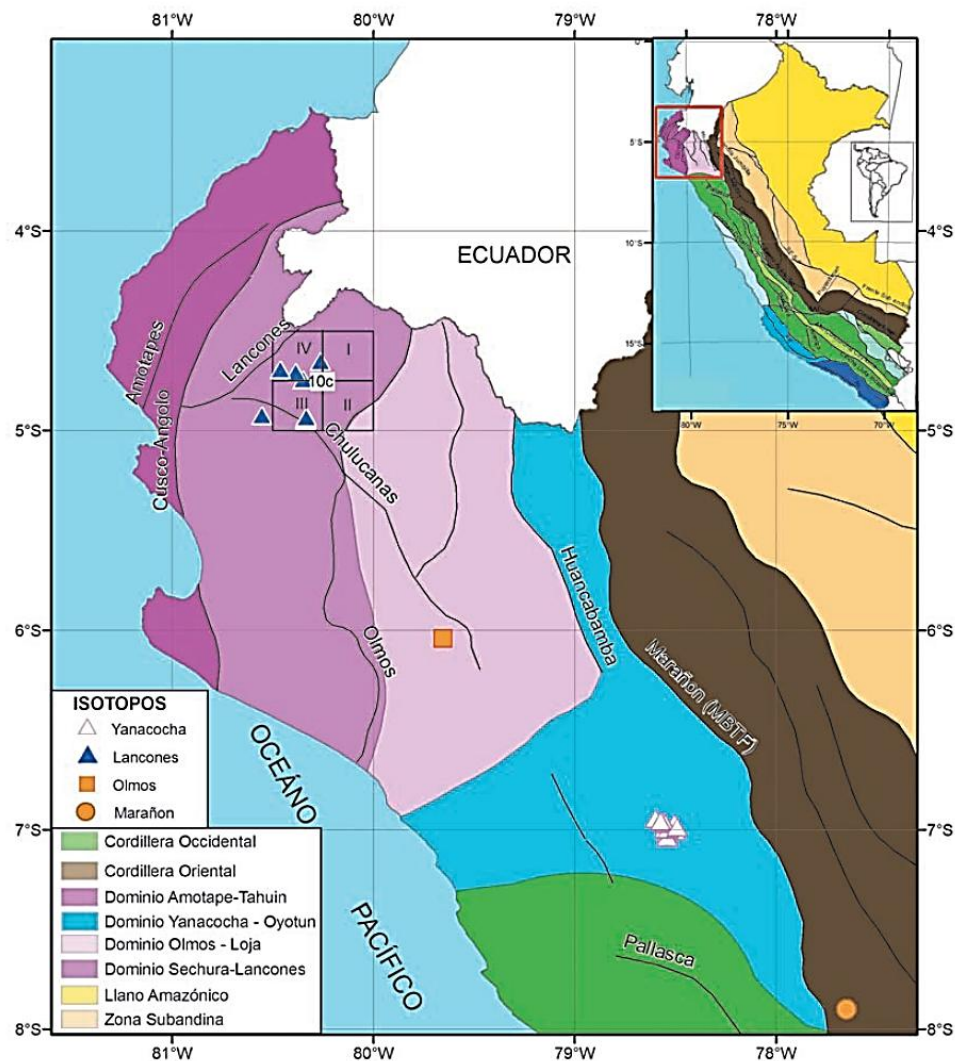
Nota. Elaboración propia.

3.3.4 Geología estructural

Según el boletín 39 del INGEMET (2020), hay componentes estructurales que han dictado los límites de la cuenca, influyendo no solo en la sedimentación, sino también en la historia geotectónica de la zona. La región de investigación incluye la porción sur del sistema estructural. El lugar de estudio se encuentra en la región norte de Perú, donde existe una de las zonas más cruciales y complicadas, caracterizada por la deformación cortical y situada dentro del radio de afectación de la deflexión de Huancabamba. En la Figura 17 se presenta el mapa de dominios tectónicos del cuadrángulo 10-c

Figura 17

Mapa de dominios tectónicos, cuadrángulo 10-c



Nota. Tomado de INGEMET (2020).

Respecto al desarrollo de la flexión de Huancabamba, es una estructura masiva de deformación cortical que regula la forma del continente sudamericano a esta latitud. Corresponde a una falla de transformación de juego dextral en la Dorsal Mesoatlántica y está asociada a la Dorsal de Carnegie hacia el Pacífico y a la Fosa Amazónica hacia el este, extendiéndose hasta la Fosa Romanche (Gansser, 1973).

Según las teorías basadas en la tectónica de placas, la flexión de Huancabamba es el resultado de dos conjuntos de tensiones: uno que corre de este a oeste y otro que corre de noroeste a sureste por la acción de la placa de Cocos. Se han producido fallas de rift conjugadas N-S y N20°W como resultado del acortamiento en la evolución tectónica de la flexura de Huancabamba, que parece haber sido la más afectada por el esfuerzo noroeste-sureste.

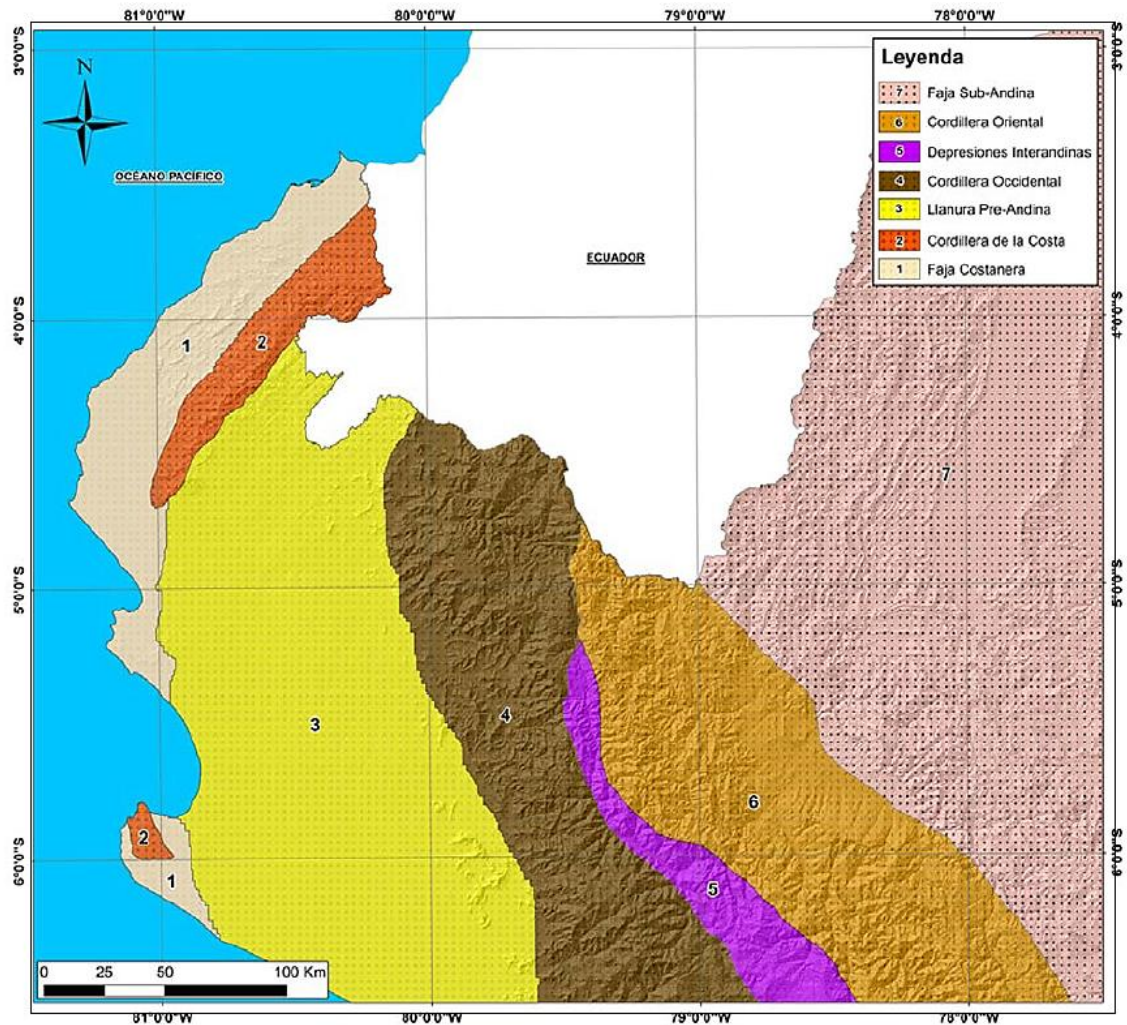
La primera familia de fallas se desplaza generalmente en dirección sinistral, que es probablemente lo que está provocando el arrastre de las estructuras que inciden en la cuenca de Cajamarca desde el paralelo 7° hacia el sur, donde los pliegues han tomado un rumbo general N70°-80°O a E-O, probablemente desde un posicionamiento inicial N-S ó N15°-20°O. El fallamiento inverso a nivel del paralelo 5°, habría provocado el cabalgamiento de la cuenca de Ñaupe sobre la cuenca de Lancones. Los excepcionales efectos de desprendimiento de las cuarcitas cretácicas de la roca madre metamórfica (entre Ñaupe y Chulucanas) también se atribuyen a este sentido de deformación. Asimismo, la falla de Illescas parece haber existido en la cuenca de Sechura.

Las fallas de la segunda familia han creado movimientos dextrales en ambos segmentos de la Cordillera oriental, ayudando a las fallas de la primera familia.

En la Figura 18 se muestra el mapa de la tectónica andina en la zona de influencia de la deflexión de Huancabamba, destacándose su importancia como una de las regiones más inestables y deformadas del norte peruano. Se evidenció la interacción entre las principales fajas estructurales andinas, reflejando procesos de compresión, plegamiento y fallamiento acumulados a lo largo del tiempo geológico. Se observó además que esta zona había experimentado fases tectónicas sucesivas, lo que justificó la complejidad estructural del terreno y la existencia de materiales con comportamientos geotécnicos variables.

Figura 18

Mapa de la tectónica andina en la zona de la deflexión de Huancabamba



Nota. Tomado de INGEMET (2020).

Respecto a la edad de la Flexura de Huancabamba, está habría seguido los lineamientos estructurales generados durante la fase distensional de la Tectónica Hercínica (fase hercínica tardía), donde ya se había producido un débil proceso de rifting, que condicionó la disposición de las cuencas mesozoicas. A partir del conocimiento de que el Volcánico de Llama cubre discordantemente las estructuras plegadas mesozoicas y que corresponde al Eoceno superior- Oligoceno inferior; se asume que la Flexura de Huancabamba habría estado sufriendo deformación a lo largo del Infracretácico y Supracretácico, y más intensamente durante la fase "Inca", desarrollada entre el Eoceno medio y superior. Este proceso habría continuado

progresivamente hasta dar lugar al desarrollo de las cuencas tectónicas del Terciario marino.

3.3.5 Geodinámica externa

Según el boletín 39 del INGEMET (2020), en la ubicación de la proyección del puente se evidencia estructura de drenaje tipo badén de 50m de longitud con un ancho de 8.00m, observándose moderada vegetación aguas arriba y aguas abajo. Además se evidencia un cauce definido con un ancho que varía entre los 100m a 120m. A continuación, los procesos geodinámicos susceptibles a la estructura a proyectar:

- Erosión aluvial. – Este evento geodinámico afecta los márgenes de ríos, quebradas y estructuras existentes, más aún durante temporadas de máximas avenidas (Fenómeno del Niño), donde los flujos de agua y sedimentos actúan de manera abrasiva y socavan progresivamente los márgenes de las terrazas aluviales y estructuras de paso. Genera susceptibilidad a desbordes y deterioro de obras hidráulicas, evidenciándose que la estructura proyectada resulta deficiente para el paso de caudales extraordinarios. Asimismo, incrementa la inestabilidad lateral del cauce y produce retracción del lecho, comprometiendo la vida útil de la infraestructura. Este proceso condiciona la necesidad de considerar medidas de protección y control geotécnico–hidráulico adecuadas.
- Inundación. – Este proceso geodinámico adquiere mayor relevancia conforme la sección hidráulica se reduce progresivamente por el depósito de sedimentos transportados por flujos permanentes y extraordinarios (Fenómeno del Niño), generando mayores niveles de inundación. Así también, se muestra una alta susceptibilidad al desborde de caudales máximos, siendo insuficiente la estructura hidráulica existente para evacuar correctamente los flujos. Del mismo modo, la inundación afecta la estabilidad del terreno adyacente y compromete la funcionalidad de la vía. Este fenómeno exige la implementación de medidas de mitigación y un redimensionamiento adecuado de la sección hidráulica proyectada.

En la Figura 19 se demuestra como la acción erosiva de los flujos fue deteriorando y socavando progresivamente la base del badén existente (Km 51+900).

Figura 19

Socavación en la base la estructura tipo badén



Nota. Elaboración propia.

En la Figura 20, se observa que existe la susceptibilidad a inundación y desborde de flujos más aún en temporadas extraordinarias (Fenómeno del Niño), siendo insuficiente la estructura hidráulica.

Figura 20

Susceptibilidad a inundación



Nota. Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 Método de investigación

Según Vásquez et. al. (2023), el método científico es utilizado en el estudio científico para generar datos objetivos y precisos. La técnica inductiva se utiliza cuando se empieza con eventos particulares y se espera extraer conocimiento de ellos para el examen dentro de un amplio marco teórico.

4.1.1 Diseño de investigación

Condicionar una muestra a determinados tratamientos y observar después las consecuencias se conoce como diseño experimental (Guevara et al., 2020). Se utilizó el diseño experimental pues se debieron realizar ensayos en laboratorio que influyeron directamente en el diseño de cimentaciones del puente “Las Damas”.

4.1.2 Tipo de investigación

La investigación aplicada se centra en resolver problemas reales con fines de mejora. Este tipo de investigación se orienta en aplicar la información y las ideas científicas a dificultades concretas de una determinada empresa o corporación (Castro et al., 2023). En dicho contexto, el presente trabajo fue de tipo aplicado y de nivel descriptivo-explicativo. Fue aplicado debido a que, utilizando conocimientos teóricos, se dio respuesta al requerimiento práctico del mejoramiento de la cimentación del puente “Las Damas”. Asimismo, posee un carácter descriptivo al detallar las propiedades físico-mecánicas del subsuelo mediante la exploración de campo, y explicativo porque interpreta el comportamiento geotécnico y sus efectos en el diseño, lo cual se verificó con las pruebas de asentamiento, SPT, entre otros.

4.1.3 Enfoque de investigación

Los estudios de enfoque cuantitativos siguen un patrón previsible y sistemático (el proceso), y es importante señalar que antes de la recopilación de datos se toman decisiones técnicas esenciales. La investigación cuantitativa busca generalizar los

hallazgos de un grupo o un segmento (prueba) a un colectivo más amplio (población). También se espera que la investigación realizada pueda reproducirse (Hernández et al., 2018). Para el contexto del presente estudio se usó dicho enfoque pues se enfocó en la recolección de datos numéricos tanto en campo como en laboratorio, para luego realizar el análisis y procesamiento de los resultados mediante mediciones objetivas para encontrar las características geotécnicas del área en estudio.

4.1.4 Nivel de investigación

El nivel descriptivo es importante en el estudio científico porque da un relato detallado y completo de los fenómenos o condiciones bajo investigación. La investigación descriptiva es útil para describir las cualidades y atributos de los eventos, identificar patrones y tendencias, e investigar las correlaciones entre las variables (Vásquez et. al., 2023). En el presente trabajo se usó el nivel descriptivo, con énfasis en la caracterización de rasgos y cualidades geotécnicas. Para lo cual, se describieron fenómenos, entornos, contextos y acontecimientos, proporcionando una descripción completa de cómo existen y se exponen.

4.2 Población y muestra

4.2.1 Población

La población está conformada por el suelo del área de estudio para la construcción del puente “Las Damas” ubicado en el tramo Morropón – Chulucanas, km 51+980, correspondiente al distrito de Chulucanas, provincia de Morropón, departamento de Piura.

4.2.2 Muestra

La muestra es de tipo no probabilística intencional, seleccionada en base a criterios normativos y de accesibilidad para obtener una representación estratigráfica y geotécnica del terreno. La muestra consta de las siguientes unidades de exploración:

Dos (02) líneas de ensayos geofísicos consistentes en tendidos de refracción sísmica de 100 metros de longitud y un (01) análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) para la determinación de velocidades de onda y parámetros dinámicos.

Cuatro (04) calicatas geotécnicas a cielo abierto para la obtención de muestras físicas y caracterización táctil-visual.

Cuatro (04) perforaciones diamantinas de 30 metros de profundidad, con ejecución de ensayos de penetración estándar (SPT) para la determinación de resistencia a la penetración y recuperación de muestras alteradas.

4.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.3.1 Técnicas de recolección de datos

La observación directa es la estrategia empleada por los investigadores para interactuar y construir la idea más precisa del sujeto investigado (Useche et al., 2019). Se utilizó la técnica de observación directa porque mediante ella se hizo el reconocimiento de campo, identificando vías de acceso, volumen de tráfico, geología superficial, entre otros.

Como indica Useche et al. (2019), el análisis documental implica una evaluación exhaustiva de los textos y documentos pertinentes. Esta estrategia se utiliza para elegir y extraer información sobre la variable desde muchos ángulos. Por ende, otra técnica utilizada fue el análisis documental, que recuperó información sobre las variables, mejorando así la comprensión del tema.

4.3.2 Instrumentos de recolección de datos

Fueron los formatos para el ensayo de granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad, pesos específicos y absorción, clasificación de suelos ASSHTO Y SUCS, refracción sísmica, MASW, corte directo y SPT.

4.4 Procedimiento

4.4.1 Etapa 1 (Gabinete)

Se recabó documentación bibliográfica para los antecedentes y bases teóricas.

Se recogió la información geológica y geomorfológica del área de estudio de los boletines del INGEMET.

Se recogió información referente a la geodinámica de la zona de estudio de los boletines del INGEMET.

4.4.2 Etapa 2 (Campo)

Se hizo el reconocimiento de campo, para lo cual, en primera instancia, se realizó una inspección visual de la zona de estudio para identificar lo siguiente:

- Acceso al sitio.
- Requisito para el control del tráfico de maquinaria y vehículos pequeños.
- Posibles efectos ambientales de las técnicas de investigación.
- Topografía general del sitio.
- Geología superficial, estratificación del suelo mostrado en cortes del talud y naturaleza del mismo.
- Niveles de agua subterránea que fueron estudiados durante las excavaciones para trabajos de explicación.
- Luego se procedió a realizar los ensayos in situ, de acuerdo al orden de los acápite descritos a continuación.

4.4.2.1 Estudios geofísicos

- Ensayo de refracción sísmica

La prueba de refracción sísmica se realizó de acuerdo con la norma ASTM D 5777, utilizando geófonos magnéticos y un ordenador para el almacenamiento de datos. En el área de investigación, se llevaron a cabo dos líneas de refracción sísmica de 100 metros de longitud con un intervalo de 4,0 metros entre geófonos. Las ondas sísmicas se generaron con un martillo, lo que permitió registrar con precisión las ondas de propagación. Las líneas de prueba de refracción sísmica se trazaron de forma que se correspondieran con una zona de encajamiento de puentes correctamente distribuida. Se realizaron dos (2) líneas sísmicas en total (ver Tabla 16).

Cabe mencionar que el plano de ubicación del ensayo de refracción sísmica se encuentra en la Figura “Plano integrado de exploraciones — Puente Las Damas” y que este ensayo no se realiza de manera puntual en cada elemento, sino que abarca una sección (longitud y profundidad) en la Tabla 17 se define que cada ensayo tiene una longitud de 100 sobre el eje del puente y 100 metros el eje del río y la ubicación del inicio y final de cada línea.

Tabla 17*Ubicación de ensayo de refracción sísmica*

Sector	Perfil	Coordenadas		Longitud
		Línea de refracción sísmica	Este	Norte
Puente Las Damas	LS-Da-1	Inicio	601 943,00	430 720,00
		Final	602 022,22	430 658,98
	LS-Da-2	Inicio	601 982,61	430 689,49
		Final	602 051,86	430 761,63

Nota. Elaboración propia.**- Ensayos MASW**

Para recoger datos sobre el suelo, se realizó una prueba MASW en el área de investigación. El equipo utilizado para la operación de prospección sísmica MASW es idéntico al utilizado para la prueba de refracción sísmica (sismógrafo GEODE de 24 canales), con la salvedad de que los geófonos empleados tienen una frecuencia de 4,5 Hz. El enfoque consistió en medir la duración del tránsito de las ondas de corte (Vs) generadas por un choque de impacto provocado por la comba.

Cabe mencionar que la ubicación del ensayo MASW se encuentra en la figura 23 “Plano integrado de exploraciones — Puente Las Damas” y que este ensayo no se realiza de manera puntual en cada elemento, sino que se hizo en el eje central del puente cuyas coordenadas se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18*Ubicación de ensayo MASW*

Puente	Código	Coordenadas UTM (WGS84)	
		Este (m)	Norte (m)
LAS DAMAS	MASW-Da-1	601 982,61	9 430 689,49

Nota. Elaboración propia.**4.4.2.2 Estudio por calicatas geotécnicas**

Para la presente investigación, se excavaron pozos de prueba para cimentar e identificar el perfil estratigráfico del terreno. En cada pozo de prueba se llevó un registro conforme a lo especificado en ASTM D-2488.

Tabla 19*Ubicación de calicatas*

Puente	Calicata	Coordenadas		Profundidad	Nivel Freático
		Este	Norte		
LAS DAMAS	CG-Da01	601927,00	9430735,00	3,00 m	N.P.
	CG -Da02	601957,00	9430710,00	3,00 m	N.P.
	CG -Da03	601990,00	9430682,00	3,00 m	N.P.
	CG -Da04	602023,00	9430662,00	3,00 m	N.P.

Nota. Elaboración propia.**4.4.2.3 Perforaciones y ensayos de auscultación SPT**

Para el desarrollo de la investigación de campo se realizó 04 perforaciones diamantinas distribuidas en ambos estribos de los puentes proyectados, en las cuales se realizó ensayos de SPT. Las perforaciones se realizaron mediante una técnica rotativa, con una herramienta de perforación diamantada (LY-38), una herramienta de perforación diamantada (LY-44) y una máquina hidráulica; para las perforaciones se utilizaron tubos de revestimiento (HW) y tubos (HQ y NQ) provistos de brochas con esquiras impregnadas de diamante.

Se utilizó agua como fluido de perforación; no se empleó bentonita ni otros aditivos químicos en ninguna fase del proceso de perforación.

Las pruebas de permeabilidad y penetración estándar (SPT), permitieron a los investigadores determinar las propiedades hidráulicas y mecánicas del suelo de cimentación. Se realizaron pruebas de permeabilidad al sondaje DH01 cada 5,00 m y SPT a los sondajes DHA-02 y DHA-03 cada 1,50 m. La siguiente es una descripción del procedimiento:

- Traslado de la maquinaria de Lima a la zona de estudio.
- Instalación de la maquinaria en los puntos de perforación.
- Durante la perforación se realizaron ensayos de SPT y obtención de testigos de perforación.
- Traslado de la maquinaria al siguiente punto hasta finalizar las perforaciones.
- Finalmente se colocaron tuberías de PVC para la posterior verificación.

Para la ejecución de las perforaciones, el método empleado fue el rotativo, con una perforadora diamantina LY-44. Durante los trabajos se utilizaron casing de tubería HW, así como tuberías HQ y NQ con brocas impregnadas con esquiras de diamante. Cabe decir que, como fluido de perforación se utilizó agua.

Tabla 20

Ubicación de perforaciones

Punto	Cauce	Coordenadas			Ubicación	Nivel Freático (m)
		Estribo	Este	Norte		
LAS DAMAS	S-Da01	E/D	601 927,00	9 430 735,00	Berma	2,00
	S-Da02	PILAR D	601 957,00	9 430 710,00	Cauce	0,00
	S-Da03	PILAR I	601 990,00	9 430 682,00	Cauce	0,00
	S-Da04	E/I	602 023,00	9 430 662,00	Berma	0,60

Nota. Elaboración propia

Figura 21

Ubicación de la perforación del puente Las Damas (S-Da-02)



Nota. Elaboración propia

- Ensayo SPT

Se utilizó para determinar las propiedades de compresibilidad y resistencia del suelo in situ, siguiendo lo establecido en las normas ASTM D 1586 y AASHTO T-206.

El experimento consistió en insertar un muestreador de vástago dividido. Se contó el número de golpes «N» que se necesitaron para hacer la penetración cada 15 cm, y se retiró la primera pieza debido a su estado desordenado. La prueba se detuvo si se necesitaban más de 50 impactos para cualquiera de los intervalos, o si se necesitaban más de 100 impactos totales; cualquiera de estas situaciones se conoce como rechazo y debe documentarse en el informe de perforación.

Figura 22

Sondaje S-Da-02, caja 02 (4,25 – 8,80)



Nota. Tomado de Coduco (2001).

La profundidad se midió contando los golpes en tres segmentos de 6", y el total de los dos últimos segmentos da N. Este parámetro sirve de guía, y sus valores se correlacionan con los de consistencia y densidad, ángulo de rozamiento de la partícula, carga y presión mediante tablas determinadas de antemano por la experiencia.

Tomando como base esta relación y en los datos recopilados de las pruebas CPT y SPT realizadas en suelos arenosos para varios proyectos, encontramos que cuando estos valores se sustituyen en la fórmula original, obtenemos que:

$$Cn = 2 NSPT \text{ o } N_{SPT} = 0,5Cn \dots \dots \dots \text{Ecuación 48}$$

Tabla 21

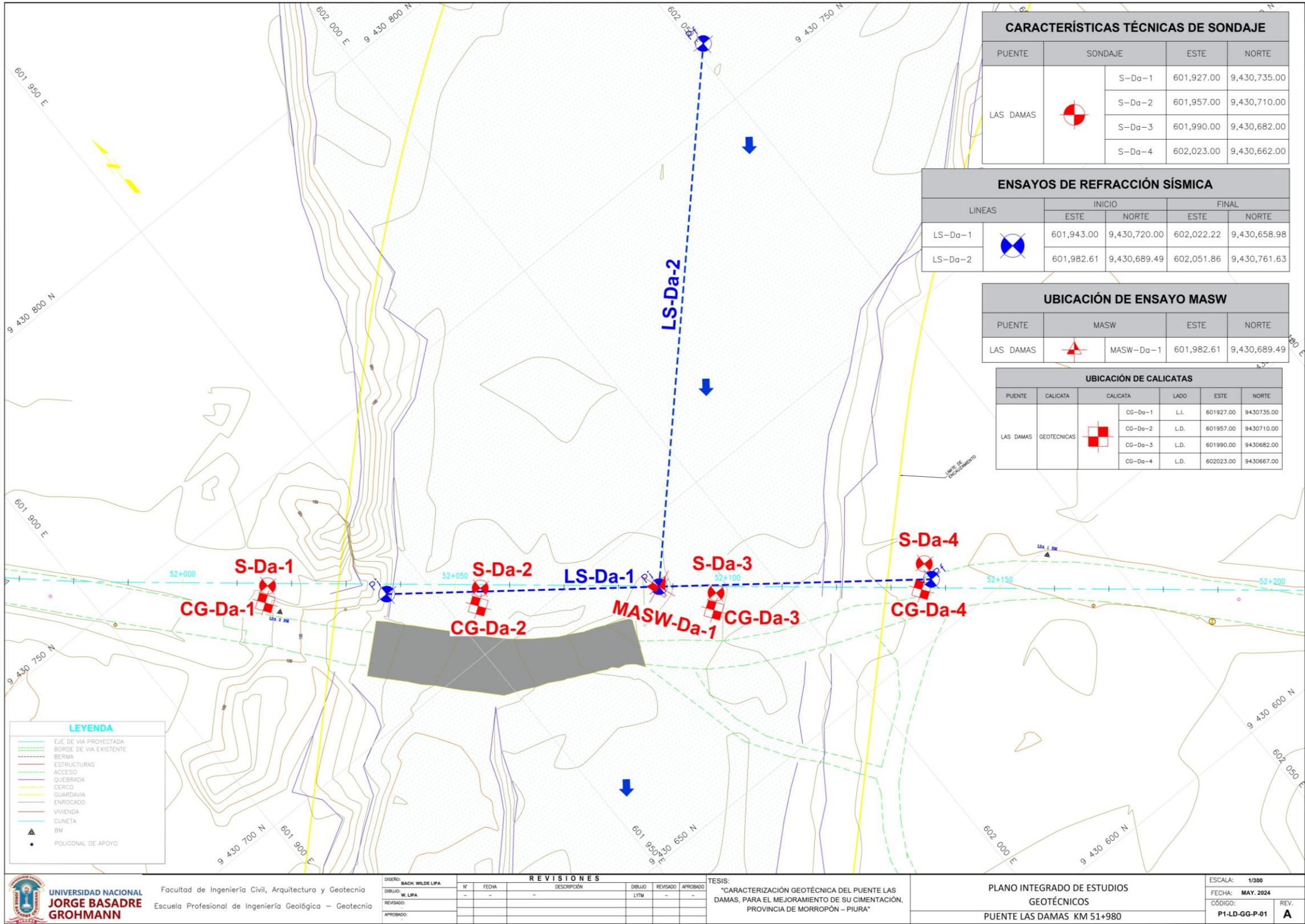
Resumen de las ubicaciones de las perforaciones

Resumen ensayos						
Puente	Sondeo	Tipo	Coordenadas UTM		Número de ensayos	
			Este	Norte	Spt	Cono peck
LAS DAMAS	S-01	E/D	601 927,00	9 430 735,00	6	2
	S-02	PILAR D	601 957,00	9 430 710,00	5	3
	S-03	PILAR I	601 990,00	9 430 682,00	0	5
	S-04	E/I	602 023,00	9 430 662,00	2	4

Nota. Elaboración propia

La Tabla 21 presenta el resumen de las perforaciones ejecutadas en el puente Las Damas, evidenciando la localización y finalidad geotécnica de cada sondeo. Se indicó que el sondeo S-01 correspondía al E/D (Estribo derecho), ubicado en el extremo derecho de la estructura, mientras que el sondeo S-04 se realizó en el E/I (Estribo izquierdo), asociado al extremo opuesto del puente. Asimismo, los sondeos S-02 y S-03 se ubicaron en los apoyos centrales, identificados como Pilar D (Pilar derecho) y Pilar I (Pilar izquierdo), representando los elementos intermedios de soporte estructural. La tabla mostró además las coordenadas UTM Este y Norte, que permitieron definir con precisión la ubicación de cada perforación en campo. Además, registró el número de ensayos SPT, los cuales aportaron información sobre la resistencia a la penetración estándar del suelo. Igualmente, se indicó el número de ensayos de Cono Peck, empleados para complementar la caracterización del comportamiento de los estratos. Esta información evidenció que la campaña geotécnica cubrió adecuadamente las zonas críticas de cimentación, permitiendo obtener un perfil representativo para el análisis y diseño del puente Las Damas.

Figura 23
Plano integrado de exploraciones — Puente Las Damas



Nota. Elaboración propia.

De la Figura 23, el Plano integrado de exploraciones del puente las Damas, muestra de manera conjunta la ubicación de todas las investigaciones geotécnicas realizadas en el sector del puente, permitiendo visualizar de forma clara la distribución espacial de los trabajos de campo. Se muestran las ubicaciones de los sondeos SPT identificados como S-Da-1, S-Da-2, S-Da-3 y S-Da-4, ubicados estratégicamente en estribos y zona de pilas para obtener parámetros de resistencia del subsuelo. Asimismo, se muestran las ubicaciones de inicio y fin de las dos líneas de refracción sísmica (LS-Da-1 y LS-Da-2). Se evidencia además la ubicación del ensayo MASW-Da-1, ejecutado en el eje central del puente. De igual manera, se muestran las ubicaciones de las calicatas CG-Da-1, CG-Da-2, CG-Da-3 y CG-Da-4, destinadas a ensayos geotécnicos de laboratorio y reconocimiento estratigráfico. En conjunto, el plano permite comprender integralmente la planificación de exploraciones, garantizando cobertura adecuada en los puntos estructuralmente más críticos del puente.

Tabla 22

Resumen de número de golpes por tramos-SPT

Profundidad (m)	N _{SPT} campo			
	E. derecho	Pilar izq.	Pilar der.	E. izquierdo
	(S-Da-01)	(S-Da-02)	(S-Da -03)	(S-Da -04)
1,0	11,0	6,0	4,0	11,0
2,0	10,0	6,0	4,0	21,0
3,0	10,0	7,0	4,0	11,0
4,0	13,0	7,0	6,0	10,0
5,0	10,0	8,0	6,0	8,0
6,0	9,0	8,0	7,0	8,0
7,0	12,0	7,0	8,0	7,0
8,0	18,0	6,0	10,0	18,0
9,0	19,0	8,0	12,0	19,0
10,0	22,0	9,0	22,0	22,0
11,0	25,0	24,0	25,0	25,0
12,0	29,0	11,0	29,0	29,0
13,0	33,0	22,0	33,0	33,0
14,0	35,0	36,0	35,0	35,0
15,0	36,0	36,0	36,0	45,0
16,0	37,0	37,0	37,0	45,0
17,0	37,0	37,0	38,0	45,0
18,0	38,0	38,0	42,0	46,0
19,0	42,0	42,0	47,0	48,0
20,0	47,0	47,0	R	47,0
21,0	R	R	-	R

Nota. Elaboración propia

La Tabla 22 presenta el resumen de número de golpes SPT por tramos de perforación, evidenciándose variaciones significativas de resistencia relativa entre los distintos puntos del puente. Se observaron valores elevados en tramos específicos, indicando zonas de mayor compactación y densidad. Asimismo, se identificaron tramos con rechazo (R), lo que reflejó suelos muy densos o con presencia de material grueso. Esta información permitió interpretar la variabilidad geotécnica del subsuelo entre estribos y pilas.

a) Logueo geotécnico – puente Las Damas

Tabla 23

Descripción litología del S-Da-01, estribo derecho - puente Las Damas

Cod	Tramo (m)	Logueos y descripción en campo
M-01	0,00 – 1,60	Depósito fluvial (Qh-fl) Grava limosa con arena, forma angulosa, color pardo, seco, no plástico y compactidad densa.
M-02	1,60 – 8,00	Depósito fluvial (Qh-fl) Limo con arena, color pardo oscuro, seca, baja plasticidad, compactidad medianamente densa. Presenta lentes de arena limosa de grano fino.
M-03	8,00 – 14,00	Depósito aluvial reciente (Qh-al) Arena mal gradada con grava, color pardo rojizo claro, seca, no plástica, compactidad muy densa. La grava encontrada es de forma sub-angulosa con presencia esporádica de lentes de limo.
M-04	14,00 – 17,25	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava limosa con arena, forma sub angulosa, color pardo amarillento claro, seca, no plástica, compactidad muy densa.
M-05	17,25 – 20,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Arena limosa con grava, color gris claro, seca, baja plasticidad, compactidad medianamente densa. Presencia de grava con forma sub-angulosa.
M-06	20,00 – 24,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Arena mal gradada con limo y grava, color gris oscuro, húmeda, no plástica, compactidad muy densa. Presencia de grava con forma sub-angulosa a sub-redondeada.
M-07	24,00 – 30,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava mal gradada con arena, forma angulosa, color gris claro, seca, no plástica, compactidad muy densa. Presencia de cantos y bloques de roca.

Nota. Elaboración propia.

La Tabla 23 describió la litología del sondeo S-Da-01 ubicado en el estribo derecho, mostrando depósitos fluviales y aluviales con predominio de gravas limosas y arenas. Se evidenció que los estratos presentaron, en general, compactación de densa a muy densa, con presencia de lentes limosas en algunos niveles. Los materiales correspondieron mayormente a depósitos aluviales recientes y antiguos. Esta condición reflejó una base competente pero heterogénea en profundidad.

Tabla 24

Descripción litología del S-Da-02, pilar derecho - puente Las Damas

Cod	Tramo (m)	Logueos y descripción en campo
M-01	0,00 – 2,00	Depósito fluvial (Qh-fl) Arena mal gradada con limo y grava, color pardo claro, seca, no plástica. Presencia de grava con forma sub-angulosa.
M-02	2,00 – 4,00	Depósito fluvial (Qh-fl) Arena mal gradada con limo y grava, seca, no plástica, compacidad suelta. Presencia de grava con forma sub-redondeada.
M-03	4,00 – 9,40	Depósito fluvial (Qh-fl) Arena mal gradada con grava, color pardo, seca, no plástica, compacidad suelta. La grava encontrada es de forma sub-redondeada. Presencia esporádica de lentes de limo.
M-04	9,40 – 14,00	Depósito aluvial reciente (Qh-al) Limo con arena, color pardo oscuro, seco, baja plasticidad, consistencia compacta a muy firme. Presencia esporádica de clastos de grava.
M-05	14,00 – 27,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava mal gradada con arena, forma sub-redondeada, color pardo amarillento claro a gris claro, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de limos y arcillas
M-06	27,00 – 30,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava limosa con arena, forma angulosa, color negro, húmeda, no plástica, compacidad muy densa. Presencia de lentes arcillas.

Nota. Elaboración propia.

La Tabla 24 presenta la litología del sondeo S-Da-02 correspondiente al pilar derecho, identificándose arenas mal gradadas con limo y grava en los primeros tramos. Se observaron suelos en condición suelta a compacta que evolucionaron a estratos de mayor densidad con la profundidad. Predominaron depósitos fluviales y aluviales antiguos con presencia ocasional de lentes arcillosas. Esta condición indicó variabilidad estratigráfica con tendencia a mayor rigidez en profundidad.

Tabla 25*Descripción litología del S-Da-03, Pilar izquierdo - Puente Las Damas*

Cod	Tramo (m)	Logeos y descripción en campo
M-01	0,00 – 2,00	Depósito fluvial (Qh-fl) Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color pardo oscuro, seca, no plástica. Presencia esporádica de lentes de limo.
M-02	2,00 – 18,00	Depósito aluvial reciente (Qh-al) Arena mal gradada con grava, color pardo amarillento claro, seca, no plástica, compacidad suelta a muy densa. La grava presente es de forma sub-angulosa con presencia esporádica de lentes de limo.
M-03	18,00 – 26,00	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, seca, no plástica, compacidad muy densa. presencia esporádica de lentes de limo.
M-04	26,00 – 27,20	Depósito eluvial (Qp-el) Arena limosa de grano medio, color pardo anaranjado claro, seca, baja plasticidad, compacidad muy densa.
M-05	27,20 – 30,00	Depósito eluvial (Qp-el) Grava mal gradada con limo y arena, color rojizo a gris, seca, no plástica.

Nota. Elaboración propia

De la Tabla 25, en el pilar izquierdo se identificaron principalmente arenas y gravas mal gradadas de baja plasticidad, que pasaron de compactación suelta a muy densa con la profundidad, correspondientes a depósitos fluviales y aluviales recientes y antiguos, con presencia puntual de lentes limosas.

Tabla 26*Descripción litología del S-Da-04, Puente Las Damas*

Cod	Tramo (m)	Logeos y descripción en campo
M-01	0,00 – 2,00	Depósito fluvial (Qh-fl) Arena limosa con grava, color pardo claro, seca, baja plasticidad. Presencia de grava con forma sub-redondeada.
M-02	2,00 – 15,00	Depósito aluvial reciente (Qh-al) Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color gris, seca, no plástica, compacidad medianamente densa. Presencia esporádica de lentes de limo.
M-03	15,00 – 20,00	Depósito aluvial reciente (Qh-al) Arena mal gradada con grava, color pardo claro, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de lentes de limo y arcilla.
M-04	20,00 – 28,30	Depósito aluvial antiguo (Qp-al) Grava mal gradada con limo y arena, forma sub-redondeada, color gris oscuro, seca, no plástica, compacidad muy densa.
M-05	28,30 – 30,00	Depósito eluvial (Qp-el) Grava arcillosa con arena, forma angulosa, color rojizo a gris, seca, baja plasticidad, compacidad muy densa.

Nota. Elaboración propia

De la Tabla 25, en el estribo izquierdo se registraron depósitos fluviales y aluviales compuestos por arenas limosas y gravas, con baja plasticidad y compactación de mediana a muy densa. Se identificaron lentes puntuales de limo y arcilla, manteniéndose en general un subsuelo granular competente para cimentación.

4.4.3 Etapa 3 (laboratorio)

Para realizar la evaluación de las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo, tanto en calicatas como en perforaciones, se realizaron los ensayos en laboratorio descritos a continuación.

4.4.3.1 Ensayo de granulometría

Para ello se utilizó como guía la norma ASTM D6913. Para hallar la masa retenida en cada tamiz y representarla como porcentaje de la masa total, se hizo pasar una muestra de suelo por una sucesión de tamices de aperturas variadas. A continuación, se calcularon el porcentaje de paso y los resultados de cada abertura de tamiz y se representaron gráficamente mediante una curva granulométrica. Por último, se determinaron los coeficientes de curvatura (Cc) y uniformidad (Cu).

4.4.3.2 Ensayo de límites de Atterberg

El procedimiento siguió la norma ASTM D4318. Una porción de la muestra se distribuyó en un vaso de bronce que se había dividido por la mitad utilizando una herramienta de ranurado, y el vaso se sujetó en un dispositivo mecánico común para permitir que la muestra fluyera como consecuencia de los impactos causados por las gotas repetidas. Este procedimiento se utilizó para estimar el límite líquido (LL). La masa de suelo se comprimió para generar el LP, y una pequeña cantidad de suelo plástico se enrolló con un hilo de 3,2 mm de diámetro hasta que el contenido de agua fue tan bajo que el hilo se rompió y no se pudo prensar y volver a enrollar. Por último, la diferencia entre LL y LP se utilizó para calcular el índice de consistencia.

4.4.3.3 Ensayo de contenido de humedad

Se hizo siguiendo lo establecido en la norma ASTM D2216. Se registró el peso de los recipientes de las muestras limpios y secos. A continuación, el recipiente que

contenía el material húmedo se introdujo en un horno para que se secara. El producto se secó hasta que alcanzó un volumen constante, con una temperatura del horno de $110^{\circ}\text{C} + 5^{\circ}\text{C}$, el tiempo necesario para conseguir una masa constante, el cual varió en función del tipo de material, el tamaño de la muestra, el tipo y la capacidad del horno y otras variables. El recipiente se sacó del horno cuando el material alcanzó un volumen uniforme. A continuación, se dejó enfriar el producto. Utilizando la misma balanza, se pesó tanto el recipiente como el producto seco.

4.4.3.4 Clasificación (SUCS ASTM D2487)

La categorización se basó en tres divisiones: suelos de grano grueso, de grano fino y altamente orgánicos. Estas clasificaciones se separaron en quince grupos fundamentales de suelos.

4.4.3.5 Clasificación (AASHTO D3282)

Inicialmente, se usó el tamiz N°200 para confirmar si el suelo era granular o limoso. A continuación, se confirmaron los tipos de suelo observando el porcentaje de cada tipo de suelo que pasaba por las mallas LL y LP, así como por las mallas N°40, N°10 y N°200 en la tabla de izquierda a derecha. Al final, se estableció el índice de grupo.

3.4.3.6 Ensayo de corte directo (ASTM 3080)

Para esta prueba se necesitaron una caja de corte, accesorios de carga, un pistón para compactar el suelo y equipo de laboratorio estándar. Inicialmente, se midieron y documentaron el peso, la altura y el diámetro de la muestra. Después se aplicó la carga estándar y se sometió la muestra a la fuerza estándar hasta que se asentó, lo que permitió la consolidación y el drenaje. Se obtuvieron datos del desplazamiento normal a medida que se desarrollaba el proceso de consolidación. A continuación, se aplicó la fuerza de corte cuando los indicadores de desplazamiento vertical y horizontal estaban a cero. El ensayo se llevó a cabo hasta que el diámetro original de la probeta se deformó un 10%. El desplazamiento en dirección horizontal fue de aproximadamente 0,13 mm/min. Al final de la prueba se sacó la probeta de la caja y se pesó para determinar el peso de los

sólidos. Otras tres muestras con diversas cargas normales se sometieron al mismo proceso.

Con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia mecánica de los suelos de fundación, se seleccionó un total de **17 muestras inalteradas y remoldeadas** provenientes de los cuatro sondajes exploratorios (S-LD-01 a S-LD-04). Estas muestras fueron sometidas a ensayos de corte directo (ASTM D-3080) , abarcando los diferentes estratos de arenas, limos y gravas identificados desde la superficie hasta una profundidad máxima de 30,00 m. Esta distribución aseguró una caracterización representativa de la variación estratigráfica bajo cada apoyo del puente (Estribos y pilares).

Tabla 27

Resumen de los ensayos de corte directo

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Profundidad	Clasificación SUCS	Ensayo corte directo n°
ED	S-LD-01	M-02	1,60 – 8,00	ML	1
		M-03	8,00 – 14,00	SP	2
		M-04	14,00 – 17,25	GM	3
		M-05	17,25 – 20,00	SM	4
		M-06	20,00 – 24,00	SP - SM	5
PD	S-LD-02	M-03	4,00 – 9,40	SP	1
		M-04	9,40 – 14,00	ML	2
		M-05	14,00 – 27,00	GP	3
		M-06	27,00 – 30,00	GM	4
PI	S-LD-03	M-02	2,00 – 18,00	SP	1
		M-03	18,00 – 26,00	GP	2
		M-04	26,00 – 27,20	SM	3
		M-05	27,20 – 30,00	GP - GM	4
EI	S-LD-04	M-02	2,00 – 15,00	GP	1
		M-03	15,00 – 20,00	SP	2
		M-04	20,00 – 28,30	GP - GM	3
		M-05	28,30 – 30,00	GC	4

Nota. Elaboración propia

Análisis de sales, sulfatos y cloruros en suelos

Para establecer la agresividad del suelo hacia el concreto y el acero de refuerzo, los resultados de la composición del suelo se compararán con los valores admisibles establecidos en las normas internacionales y nacionales; que se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28*Resumen de los límites permisibles*

Presencia en el suelo de:	p.p.m.	Grado de alteración
Sulfatos	0-1000	Leve
	1000-2000	Moderado
	2000-20,000	Severo
	>20,000	Muy Severo
Cloruros	>6,000	Perjudicial
Sales soluble totales	>15,000	Perjudicial

Nota. Elaboración propia

4.4.4 Etapa 4 (gabinete)

A partir de los datos recopilados, pasamos a evaluar los resultados, interpretar y correlacionar los resultados de los distintos estudios para definir los parámetros y determinar la capacidad portante y el potencial de licuefacción del suelo. A continuación, redactamos los debates en los que se discutieron los principales resultados y conclusiones con el fin de abordar los objetivos y las sugerencias para futuras investigaciones.

4.4.4.1 Cálculos del potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas

Se evaluó la licuación del suelo fundacional ante la presencia de material arenoso. Esta evaluación se realizó utilizando los registros del sondaje del SPT que se realizó en las estructuras de soporte del puente (estribos y pilar). Este fenómeno se manifiesta típicamente en superficies arenosas con presencia freática.

Este fenómeno, conocido como licuación, tiene lugar en suelos saturados, cuando todo el espacio vacío entre las partículas del suelo se ha llenado de agua. Sin embargo, la actividad sísmica puede elevar la presión del agua hasta el punto de hacer inútiles los esfuerzos de corte.

- **Esfuerzos cortantes cíclicos normalizados producidos por el sismo (CSR)**

Para el cálculo de los esfuerzos cortantes cíclicos normalizados promedios desarrollados en el campo debido a la ocurrencia de un terremoto se aplicó la siguiente fórmula:

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0,65 \left(\left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 49}$$

Donde:

- a_{max} : aceleración máxima en la superficie del terreno
- g : aceleración de la gravedad
- σ_d : esfuerzo cortante cíclico en la profundidad de dada
- σ'_v : esfuerzo vertical efectivo en la profundidad dada
- σ_v : esfuerzo vertical total en la profundidad dada
- r_d : factor de reducción del esfuerzo cortante
- z : profundidad en metros
- M : magnitud del sismo

Según Idriss (1999), el factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d) puede ser determinado mediante la siguiente formulación.

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)) \dots\dots\dots \text{Ecuación 50}$$

Donde:

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11,73} + 5,133 \right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen} \left(\frac{z}{11,28} + 5,142 \right)$$

Estas ecuaciones son aplicables hasta una profundidad de $z \leq 34$ m, mientras que, para profundidades mayores, Idriss definió la siguiente expresión.

$$r_d = 0,12 \exp(0,22M) \dots\dots\dots \text{Ecuación 51}$$

- Razón resistencia cíclica a la licuación (CRR)

Se desarrollaron curvas o ecuaciones para ajustar la relación CRR - (N₁)₆₀ a un valor o rango de la fracción de aletas, como se muestra en los ejemplos siguientes.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right)$$

.....Ecuación 52

Según Idriss y Boulanger (2004), (N₁)_{60CS} puede ser determinado por la siguiente formulación.

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}; \text{Ecuación 53}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{FC+0,01} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01} \right)^2 \right) \text{Ecuación 54}$$

Donde: FC es el contenido de finos en porcentaje.

Las correlaciones anteriores para CRR pueden extenderse a otros valores de magnitud de terremoto y estrés de sobrecarga efectivo mediante el uso de factores de corrección.

$$CRR_M = CRR_{M=7,5} \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha \text{Ecuación 55}$$

El factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d) puede ser determinado mediante la siguiente formulación.

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \times C_N \text{Ecuación 56}$$

Donde:

C_E corrección por eficiencia del tipo de martillo

Equipo	C _E
Martillo tipo cilindro	0,50 – 1,00
Martillo de seguridad	0,70 – 1,20
Martillo de cilindro automático	0,80 – 1,30

Se han propuesto varias relaciones para determinar C_N , Idriss y Boulanger (2004) propusieron la siguiente formulación, que es una modificación de la propuesta por Liao y Whitman (1986).

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v} \right)^m \leq 1,7 \dots \dots \dots \text{Ecuación 57}$$

Donde, m es un parámetro que depende de las propiedades de la arena y de la densidad relativa (Boulanger 2003b) y se puede estimar su valor mediante la siguiente formula.

$$m = 0,784 - 0,521 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \dots \dots \dots \text{Ecuación 58}$$

Los cálculos realizados se presentan en el anexo N°38, 42, 46 y 50.

4.4.4.2 Cálculos de la resistencia factorada y asentamiento

- Diseño de cimentaciones profundas y análisis de asentamientos

La metodología para el diseño de las cimentaciones del puente Las Damas se basó en un enfoque integral que combina la teoría de la mecánica de suelos con la ingeniería práctica. Para ello, se optó por el análisis de carga vertical y asentamiento elástico en pilotes, un método robusto y ampliamente aceptado en la comunidad geotécnica. La elección de este método se justifica por su capacidad para predecir con precisión el comportamiento de los pilotes bajo las cargas de servicio, garantizando que los asentamientos totales se mantengan por debajo de los límites admisibles para la superestructura del puente (en este caso, un límite máximo de 5,0 cm).

La implementación de este método se fundamentó en dos pilares principales:

Guía de diseño AASHTO-LRFD (2018): Se adoptó la metodología de diseño por factores de carga y resistencia de la AASHTO, un estándar de diseño para puentes a nivel internacional. Este enfoque garantiza un nivel de seguridad consistente en toda la estructura, considerando la variabilidad tanto de las cargas como de la resistencia del suelo.

Método de Kulhawy y Chen (2007) para cimentaciones profundas: Este método, específicamente diseñado para el análisis de pilotes, fue seleccionado por su capacidad para correlacionar la resistencia y el asentamiento de los pilotes con los resultados de ensayos de campo de uso común, como el Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

- Procedimiento de cálculos:

El procedimiento para determinar la capacidad de carga y el asentamiento elástico del pilote se realizó de manera iterativa, calculando los parámetros de diseño para cada metro de profundidad, desde la cota de inicio de cimentación hasta la longitud de prueba máxima. Los cálculos se basan en los valores del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y las propiedades del suelo de cada estrato.

Paso 1: Corrección de datos del SPT

El primer paso consistió en corregir los valores de campo del número de golpes (NSPT) para obtener el valor normalizado (N1)60. Esta corrección es esencial para eliminar la influencia de la presión de sobrecarga y la eficiencia del martillo en el ensayo.

Paso 2: Cálculo de la resistencia unitaria por punta (qp)

La resistencia unitaria de la punta del pilote se determinó utilizando la correlación de Kulhawy y Chen (2007) para suelos granulares. Esta fórmula utiliza directamente el valor normalizado del SPT:

$$q_p = C_p \cdot P_a \cdot (N_1)_{60} \cdot (100 D_r)^{\alpha} \dots \dots \dots \text{Ecuación 59}$$

Cp: Coeficiente de correlación empírico.

Pa: Presión atmosférica de referencia (101,3 kPa).

(N1)60: Número de golpes del SPT normalizado en la punta del pilote.

Dr: Densidad relativa del suelo.

α: Exponente empírico.

La resistencia total por punta (Qp) se calculó multiplicando la resistencia unitaria por el área de la punta del pilote (Ap):

$$Q_p = q_p \cdot A_p \dots \dots \dots \text{Ecuación 60}$$

Paso 3: Cálculo de la resistencia unitaria por fuste (qs)

La resistencia por fricción lateral unitaria se calculó para cada estrato a lo largo del fuste del pilote, utilizando una correlación que considera el esfuerzo efectivo de sobrecarga (σ_v') y el número de golpes corregido ((N1)60). La fórmula propuesta por Kulhawy y Chen (2007) para suelos granulares es:

$$q_s = \beta \cdot \sigma_v' \cdot (10(N1)60)^{\alpha_s} \dots \dots \dots \text{Ecuación 61}$$

β : Coeficiente empírico dependiente del tipo de suelo.

σ_v' : Esfuerzo vertical efectivo en el punto medio del estrato.

α_s : Exponente empírico.

La resistencia total por fuste (Q_s) es la sumatoria de las resistencias unitarias en cada estrato multiplicada por el área del fuste de cada estrato:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n (q_{si} \cdot A_{si}) \dots \dots \dots \text{Ecuación 62}$$

Paso 4: Determinación de la resistencia nominal (Q_n)

La resistencia nominal total del pilote se obtuvo sumando las resistencias calculadas en los pasos 2 y 3:

$$Q_n = Q_s + Q_p \dots \dots \dots \text{Ecuación 63}$$

Paso 5: Cálculo de resistencia factorada (Q_R)

Constituye la capacidad de carga segura de diseño utilizada en la metodología LRFD (*Load and Resistance Factor Design*).

$$Q_R = \phi Q_n \dots \dots \dots \text{Ecuación 64}$$

Paso 6: Cálculo del asentamiento elástico total (S_{total})

El asentamiento elástico se calculó para verificar que el movimiento de la cimentación estuviera por debajo del asentamiento máximo permisible (5,0 cm). El asentamiento total se descompuso en dos componentes: el asentamiento debido a la deformación del fuste ($S_{fricción}$) y el asentamiento en la punta (S_{punta}).

$$S_{total} = S_{fricción} + S_{punta} \dots \dots \dots \text{Ecuación 65}$$

Asentamiento por fricción ($S_{\text{fricción}}$): Este asentamiento se calculó considerando la deformación del fuste del pilote debido a la carga transmitida por la fricción lateral. La fórmula general es:

$$S_{\text{fricción}} = A_{\text{pilote}} \cdot E_{\text{pilote}} (Q_{s\text{promedio}} \cdot L_s) \dots \dots \dots \text{Ecuación 66}$$

$Q_{s\text{promedio}}$: Carga promedio en el fuste.

L_s : Longitud del fuste.

A_{pilote} : Área de la sección transversal del pilote.

E_{pilote} : Módulo de elasticidad del concreto del pilote.

Asentamiento por punta (S_{punta}): Este asentamiento se calculó considerando la deformación del suelo bajo la punta del pilote.

$$S_{\text{punta}} = B \cdot E_{\text{suelo}} (Q_p) \dots \dots \dots \text{Ecuación 67}$$

Q_p : Carga en la punta del pilote.

B : Diámetro del pilote.

E_{suelo} : Módulo de elasticidad del suelo en la punta (obtenido a partir de la correlación con $(N1)60$).

Paso 7: Verificación de criterios de diseño

Finalmente, los valores de Q_R

y S_{total} se compararon con los criterios de diseño de la AASHTO y el asentamiento máximo permisible. El procedimiento se repitió para diferentes profundidades del pilote hasta encontrar una configuración que cumpliera con todos los requisitos de seguridad y servicio.

El procedimiento de cálculo de la resistencia factorada y asentamiento permitió definir con precisión la capacidad portante de las cimentaciones profundas del puente Las Damas. Se aplicó el método de Kulhawy y Chen (2007), corrigiendo previamente los valores del SPT y determinando la resistencia por punta y fuste, obteniéndose la resistencia nominal y posteriormente la resistencia factorizada bajo la metodología AASHTO-LRFD.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas

5.1.1 Resultados de ensayos geofísicos y laboratorio

5.1.1.1 Resultados de ensayos geofísicos

Se han realizado experimentos de exploración sísmica, como el de refracción sísmica y el de ondas superficiales multicanal (MASW), para conocer mejor el interior de la Tierra.

a. Resultados de refracción sísmica

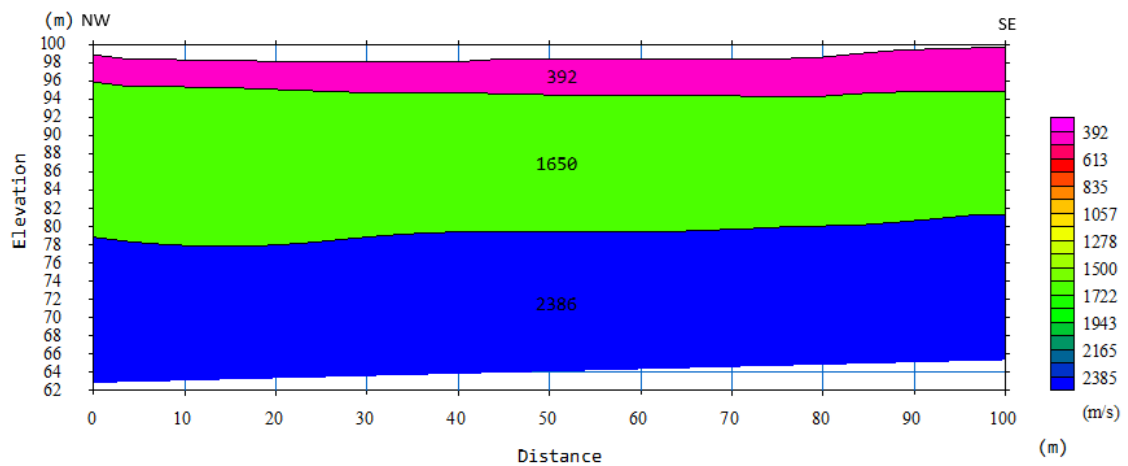
Se presentan los resultados del ensayo de refracción sísmica, el cual no se ejecutó de manera puntual en cada elemento, sino que abarcó una sección definida en longitud y profundidad. En la Tabla 17, ubicada en el acápite 4.4.2.1, se define que cada ensayo tiene una longitud de 100 sobre el eje del puente y 100 metros el eje del río, además de las coordenadas correspondientes al inicio y final de cada línea de exploración. Asimismo, la ubicación de las líneas ensayadas se muestran en la Figura 23, denominada “Plano integrado de exploraciones — Puente Las Damas”, incluida en el acápite 4.4.2.3.

Ello se sustenta en que el objetivo del estudio geofísico no fue obtener mediciones puntuales bajo cada elemento estructural (estribo derecho, pilar derecho, estribo izquierdo y pilar izquierdo), sino caracterizar el comportamiento global del macizo de cimentación a lo largo de la estructura, definiendo la geometría de estratos y el contraste de velocidades sísmicas en una sección representativa en longitud y profundidad. Bajo criterios de ASTM D5777 y práctica geotécnica para puentes, no se realizaron ensayos puntuales en cada elemento estructural, ya que las líneas continuas permiten obtener un perfil 2D integral de la zona de influencia de todos los apoyos, asegurando información suficiente, representativa y eficiente frente a restricciones operativas y condiciones relativamente continuas del depósito aluvial.

En las Figuras 24 y 25 se muestran los perfiles sísmicos de las líneas de longitud y profundidad mencionadas, respectivamente.

Figura 24

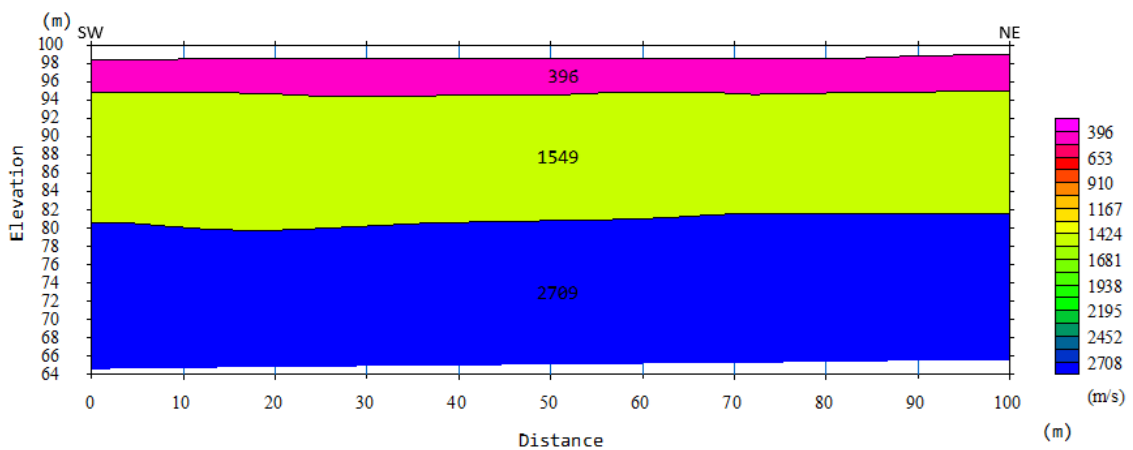
Perfil sísmico LS-LD-1, línea de 100,0 metros sobre eje del puente



Nota. Elaboración propia.

Figura 25

Perfil sísmico LS-LD-2, línea de 100,0 metros aguas arriba eje del río



Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 29, se presenta un resumen de los resultados del tratamiento de los datos de campo del ensayo de refracción sísmica de las líneas sísmicas exploradas en el puente.

Tabla 29*Resumen de los resultados de los ensayos de refracción sísmica*

Puente	Perfil sísmico	Nº capa	Espesor (m)	Vp (m/s)	Descripción
Las Damas	LS-LD-1	Capa 1	3,00 – 5,00	392	Aluvial suelto
		Capa 2	13,50 – 17,00	1650	Aluvial muy denso
		Capa 3	-	2386	Aluvial extremadamente denso o roca muy fracturada
	LS-LD-2	Capa 1	3,50 – 4,00	396	Aluvial suelto
		Capa 2	13,00 – 15,00	1549	Aluvial muy denso
		Capa 3	-	2709	Roca fracturada

Nota. Elaboración propia.**- Interpretación**

El estudio descubrió que las velocidades de las ondas longitudinales (Vp) varían hasta 2709 m/s. Además de acuerdo al lugar los estratos de suelo aluviales están constituidos en su primera capa por material suelto, en su segunda capa por material muy denso y en la tercera capa el estrato está compuesto básicamente por roca fracturada. Para fines de cimentación se recomienda hacerlo a partir de los cinco metros en el estrato dos (aluvial muy denso) que presenta velocidades de onda primaria Vp ente 1549 y 1650 m/s.

b. Resultados de MASW

Se muestran los resultados del ensayo MASW que no se realizó de manera puntual en cada elemento, sino que se hizo en el centro del eje del puente Las Damas cuya ubicación se encuentra en la Tabla 18 que se encuentra en el acápite 4.4.2.1, además el plano de ubicación de este ensayo de muestra en la Figura 23 “Plano integrado de exploraciones — Puente Las Damas” que se encuentra en el acápite 4.4.2.3.

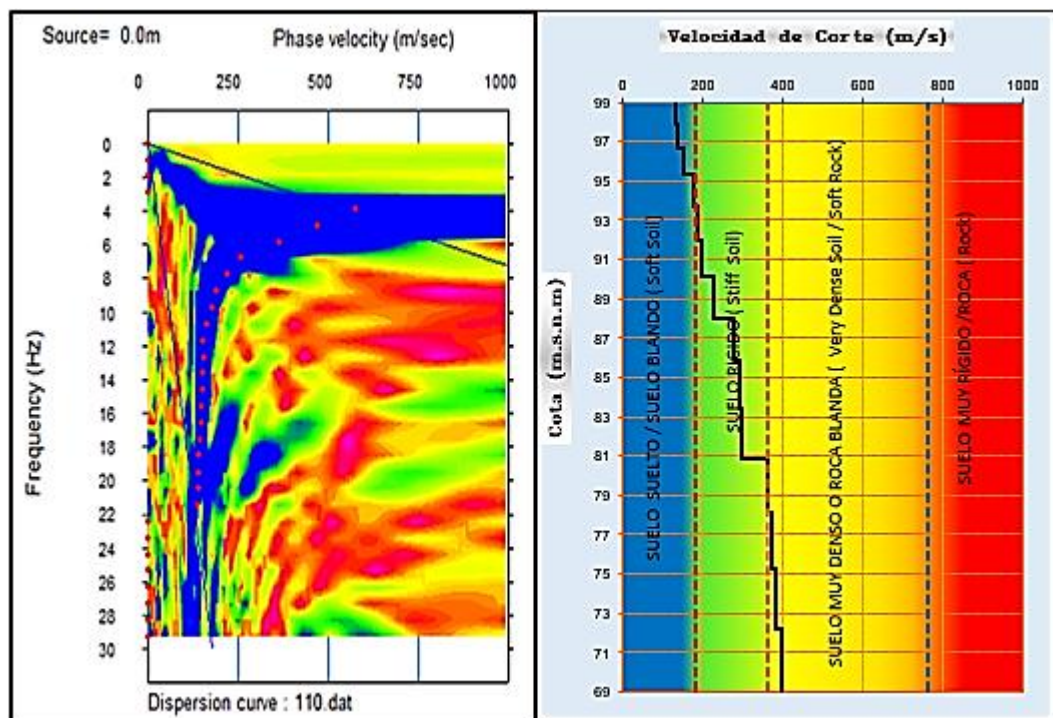
Este ensayo no se realizó de manera puntual en cada elemento estructural (estribo derecho, pilar derecho, estribo izquierdo y pilar izquierdo), debido a que la metodología MASW está orientada a obtener un perfil representativo continuo de velocidades de onda Vs que permita caracterizar el comportamiento dinámico del macizo de cimentación a nivel global, más que generar mediciones localizadas. Adicionalmente, se consideraron

restricciones técnicas y operativas asociadas al acceso, interferencias estructurales y seguridad durante la operación, por lo que la ejecución de múltiples ensayos en cada apoyo no resultaba eficiente frente a los beneficios técnicos obtenidos.

En la Figura 26 se muestran las curvas de dispersión y perfil unidimensional del centro del eje del puente anteriormente mencionado.

Figura 26

Curvas de dispersión y perfil unidimensional ensayo MASW



Nota. Elaboración propia.

En la Tabla 30 se presenta, en resumen, los resultados del ensayo MASW realizado en el centro del eje del puente Las Damas.

Tabla 30

Resumen de los resultados de ensayo MASW

Puente	MASW	Tipo de onda	Periodo fundamental T0 (s)	Vs 30 (m/s)	IBC	Tipo de suelo según IBC
Las Damas	MASW-LD-1	S	0,48	252	D	Suelo rígido

Nota. Elaboración propia.

- Interpretación

Este estudio determinó que las velocidades de las ondas de corte (V_s) varían hasta los 30,00 m de profundidad. Con lo cual, de acuerdo al código IBC (International Building Code) clasifica el estrato como suelo rígido.

De acuerdo a la norma E-030 (2018), las características del terreno para el puente Las Damas se ajustan mejor a la clasificación del suelo tipo S2; por lo tanto, los parámetros sísmicos del suelo, son los siguientes:

- Factor de zona $Z_4 = 0,45$ g
- Perfil del suelo tipo S2
- Período predominante $T_p = 0,6$ s
- Factor de amplificación del suelo $S = 1,05$

c. Parámetros de deformación

Las técnicas sísmicas permiten obtener la velocidad de propagación de las ondas sísmicas P (primarias) y de las ondas sísmicas S (secundarias). Con estos valores de velocidad de propagación de las ondas P y S (V_p y V_s) a través del terreno y los pesos volumétricos obtenidos se determina la relación de Poisson (ν), el Módulo de elasticidad dinámico (E_d), el Módulo de corte dinámico (G_d) de los suelos o macizos rocosos.

Coefficiente de Poisson:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 68}$$

Módulo de Corte:

$$G_d = \gamma V_s^2 \dots\dots\dots \text{Ecuación 69}$$

(γ = densidad del terreno)

Módulo de Young:

$$E_d = 2.G_d(1 + \mu) \dots\dots\dots \text{Ecuación 70}$$

Módulo Volumétrico:

$$K_d = \frac{E_d}{3.(1 - 2\mu)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 71}$$

Utilizando las formulaciones planteadas líneas arriba y los resultados de las velocidades de ondas primarias Vp y ondas de corte Vs obtenidos de los ensayos geofísicos (sísmicas de refracción y MASW) se obtiene los módulos de elásticos de los estratos, el cual se presenta un resumen en la siguiente tabla:

Tabla 31

Parámetros de deformación

Puente	Línea sísmica y MASW	Velocidades		Densidad (T/m ³)	Poisson v	Módulo de corte dinámico	Modulo elástico dinámico	Modulo elástico estático	
		Vp (m/s)	Vs (m/s)			Gd (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ee (kN/m ²)	Ee (kg/cm ²)
Las Damas	LS-LD-1	392	150	1,6	0,4	36735	102857	5143	52
	y	1650	298	1,8	0,37	163109	446920	29795	304
	MASW-LD-1	2386	372	2	0,32	282416	745579	74558	761

Nota. Elaboración propia.

5.1.1.2 Resultados de ensayos de laboratorio

Se han realizado ensayos de laboratorio de clasificación de suelos, de los testigos de excavación y testigos de perforación los cuales fueron realizados de acuerdo a las normas estandarizadas nacionales como internacionales como son:

- Análisis granulométrico de suelo por tamizado
- Límites de Atterberg
- Contenido de humedad de suelo
- Contenido de sales solubles en agregados
- MTC E 107 – 2000 y ASTM 422-63-02
- MTC E 110 Y 111-ASTM D 4318-05
- MTC E 108 – 2000 y ASTM D 2216-05
- MTC E 219

- **Resultados de ensayos de laboratorio calicatas geotécnicas**

Tabla 32

Resumen de ensayos de laboratorio estándar calicatas geotécnicas

Estribo y/o Pilar	Muestra	Profundidad	Humedad %	% Granulometría			Límites de Atterberg			Clasificación		
				%Grava	%Arena	%Fino	L.L.	L.P.	I.P.	SUCS	AASHTO	
ED	CG-LD-1/M1	0,00 – 1,50	5,7	41,9	36,3	21,8	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0
	CG-LD-1/M2	1,50 – 3,00	6,9	0	32,8	67,2	34	24	10	ML	A-4	6
PD	CG-LD-2/M1	0,00 – 3,00	5	40,3	51,1	8,6	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-a	0
PI	CG-LD-3/M1	0,00 – 1,50	5,2	63,5	33,2	3,3	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
	CG-LD-3/M2	1,50 – 3,00	10	47,4	48,7	3,9	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-a	0
EI	CG-LD-4/M1	0,00 – 3,00	8,3	11,4	54,9	33,7	N.P.	N.P.	N.P.	SM	A-2-4	0

Nota. Elaboración propia.

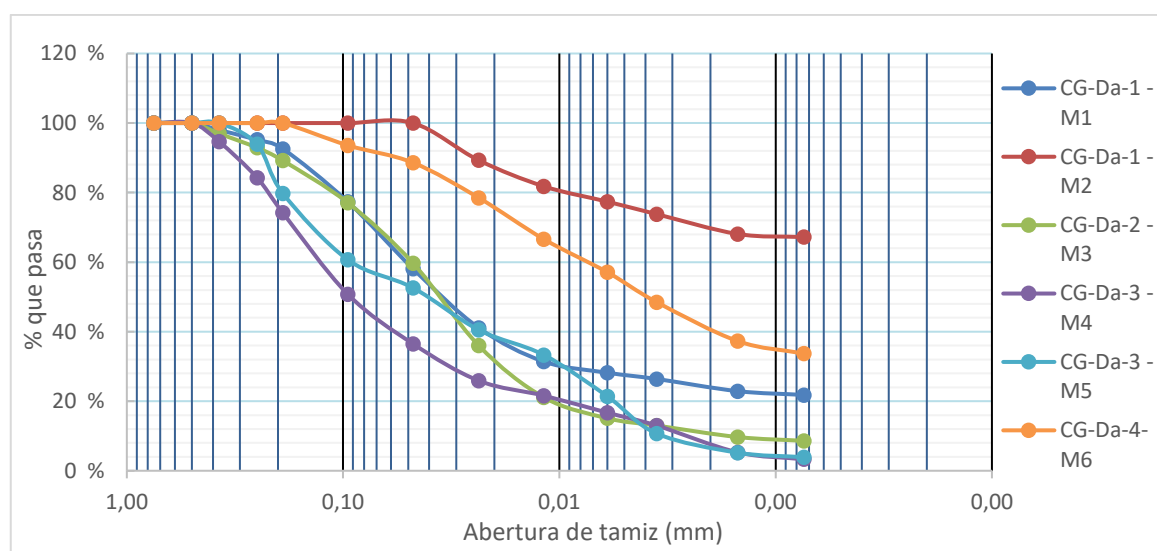
En la Tabla 30 se presentó un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio, donde respecto a su clasificación AASHTO, hubo presencia de suelos A-1-a (0), A-1-b (0), A-2-4 (0); es decir, estuvieron conformados principalmente por gravas y arenas con presencia mínima de finos que pasan la malla 200 y con calidad desde excelente a buena, a excepción de la muestra M-02 que correspondió a un suelo regular a malo por su carácter limoso. Asimismo, según la clasificación SUCS, se observó que los suelos fueron predominantemente granulares, evidenciándose gravas y arenas con finos y limos no plásticos. Estos resultados indicaron que los suelos superficiales presentaron adecuada capacidad de soporte y buen comportamiento drenante, lo cual favoreció el desempeño geotécnico frente a cargas estructurales. La baja plasticidad registrada reflejó una menor susceptibilidad a deformaciones volumétricas y problemas de expansividad. En conjunto, la caracterización confirmó que los materiales del entorno del puente Las Damas ofrecieron condiciones aceptables para cimentación, siempre que se considerara su variabilidad estratigráfica y los sectores puntuales con mayor contenido de finos.

a. Análisis granulométrico (MTC E 107 -2016)

El análisis granulométrico se obtuvo mediante el muestreo de 4 calicatas. En la primera calicata (del estribo derecho) se lograron 2 muestras (M-01 y M-02), la muestra M-01 fue obtenida de una profundidad de 1,50, mientras la muestra M-02 se obtuvo a una profundidad de 3,00 m. En la segunda calicata (del pilar derecho) se extrajo 1 muestra (M-03) a una profundidad de 3,00 m. Las muestras (M-04 y M-05) se registraron de la tercera calicata (del pilar izquierdo), a profundidades de 1,50 m y 3,00 m respectivamente. Finalmente, la muestra (M-06) se extrajo de la cuarta calicata (del estribo izquierdo) a una profundidad de 3,00 m.

Figura 27

Curvas granulométricas obtenidas de 6 puntos de muestreo

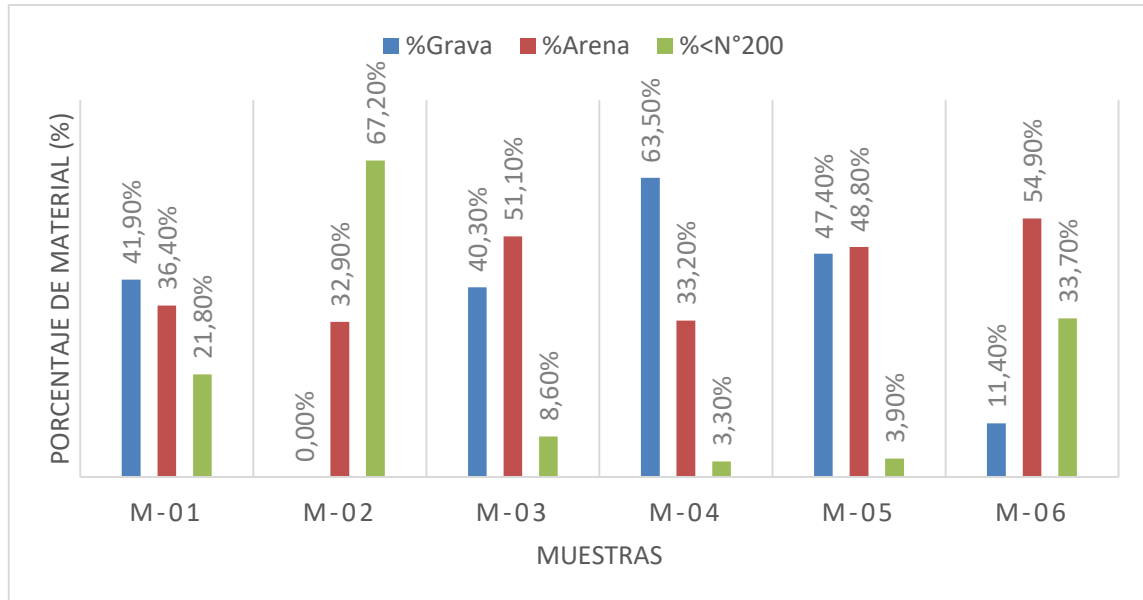


Nota. Elaboración propia

En la Figura 27 se pueden apreciar las curvas granulométricas, evidenciando que las 6 curvas presentan distintas tendencias en cuanto al porcentaje que pasa por los tamices. Siendo la muestra 2 la que se acerca más a los diámetros pequeños, es decir, hay mayor presencia de finos a menor profundidad en la calicata del estribo 1 y la muestra 4 la que se acerca a los diámetros más grandes, es decir el suelo es más grueso a menor profundidad en la calicata del pilar 2. Estas características distintas pueden afectar propiedades importantes del suelo, como la permeabilidad, la retención de agua, la capacidad de drenaje, compactación, entre otros.

Figura 28

Porcentajes de grava, arena y finos de las 6 muestras



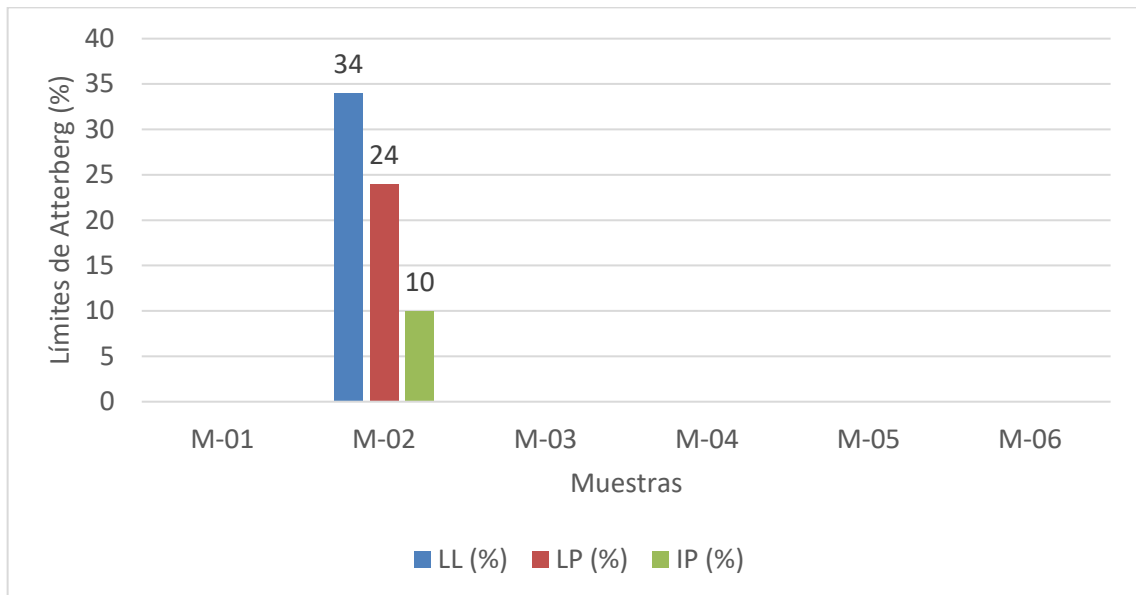
Nota. Elaboración propia

El análisis granulométrico que se aplicó a las 6 muestras arrojó el porcentaje de grava, arena y finos que presentan las muestras, por ello se ha representado en una gráfica que se encuentra en la Figura 28, donde se evidencia que en la M-01, la grava y la arena predominan debido a que se encuentran en porcentajes de 41,90% y 36,40% respectivamente; mientras que en la M-02 el material que predomina son los finos con un porcentaje de 67,20%, es decir, este es el suelo más propenso a asentarse y a absorber agua por la presencia de limos y arcillas, haciendo que la capacidad de carga del suelo sea menor. Luego le sigue la arena en porcentaje de 32,90%. En la M-03 la arena y la grava predominan en porcentajes de 51,10% y 40,30%, la M-04 tiene un gran porcentaje de gravas (63,50%), mientras que la arena se presenta en 33,20%. Asimismo, para la M-05 la arena y la grava son los materiales que se encuentran en mayores porcentajes (48,80% y 47,40%), finalmente la M-06 presenta una gran cantidad de arena (54,90%), además arena en porcentaje de 33,70%.

b. Límites de Atterberg (MTC E 110 y E 111 – 2016)

Figura 29

Límites de Atterberg de las 6 muestras



Nota. Elaboración propia.

Como se puede observar en la Figura 29, en cuanto a los límites de Atterberg solo la muestra M-02 presentó resultados de dicho ensayo debido a que las otras muestras no presentaron límite líquido ni límite plástico. La muestra M-02 presentó 34,00% en el límite líquido, siendo este mayor del límite permisible (25% según MTC E 110) y 24% en el límite plástico, en cuanto al índice de plasticidad se determinó un valor de 10%, siendo también mayor al máximo que establece la norma (6% máximo).

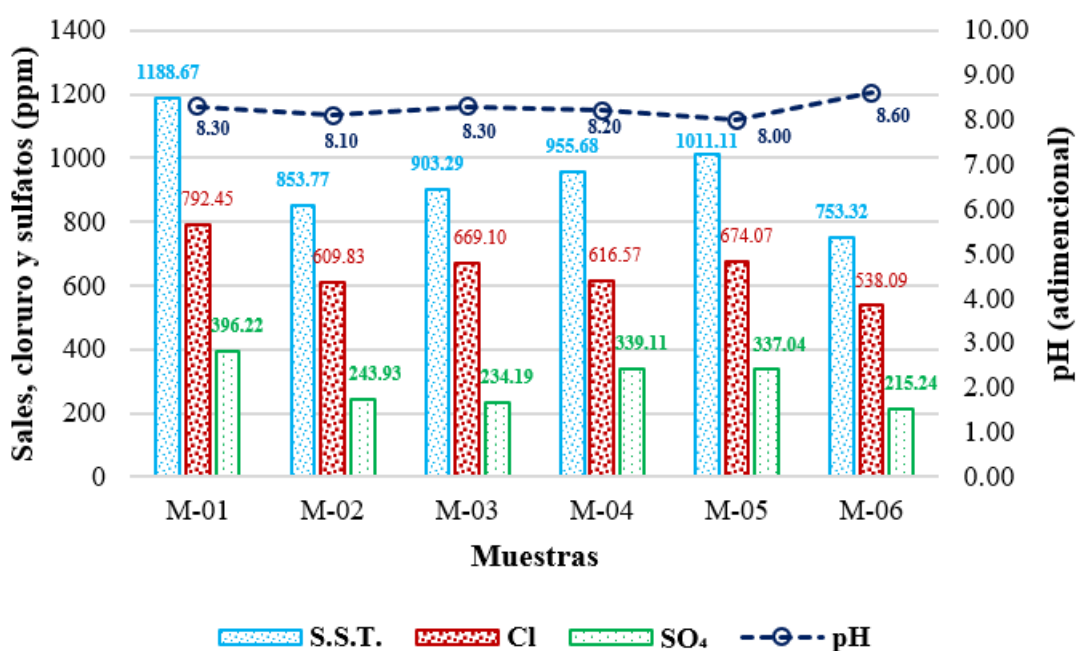
Lo anterior proviene del hecho de que se encontró mayor presencia de limos y arcillas lo que hacen que el suelo sea altamente compresible, lo que significa que pueden experimentar asentamientos significativos bajo cargas aplicadas. Esto será considerado al diseñar la cimentación para garantizar que los asentamientos sean aceptables y que la estructura del puente permanezca estable a largo plazo.

- **Resultados de propiedades químicas - calicatas geotécnicas**

a. Análisis de sales, sulfatos y cloruros en suelos

Figura 30

Sales, cloruros y sulfatos de las 6 muestras



Nota. Elaboración propia

En la Figura 30 se observa que en la muestra M-01 presentan el contenido de sales solubles totales más altos (S.S.T.) con 1188,67 ppm, lo mismo ocurrió con los cloruros (Cl) y sulfato (SO₄), evidenciando valores de 792,45 ppm y 396,22 ppm, mientras que en el pH dio a conocer un valor de 8,30. Lo contrario sucedió con la muestra M-06 donde presentó valores más bajos, en cuanto a las S.S.T. reportó 753,32 ppm, los Cl se presentaron en 538,09 ppm, los SO₄ en 215,24 ppm, mientras que en el pH el valor más alto fue 8,60.

El resumen de los resultados de las pruebas químicas se presenta en la Tabla 34 corresponden a las calicatas realizadas cerca a los estribos, los resultados obtenidos fueron comparados con los límites permisibles (Tabla 33) y se concluye lo siguiente:

Tabla 33

Resumen de ensayos de laboratorio estándar puente Las Damas – sondeos geotécnicos

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Prof.	Granulometría			Límites de Atterberg			Clasificación		
				%Grava	%Arena	%Finos	L.L.	L.P.	I.P.	SUCS	AASHTO	
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	44,8	35,9	19,3	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0
		M-02	1,60 – 8,00	0	44,6	55,4	31	24	7	ML	A-4	4
		M-03	8,00 – 14,00	28,7	68,2	3,1	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-a	0
		M-04	14,00 – 17,25	50,4	25,2	24,5	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0
		M-05	17,25 – 20,00	33,1	45,8	21	23	20	3	SM	A-1-b	0
		M-06	20,00 – 24,00	30,8	63,1	6,1	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0
		M-07	24,00 – 30,00	74,7	21,8	3,6	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	32,3	61,2	6,5	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0
		M-02	2,00 – 4,00	36,7	51,7	11,6	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0
		M-03	4,00 – 9,40	46,3	49,1	4,7	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-a	0
		M-04	9,40 – 14,00	1,2	27,3	71,5	30	23	7	ML	A-4	7
		M-05	14,00 – 27,00	59,1	37,7	3,2	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
		M-06	27,00 – 30,00	59,4	15	25,6	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0
EI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	61,3	34,2	4,5	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
		M-02	2,00 – 18,00	41,3	54,8	3,9	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-b	0
		M-03	18,00 – 26,00	56,7	38,6	4,7	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
		M-04	26,00 – 27,20	0	67,9	32,1	25	23	2	SM	A-2-4	0
		M-05	27,20 – 30,00	76,4	17,8	5,8	N.P.	N.P.	N.P.	GP - GM	A-1-a	0
PI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	13,3	54,2	32,5	20	17	3	SM	A-2-4	0
		M-02	2,00 – 15,00	50,6	45,2	4,1	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0
		M-03	15,00 – 20,00	38	57,3	4,8	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-b	0
		M-04	20,00 – 28,30	59,7	34,4	5,9	N.P.	N.P.	N.P.	GP - GM	A-1-a	0
		M-05	28,30 – 30,00	57,5	19	23,5	23	16	7	GC	A-2-4	0

Nota. Elaboración propia.

- Resultados de propiedades químicas – muestras de sondeos geotécnicos

Tabla 34

Análisis químico de suelo del puente Las Damas

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Prof.	Clasificación			Sales solubles (%)	Cloratos (%)	Sulfatos (%)
				SUCS	AASHTO				
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	GM	A-1-b	0	0,12	0,08	0,04
		M-02	1,60 – 8,00	ML	A-4	4	0,11	0,07	0,04
		M-03	8,00 –14,00	SP	A-1-a	0	0,17	0,12	0,05
		M-04	14,00 – 17,25	GM	A-1-b	0	0,11	0,07	0,03
		M-05	17,25 – 20,00	SM	A-1-b	0	0,17	0,11	0,05
		M-06	20,00 – 24,00	SP - SM	A-1-b	0	0,09	0,06	0,03
		M-07	24,00 – 30,00	GP	A-1-a	0	0,14	0,10	0,05
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	SP - SM	A-1-b	0	0,08	0,05	0,02
		M-02	2,00 – 4,00	SP - SM	A-1-b	0	0,12	0,08	0,04
		M-03	4,00 – 9,40	SP	A-1-a	0	0,10	0,07	0,03
		M-04	9,40 – 14,00	ML	A-4	7	0,16	0,11	0,05
		M-05	14,00 – 27,00	GP	A-1-a	0	0,09	0,06	0,03
		M-06	27,00 – 30,00	GM	A-1-b	0	0,14	0,09	0,04
PI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	GP	A-1-a	0	0,15	0,10	0,05
		M-02	2,00 – 18,00	SP	A-1-b	0	0,08	0,05	0,03
		M-03	18,00 – 26,00	GP	A-1-a	0	0,11	0,07	0,04
		M-04	26,00 – 27,20	SM	A-2-4	0	0,17	0,12	0,05
		M-05	27,20 – 30,00	GP - GM	A-1-a	0	0,09	0,06	0,03
EI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	SM	A-2-4	0	0,13	0,09	0,04
		M-02	2,00 – 15,00	GP	A-1-a	0	0,12	0,08	0,04
		M-03	15,00 – 20,00	SP	A-1-b	0	0,03	0,02	0,01
		M-04	20,00 – 28,30	GP - GM	A-1-a	0	0,01	0,01	0,00
		M-05	28,30 – 30,00	GC	A-2-4	0	0,10	0,07	0,03

Nota. Elaboración propia.

La Tabla 34 evidenció que los suelos del puente Las Damas fueron mayormente granulares y de buena calidad, según SUCS y AASHTO. Además, los bajos contenidos de sales, cloruros y sulfatos indicaron mínima agresividad química y condiciones favorables para las cimentaciones.

5.1.1.3 Ensayos especiales

Las pruebas de laboratorio para la clasificación y resistencia del suelo se realizaron de acuerdo con las directrices de la NTP, y las pruebas de corte directo se realizaron a diferentes profundidades de acuerdo con un logueo realizado para caracterizar los aspectos geotécnicos de los estratos en este estudio; los resultados de estas pruebas se presentan en la Tabla 35.

Tabla 35

Resumen de ensayos especiales puente Las Damas

Sondaje	Muestra	Profundidad	Clasificación		Cohesión	(θ)	Densidad (g/cm3)
			SUCS	AASHTO			
S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	GM	A-1-b	0	-	-
	M-02	1,60 – 8,00	ML	A-4	4	0,27	15,0
	M-03	8,00 – 14,00	SP	A-1-a	0	0,06	29,6
	M-04	14,00 – 17,25	GM	A-1-b	0	0,11	28,2
	M-05	17,25 – 20,00	SM	A-1-b	0	0,12	26,4
	M-06	20,00 – 24,00	SP - SM	A-1-b	0	0,04	28,4
	M-07	24,00 – 30,00	GP	A-1-a	0	-	-
S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	SP - SM	A-1-b	0	-	-
	M-02	2,00 – 4,00	SP - SM	A-1-b	0	-	-
	M-03	4,00 – 9,40	SP	A-1-a	0	0,10	29,8
	M-04	9,40 – 14,00	ML	A-4	7	0,23	17,7
	M-05	14,00 – 27,00	GP	A-1-a	0	0,04	31,4
	M-06	27,00 – 30,00	GM	A-1-b	0	0,18	27,7
S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	GP	A-1-a	0	-	-
	M-02	2,00 – 18,00	SP	A-1-b	0	0,08	28,3
	M-03	18,00 – 26,00	GP	A-1-a	0	0,02	30,2
	M-04	26,00 – 27,20	SM	A-2-4	0	0,07	29,5
	M-05	27,20 – 30,00	GP - GM	A-1-a	0	0,05	30,4
S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	SM	A-2-4	0	-	-
	M-02	2,00 – 15,00	GP	A-1-a	0	0,08	32,2
	M-03	15,00 – 20,00	SP	A-1-b	0	0,09	28,3
	M-04	20,00 – 28,30	GP - GM	A-1-a	0	0,04	31,1
	M-05	28,30 – 30,00	GC	A-2-4	0	0,16	26,5

Nota. Elaboración propia.

De los resultados de la Tabla 35 se puede interpretar que las fuerzas de cohesión más altas lo presentaron los suelos de la M-02 y M04 de los sondeos S-LD-01 y S-LD-02, respectivamente, lo cual quiere decir que estos suelos son más resistentes al corte. Por

otro lado, las muestras M-02 Y M-05 de los sondeos S-LD-04 y S-LD-02, respectivamente, presentaron mayores valores del ángulo de fricción es decir mayor será la resistencia al corte del suelo causada por la fricción entre los granos de suelo. Por último, los suelos más densos coinciden con los que tienen mayores valores de ángulos de fricción lo que refleja su relación directa.

5.2 Resumen de características geotécnicas del suelo de cimentación del puente Las Damas

Para la determinación de las características geotécnicas de los suelos de fundación, donde se emplazará las estructuras del puente Las Damas, se tomó en cuenta los resultados obtenidos con los ensayos geofísicos, ensayos de laboratorio y principalmente, los resultados obtenidos de los sondeos geotécnicos y ensayos SPT.

5.2.1 Características químicas

En este acápite se presentaron las características químicas de los suelos del puente Las Damas, evaluadas con la finalidad de determinar su condición frente a la durabilidad de las estructuras proyectadas. Para ello, se tomaron muestras representativas de los sondeos geotécnicos ejecutados en estribos y pilas, a diferentes profundidades previamente definidas según la estratigrafía obtenida en campo. Estas muestras fueron sometidas a análisis de laboratorio conforme a las normas vigentes, determinándose parámetros químicos relevantes asociados al contenido de sales solubles totales, cloruros y sulfatos presentes en el suelo. Asimismo, se realizó la clasificación de los suelos utilizando los sistemas SUCS y AASHTO, con el fin de identificar el tipo de material correspondiente a cada tramo evaluado. Con base en los resultados obtenidos, se estableció el grado de agresividad del suelo hacia el concreto y hacia elementos de acero de la cimentación. De igual manera, se determinó el tipo de cemento recomendado de acuerdo con la normativa, en función de las condiciones químicas identificadas. Toda esta información fue organizada y consolidada en la Tabla 36, donde se resume de manera ordenada la procedencia de las muestras, su clasificación, los parámetros químicos ensayados, el grado de agresividad y la correspondiente recomendación de tipo de cemento para el diseño de la estructura.

Tabla 36

Resultados de las características químicas de los suelos – puente Las Damas

Estribo y/o Pilar	Sondaje	Muestra	Prof.	Clasificación		Concentración química			Grado de agresividad al concreto	Grado de agresividad al acero	Tipo de cemento	
						Sales solubles	Cloratos	Sulfatos				
				SUCS	AASHTO	(%)	(%)	(%)				
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	GM	A-1-b	0	0,12	0,08	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-02	1,60 – 8,00	ML	A-4	4	0,11	0,07	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-03	8,00 – 14,00	SP	A-1-a	0	0,17	0,12	0,05	Leve	Leve	Tipo I
		M-04	14,00 – 17,25	GM	A-1-b	0	0,11	0,07	0,03	Leve	Leve	Tipo I
		M-05	17,25 – 20,00	SM	A-1-b	0	0,17	0,11	0,05	Leve	Leve	Tipo I
		M-06	20,00 – 24,00	SP - SM	A-1-b	0	0,09	0,06	0,03	Leve	Leve	Tipo I
		M-07	24,00 – 30,00	GP	A-1-a	0	0,14	0,10	0,05	Leve	Leve	Tipo I
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	SP - SM	A-1-b	0	0,08	0,05	0,02	Leve	Leve	Tipo I
		M-02	2,00 – 4,00	SP - SM	A-1-b	0	0,12	0,08	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-03	4,00 – 9,40	SP	A-1-a	0	0,10	0,07	0,03	Leve	Leve	Tipo I
		M-04	9,40 – 14,00	ML	A-4	7	0,16	0,11	0,05	Leve	Leve	Tipo I
		M-05	14,00 – 27,00	GP	A-1-a	0	0,09	0,06	0,03	Leve	Leve	Tipo I
		M-06	27,00 – 30,00	GM	A-1-b	0	0,14	0,09	0,04	Leve	Leve	Tipo I
PI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	GP	A-1-a	0	0,15	0,10	0,05	Leve	Leve	Tipo I
		M-02	2,00 – 18,00	SP	A-1-b	0	0,08	0,05	0,03	Leve	Leve	Tipo I
		M-03	18,00 – 26,00	GP	A-1-a	0	0,11	0,07	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-04	26,00 – 27,20	SM	A-2-4	0	0,17	0,12	0,05	Leve	Leve	Tipo I
		M-05	27,20 – 30,00	GP - GM	A-1-a	0	0,09	0,06	0,03	Leve	Leve	Tipo I
EI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	SM	A-2-4	0	0,13	0,09	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-02	2,00 – 15,00	GP	A-1-a	0	0,12	0,08	0,04	Leve	Leve	Tipo I
		M-03	15,00 – 20,00	SP	A-1-b	0	0,03	0,02	0,01	Leve	Leve	Tipo I
		M-04	20,00 – 28,30	GP - GM	A-1-a	0	0,01	0,01	0,00	Leve	Leve	Tipo I
		M-05	28,30 – 30,00	GC	A-2-4	0	0,10	0,07	0,03	Leve	Leve	Tipo I

Nota. Elaboración propia.

- Interpretación del análisis químico

En general, todos los puntos de muestreo (ED, PD, PI, EI) muestran contenidos de sales, cloruros y sulfatos bajos a muy bajos.

- El contenido máximo de sulfatos es 0,05%, lo que cae en la categoría de exposición Insignificante según la NTP E.060.

- El contenido máximo de cloruros es 0,11%. Si bien es bajo, su impacto debe considerarse para la corrosión del acero.
- El contenido máximo de sales solubles totales es 0,17%, lo cual es un valor bajo para la mayoría de los suelos.

- ***Interpretación de la agresividad del terreno y recomendación de cemento***

La NTP E.060 (Capítulo 4: Requisitos de durabilidad, Sección 4.3 Exposición a sulfatos) establece los siguientes rangos para el sulfato soluble en agua en el suelo:

Tabla 37

Clasificación del grado de exposición a sulfatos (NTP E.060)

Grado de exposición	SO ₄ en el suelo (% en peso)	Tipo de cemento recomendado
Insignificante	≤0,10	No aplica requisito especial
Moderada	0,10<SO ₄ ≤0,20	Tipo II, IP(MS), IS(MS)
Severa	0,20<SO ₄ ≤2,00	Tipo V
Muy Severa	>2,00	Tipo V + Puzolana*

Nota. Tomado de NTP E.060 – RNE (2018).

Comparando el valor máximo encontrado con la tabla de la NTP E.060:

- Valor máximo de sulfatos (SO₄) en el suelo: 0,05%
- Rango de exposición: 0,05% ≤0,10%

El contenido de sulfatos en el suelo se encuentra en el rango de exposición “Insignificante”.

Por lo tanto, según la NTP E.060, no se requiere un cemento especial resistente a los sulfatos. Se podría utilizar un Cemento Portland Tipo I o cualquier otro tipo de cemento que cumpla con los requisitos estructurales del proyecto.

Consideración adicional (cloruros): El máximo contenido de cloruros es 0,11%. Los cloruros son agentes corrosivos para el refuerzo (acero), y si bien 0,11% no parece excesivamente alto para la mayoría de las normas, la NTP E.060 también establece límites para el contenido de ion cloruro soluble en agua en el concreto final. Si se usara un cemento Tipo I, se debería asegurar que el contenido total de cloruros en la mezcla (agregados, agua, cemento) no exceda el límite establecido en la norma para la protección del acero.

5.2.2 Características físicas de los suelos – puente Las Damas

En este acápite se presentaron las características físicas de los suelos del puente Las Damas, obtenidas mediante ensayos geotécnicos en muestras de los sondeos ejecutados en estribos y pilas.

5.2.2.1 Resultados de la granulometría de los suelos – puente Las Damas

La información del ensayo de granulometría se organizó en la Tabla 38, donde se detalla la procedencia, profundidad y clasificación de los suelos según SUCS y AASHTO.

Tabla 38

Resultado de la granulometría y clasificación de suelos – puente Las Damas

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Prof. (m)	Granulometría			Clasificación		
				%Grava	%Arena	%Finos	SUCS	AASHTO	
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	44,8	35,9	19,3	GM	A-1-b	0
		M-02	1,60 – 8,00	0	44,6	55,4	ML	A-4	4
		M-03	8,00 – 14,00	28,7	68,2	3,1	SP	A-1-a	0
		M-04	14,00 – 17,25	50,4	25,2	24,5	GM	A-1-b	0
		M-05	17,25 – 20,00	33,1	45,8	21	SM	A-1-b	0
		M-06	20,00 – 24,00	30,8	63,1	6,1	SP - SM	A-1-b	0
		M-07	24,00 – 30,00	74,7	21,8	3,6	GP	A-1-a	0
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	32,3	61,2	6,5	SP - SM	A-1-b	0
		M-02	2,00 – 4,00	36,7	51,7	11,6	SP - SM	A-1-b	0
		M-03	4,00 – 9,40	46,3	49,1	4,7	SP	A-1-a	0
		M-04	9,40 – 14,00	1,2	27,3	71,5	ML	A-4	7
		M-05	14,00 – 27,00	59,1	37,7	3,2	GP	A-1-a	0
		M-06	27,00 – 30,00	59,4	15	25,6	GM	A-1-b	0
PI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	61,3	34,2	4,5	GP	A-1-a	0
		M-02	2,00 – 18,00	41,3	54,8	3,9	SP	A-1-b	0
		M-03	18,00 – 26,00	56,7	38,6	4,7	GP	A-1-a	0
		M-04	26,00 – 27,20	0	67,9	32,1	SM	A-2-4	0
		M-05	27,20 – 30,00	76,4	17,8	5,8	GP - GM	A-1-a	0
EI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	13,3	54,2	32,5	SM	A-2-4	0
		M-02	2,00 – 15,00	50,6	45,2	4,1	GP	A-1-a	0
		M-03	15,00 – 20,00	38	57,3	4,8	SP	A-1-b	0
		M-04	20,00 – 28,30	59,7	34,4	5,9	GP - GM	A-1-a	0
		M-05	28,30 – 30,00	57,5	19	23,5	GC	A-2-4	0

Nota. Elaboración propia.

– Interpretación de la granulometría del suelo de cimentación del puente Las Damas

Basado en los resultados granulométricos proporcionados para el estudio geotécnico de la cimentación de un puente, el análisis revela un perfil de suelo

notablemente heterogéneo con variaciones significativas en la composición de los estratos a lo largo de las profundidades y ubicaciones.

El cuadro combina los resultados del análisis de tamaño de partícula (granulometría) con la clasificación formal del suelo utilizando los sistemas SUCS y AASHTO.

- a) **Variabilidad en la composición:** Las muestras de suelo son una mezcla de diferentes proporciones de grava, arena y finos, que varían significativamente con la profundidad y la ubicación del sondeo. Por ejemplo, en el sondeo S-LD-01, la muestra M-01 (0,00 – 1,60 m) es una grava limosa (GM) con un 19.3% de finos, mientras que en la muestra M-02 (1,60 – 8,00 m), el contenido de finos se dispara al 55,4%, lo que la clasifica como un limo de baja plasticidad (ML).
- b) **Alternancia de suelos cohesivos y granulares:** El perfil del suelo alterna entre estratos de tipo granular (GP, SP) y estratos con una presencia significativa de finos (GM, SM, ML). En el sondeo S-LD-02, por ejemplo, se pasa de un suelo granular (SP - SM en M-01 y M-02) a un suelo fino (ML en M-04) y luego de nuevo a un suelo granular (GP en M-05).

5.2.2.2 Contenido de humedad y límites de Atterberg de los suelos – puente Las Damas

Se presentan los resultados del contenido de humedad natural y los límites de Atterberg obtenidos a partir de muestras extraídas de los diferentes sondeos realizados en estribos y pilas. Para ello, se ejecutaron ensayos de laboratorio conforme a normativa vigente, con el propósito de conocer el comportamiento plástico de los suelos. Toda esta información fue organizada en la Tabla 39, donde se detalló la procedencia de las muestras, profundidad y parámetros determinados para cada una.

Tabla 39

Resultados del contenido de humedad y límites de Atterberg de suelo puentes - Las Damas

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Prof. (m)	Contenido de humedad %	Límites de Atterberg		
					L.L.	L.P.	I.P.
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	4,6	N.P.	N.P.	N.P.
		M-02	1,60 – 8,00	5,7	31	24	7
		M-03	8,00 – 14,00	4,6	N.P.	N.P.	N.P.
		M-04	14,00 – 17,25	10,2	N.P.	N.P.	N.P.
		M-05	17,25 – 20,00	9,6	23	20	3
		M-06	20,00 – 24,00	8,8	N.P.	N.P.	N.P.
		M-07	24,00 – 30,00	10,9	N.P.	N.P.	N.P.
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	4,9	N.P.	N.P.	N.P.
		M-02	2,00 – 4,00	7,7	N.P.	N.P.	N.P.
		M-03	4,00 – 9,40	9,5	N.P.	N.P.	N.P.
		M-04	9,40 – 14,00	10,6	30	23	7
		M-05	14,00 – 27,00	6,9	N.P.	N.P.	N.P.
		M-06	27,00 – 30,00	9,3	N.P.	N.P.	N.P.
PI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	6,7	N.P.	N.P.	N.P.
		M-02	2,00 – 18,00	12,9	N.P.	N.P.	N.P.
		M-03	18,00 – 26,00	8,3	N.P.	N.P.	N.P.
		M-04	26,00 – 27,20	9,4	25	23	2
		M-05	27,20 – 30,00	10,2	N.P.	N.P.	N.P.
EI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	6,6	20	17	3
		M-02	2,00 – 15,00	8,1	N.P.	N.P.	N.P.
		M-03	15,00 – 20,00	6,6	N.P.	N.P.	N.P.
		M-04	20,00 – 28,30	9,6	N.P.	N.P.	N.P.
		M-05	28,30 – 30,00	12	23	16	7

Nota. Elaboración propia.

- **Interpretación de la caracterización de humedad y plasticidad para el puente Las Damas**

El análisis de laboratorio para el estudio geotécnico de la cimentación del puente Las Damas se centró en la determinación del contenido de humedad y de los límites de Atterberg de las muestras de suelo, proporcionando información esencial sobre su consistencia y comportamiento.

- a) **Contenido de humedad:** El contenido de humedad de las muestras extraídas se mantiene en un rango generalmente bajo, oscilando entre el 4,6% y el 12,9%. Estos valores sugieren que los estratos de suelo en el sitio están en condiciones secas a ligeramente húmedas. Un bajo contenido de humedad es favorable para la estabilidad de la cimentación, ya que reduce la probabilidad de cambios significativos en el volumen del suelo bajo condiciones normales de servicio.
- b) **Límites de Atterberg:** Los resultados de los límites de Atterberg (Límite Líquido - L.L., Límite Plástico - L.P., e Índice de Plasticidad - I.P.) son un indicador clave de la cohesividad del suelo. El análisis revela dos patrones principales:
- c) **Suelos no plásticos:** La mayoría de las muestras (indicadas con "N.P.") son no plásticas. Esto es una característica dominante en las capas de grava y arena. Un suelo no plástico no cambia de consistencia con las variaciones de humedad, lo que implica una alta estabilidad dimensional y un comportamiento favorable para la cimentación.
- d) **Suelos de baja plasticidad:** En las pocas muestras que sí presentan plasticidad (generalmente aquellas con un mayor contenido de finos), el índice de plasticidad (I.P.) es consistentemente bajo, variando entre 2 y 7. Esto clasifica a estos suelos como de baja plasticidad. Un bajo I.P. indica que, aunque el suelo tiene cierto grado de cohesión, su potencial de expansión o contracción por cambios en la humedad es mínimo, lo que reduce el riesgo de asentamientos o levantamientos perjudiciales para la estructura del puente.

5.2.2.3 Resultado de la densidad de los suelos – puente Las Damas

Se presentan los resultados de los ensayos de densidad realizados a muestras obtenidas de los distintos sondeos ejecutados en estribos y pilas del puente Las Damas. Para ello, se desarrollaron análisis de densidad en laboratorio y se contrastaron con la densidad geofísica correspondiente, siguiendo los procedimientos normativos establecidos. Toda esta información fue organizada en la Tabla 40, donde se detalló la procedencia de las muestras, profundidad, clasificación del suelo y los valores de densidad determinados.

Tabla 40

Resultado de la densidad de los suelos del puente Las Damas

Estribo y/o pilar	Sondaje	Muestra	Profundidad	Clasificación		Densidad laboratorio (g/cm ³)	Densidad geofísica (g/cm ³)
				SUCS	AASHTO		
ED	S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	GM	A-1-b	0	-
		M-02	1,60 – 8,00	ML	A-4	4	1,83
		M-03	8,00 – 14,00	SP	A-1-a	0	1,79
		M-04	14,00 – 17,25	GM	A-1-b	0	1,77
		M-05	17,25 – 20,00	SM	A-1-b	0	1,75
		M-06	20,00 – 24,00	SP - SM	A-1-b	0	1,7
		M-07	24,00 – 30,00	GP	A-1-a	0	-
PD	S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	SP - SM	A-1-b	0	-
		M-02	2,00 – 4,00	SP - SM	A-1-b	0	-
		M-03	4,00 – 9,40	SP	A-1-a	0	1,83
		M-04	9,40 – 14,00	ML	A-4	7	1,74
		M-05	14,00 – 27,00	GP	A-1-a	0	2,05
		M-06	27,00 – 30,00	GM	A-1-b	0	1,96
PI	S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	GP	A-1-a	0	-
		M-02	2,00 – 18,00	SP	A-1-b	0	1,74
		M-03	18,00 – 26,00	GP	A-1-a	0	2,06
		M-04	26,00 – 27,20	SM	A-2-4	0	1,78
		M-05	27,20 – 30,00	GP - GM	A-1-a	0	2,08
EI	S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	SM	A-2-4	0	-
		M-02	2,00 – 15,00	GP	A-1-a	0	2,01
		M-03	15,00 – 20,00	SP	A-1-b	0	1,71
		M-04	20,00 – 28,30	GP - GM	A-1-a	0	2,04
		M-05	28,30 – 30,00	GC	A-2-4	0	1,96

Nota. Elaboración propia.

- Interpretación de la densidad de suelo de cimentación del puente las Damas

Basado en los resultados de densidad del estudio geotécnico para la cimentación de un puente, el cuadro presenta una comparación entre la densidad obtenida en laboratorio y la densidad estimada a través de métodos geofísicos. La comparación, analizada por cada pilar o estribo, revela una correlación general, aunque con variaciones puntuales que son importantes para el diseño estructural.

Estribo derecho (ED) - Sondeo S-LD-01: En este sondeo, los datos de densidad demuestran una buena consistencia en los estratos profundos. La muestra M-03 (8,00 – 14,00 m), clasificada como arena (SP), muestra densidades muy cercanas (1,79 g/cm³ en laboratorio y 1,8 g/cm³ por método geofísico), lo que valida la uniformidad del suelo en esa zona. Sin embargo, la muestra M-05 (17,25 – 20,00 m), una arena limosa (SM), presenta una discrepancia notable con 1,75 g/cm³ en laboratorio y 2,0 g/cm³ en geofísica. Esta diferencia podría indicar una variación en la compacidad del suelo que el método geofísico captó de manera distinta a la muestra puntual, o bien un error de muestreo.

Pilar derecho (PD) - Sondeo S-LD-02: Los resultados en este pilar muestran una alta concordancia en las densidades medidas. La muestra M-03 (4,00 – 9,40 m), clasificada como arena (SP), asimismo, presenta densidades de 1,83 g/cm³ (laboratorio) y 1,8 g/cm³ (geofísica), lo que demuestra la fiabilidad de las mediciones en un suelo bien compactado. De manera similar, la muestra M-05 (14,00 – 27,00 m), una grava bien graduada (GP), tiene densidades de 2,05 g/cm³ y 2,0 g/cm³, respectivamente, confirmando un estrato con alta capacidad de carga en esa profundidad.

Pilar izquierdo (PI) - Sondeo S-LD-03: Este sondeo presenta la mayor variabilidad entre los resultados de laboratorio y geofísicos. Aunque la muestra profunda M-03 (18,00 – 26,00 m) de grava (GP) tiene una densidad de 2,06 g/cm³ en laboratorio y 1,8 g/cm³ en geofísica, la discrepancia más significativa se observa en la muestra M-04 (26,00 – 27,20 m). Aquí, el valor de laboratorio (1,78 g/cm³) es considerablemente menor que el geofísico (2,0 g/cm³). Esta diferencia puede ser indicativa de una capa de suelo con alta heterogeneidad, donde una muestra puntual de laboratorio no es completamente representativa de las propiedades masivas del estrato.

Estribo izquierdo (EI) - Sondeo S-LD-04: El análisis en este estribo muestra una buena correlación en las mediciones de densidad. Las muestras M-03 (15,00 – 20,00 m), una arena (SP), y M-04 (20,00 – 28,30 m), una grava-limo (GP - GM), presentan valores de laboratorio y geofísicos que son consistentemente cercanos. Por ejemplo, la

muestra M-04 tiene 2,04 g/cm³ en laboratorio y 2,0 g/cm³ por geofísica, lo que sugiere que las propiedades de densificación en esta área son uniformes y bien representadas por ambos métodos.

5.2.2.4 Resultado de la compacidad de los suelos – puente Las Damas

Los resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) son fundamentales para determinar las propiedades de un suelo. A continuación, se presenta un análisis de la compacidad del suelo para estribos y pilares del puente Las Damas, utilizando el valor corregido (N₁)₆₀ del SPT. Las características de compacidad (suelta, media, densa, etc.) se basan en un cuadro de correlación comúnmente aceptado en la ingeniería geotécnica, el cual fue desarrollado por autores como Terzaghi y Peck.

Tabla 41

Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas

Número de penetración estándar, (N ₁) ₆₀	Densidad relativa aproximada, Dr (%)
0–4	0–5 (Muy suelta)
4–10	5–30 (Suelta)
10–30	30–60 (Media)
30–50	60–95 (Densa)
>50	>95 (Muy densa)

Nota. Tomado de Das (2001).

Tabla 42

Relación entre el valor N corregido y la consistencia en suelos cohesivos

Consistencia	(N ₁) ₆₀ (Golpes/30 cm)
Muy Blanda	<2
Blanda	2 a 4
Media/Medianamente Firme	4 a 8
Firme	8 a 15
Muy Firme	15 a 30
Dura	>30

Nota. Tomado de Das (2001).

a. Cálculo de compacidad y/o consistencia estribo derecho puente Las Damas

Datos generales

Cota de terreno natural: 101,17 msnm

Profundidad del nivel freático: 2,00 m

Eficiencia del martillo: 60%

Métodos de cálculo

Método de corrección de CN : Liao y Whitman (1986)

Método de cálculo de ϕ : Kulhawy y Chen (2007)

Tabla 43

Cálculo de compacidad del estribo derecho del puente Las Damas

Z (m)	Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT									Compacidad
	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. Finos (%)	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C _E	CB	CR	CS	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	
1	GM	1,83	11	19,30	0,18	0,18	0,60	1,00	0,75	1,00	2,00	5	10	Firme
2	GM	1,83	10	19,30	0,37	0,37	0,60	1,00	0,75	1,00	1,81	5	8	Suelta
3	ML	1,83	10	55,40	0,55	0,45	0,60	1,00	0,80	1,00	1,74	5	8	Suelta
4	ML	1,83	13	55,40	0,73	0,53	0,60	1,00	0,85	1,00	1,68	7	11	Firme
5	ML	1,83	10	55,40	0,92	0,62	0,60	1,00	0,85	1,00	1,64	5	8	Suelta
6	ML	1,83	9	55,40	1,10	0,70	0,60	1,00	0,95	1,00	1,59	5	8	Suelta
7	ML	1,83	12	55,40	1,28	0,78	0,60	1,00	0,95	1,00	1,56	7	11	Firme
8	ML	1,83	18	55,4	1,46	0,86	0,60	1,00	0,95	1,00	1,52	10	16	Firme
9	SP	1,79	19	3,1	1,64	0,94	0,60	1,00	0,95	1,00	1,49	11	16	Firme
10	SP	1,79	22	3,10	1,82	1,02	0,60	1,00	1,00	1,00	1,47	13	19	Muy Firme
11	SP	1,79	25	3,10	2,00	1,10	0,60	1,00	1,00	1,00	1,44	15	22	Muy Firme
12	SP	1,79	29	3,10	2,18	1,18	0,60	1,00	1,00	1,00	1,42	17	25	Muy Firme
13	SP	1,79	33	3,10	2,36	1,26	0,60	1,00	1,00	1,00	1,40	20	28	Densa
14	SP	1,79	35	3,10	2,54	1,34	0,60	1,00	1,00	1,00	1,38	21	29	Densa
15	GM	1,77	36	24,50	2,72	1,42	0,60	1,00	1,00	1,00	1,36	22	29	Densa
16	GM	1,77	37	24,50	2,89	1,49	0,60	1,00	1,00	1,00	1,34	22	30	Densa
17	GM	1,77	37	24,50	3,07	1,57	0,60	1,00	1,00	1,00	1,32	22	29	Densa
18	SM	1,75	38	21,00	3,24	1,64	0,60	1,00	1,00	1,00	1,31	23	30	Densa
19	SM	1,75	42	21,00	3,42	1,72	0,60	1,00	1,00	1,00	1,29	25	33	Densa
20	SM	1,75	47	21,00	3,59	1,79	0,60	1,00	1,00	1,00	1,28	28	36	Densa
21	SP	1,70	51	6,10	3,76	1,86	0,60	1,00	1,00	1,00	1,27	31	39	Muy Densa
22	SP	1,70	51	6,10	3,93	1,93	0,60	1,00	1,00	1,00	1,25	31	38	Muy Densa
23	SP	1,70	52	6,10	4,10	2,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,24	31	39	Muy Densa
24	SP	1,70	53	6,10	4,27	2,07	0,60	1,00	1,00	1,00	1,23	32	39	Muy Densa
25	GP	1,70	53	3,60	4,44	2,14	0,60	1,00	1,00	1,00	1,22	32	39	Muy Densa
26	GP	1,70	54	3,60	4,61	2,21	0,60	1,00	1,00	1,00	1,21	32	39	Muy Densa
27	GP	1,70	55	3,60	4,78	2,28	0,60	1,00	1,00	1,00	1,20	33	40	Muy Densa
28	GP	1,70	56	3,60	4,95	2,35	0,60	1,00	1,00	1,00	1,19	34	40	Muy Densa
29	GP	1,70	56	3,60	5,12	2,42	0,60	1,00	1,00	1,00	1,18	34	40	Muy Densa
30	GP	1,70	57	3,60	5,29	2,49	0,60	1,00	1,00	1,00	1,17	34	40	Muy Densa

Nota. Elaboración propia.

A continuación, se detalla la compacidad obtenida para cada capa de suelo en el estribo derecho del puente Las Damas, basándose en la correlación del (N1)60:

Capas superficiales (0-8 metros)

Tipos de suelo: Se observa una alternancia. Inicialmente, a 1 metro, aparece limo de baja plasticidad (ML), luego se intercala con arena pobremente gradada (SP) en los primeros metros.

Valores de (N1)60: Los valores son bajos en general, oscilando entre 5 y 16.

Compacidad: La correlación indica que las capas superficiales se encuentran predominantemente en estado suelto a medio. Esto sugiere que esta zona tiene una capacidad de carga limitada y es susceptible a asentamientos.

Capas intermedias (9-14 metros)

Tipo de suelo: Principalmente arena pobremente gradada (SP).

Valores de (N1)60: Los valores se sitúan en un rango intermedio, entre 19 y 29.

Compacidad: La tabla clasifica este material con una compacidad media. Esto indica que el suelo en esta profundidad presenta una resistencia moderada.

Capas profundas (15-30 metros)

Tipos de suelo: Se observa una secuencia de grava limosa (GM), arena limosa (SM) y grava pobremente gradada (GP).

Valores de (N1)60: Los valores son significativamente altos, entre 30 y 40.

Compacidad: Estos valores elevados de (N1)60 indican un estado denso del material. Un suelo denso ofrece una alta resistencia al corte y una excelente capacidad portante, lo cual es muy favorable para la cimentación de la estructura.

Conclusiones para el estribo derecho del puente Las Damas

El perfil geotécnico en la ubicación del estribo derecho del puente Las Damas muestra una progresión de suelos con menor capacidad portante en superficie hacia capas más resistentes en profundidad. Las capas superiores (hasta aproximadamente 14 metros) presentan compacidad "Suelta" a "Media", lo que podría requerir consideraciones especiales si se opta por una cimentación superficial, como densificación del terreno o la excavación y reemplazo.

Sin embargo, las capas más profundas, a partir de los 15 metros, consisten en gravas y arenas limosas densas. Este estrato denso es ideal para el apoyo de cimentaciones, ya que proporciona una base sólida y confiable para soportar las cargas del estribo.

b. Cálculo de compacidad y/o consistencia pilar derecho puente Las Damas

Datos generales

Cota de terreno natural: 98,23 msnm

Profundidad del nivel freático: 0,00 m

Eficiencia del Martillo: 60%

Métodos de cálculo

Método de corrección de CN : Liao y Whitman (1986)

Método de Cálculo de ϕ : Kulhawy y Chen (2007)

Tabla 44

Cálculo de compacidad del pilar derecho del puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT					Corrección de N de SPT									Compacidad
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. finos (%)	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C _E	CB	CR	CS	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	
1	SP	1,83	6	6,5	0,183	0,083	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	3	5	Suelta
2	SP	1,83	6	6,5	0,366	0,166	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	3	5	Suelta
3	SP	1,83	7	11,6	0,549	0,249	0,60	1,0	0,80	1,0	1,94	3	7	Suelta
4	SP	1,83	7	11,6	0,732	0,332	0,60	1,0	0,85	1,0	1,84	4	7	Suelta
5	SP	1,83	8	4,7	0,915	0,415	0,60	1,0	0,85	1,0	1,77	4	7	Suelta
6	SP	1,83	8	4,7	1,098	0,498	0,60	1,0	0,95	1,0	1,71	5	8	Suelta
7	SP	1,83	7	4,7	1,281	0,581	0,60	1,0	0,95	1,0	1,65	4	7	Suelta
8	SP	1,83	6	4,7	1,464	0,664	0,60	1,0	0,95	1,0	1,61	3	6	Suelta
9	SP	1,83	8	4,7	1,647	0,747	0,60	1,0	0,95	1,0	1,57	5	7	Suelta
10	ML	1,74	9	71,5	1,821	0,821	0,60	1,0	1,00	1,0	1,54	5	8	Suelta
11	ML	1,74	24	71,5	1,995	0,895	0,60	1,0	1,00	1,0	1,51	14	22	Media
12	ML	1,74	11	71,5	2,169	0,969	0,60	1,0	1,00	1,0	1,48	7	10	Suelta
13	ML	1,74	22	71,5	2,343	1,043	0,60	1,0	1,00	1,0	1,46	13	19	Media
14	ML	1,74	36	71,5	2,517	1,117	0,60	1,0	1,00	1,0	1,44	22	31	Densa
15	GP	2,05	36	3,2	2,722	1,222	0,60	1,0	1,00	1,0	1,41	22	30	Media
16	GP	2,05	37	3,2	2,927	1,327	0,60	1,0	1,00	1,0	1,38	22	31	Media
17	GP	2,05	37	3,2	3,132	1,432	0,60	1,0	1,00	1,0	1,35	22	30	Media
18	GP	2,05	38	3,2	3,337	1,537	0,60	1,0	1,00	1,0	1,33	23	30	Media
19	GP	2,05	42	3,2	3,542	1,642	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	25	33	Densa
20	GP	2,05	47	3,2	3,747	1,747	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	28	36	Densa
21	GP	2,05	51	3,2	3,952	1,852	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	31	39	Densa
22	GP	2,05	51	3,2	4,157	1,957	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	31	38	Densa
23	GP	2,05	52	3,2	4,362	2,062	0,60	1,0	1,00	1,0	1,23	31	38	Densa
24	GP	2,05	53	3,2	4,567	2,167	0,60	1,0	1,00	1,0	1,21	32	39	Densa
25	GP	2,05	53	3,2	4,772	2,272	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	32	38	Densa
26	GP	2,05	54	3,2	4,977	2,377	0,60	1,0	1,00	1,0	1,18	32	38	Densa
27	GP	2,05	55	3,2	5,182	2,482	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	33	39	Densa
28	GM	1,96	56	3,6	5,378	2,578	0,60	1,0	1,00	1,0	1,16	34	39	Densa
29	GM	1,96	56	25,6	5,574	2,674	0,60	1,0	1,00	1,0	1,14	34	38	Densa
30	GM	1,96	57	25,6	5,770	2,770	0,60	1,0	1,00	1,0	1,13	34	39	Densa

Nota. Elaboración propia.

A continuación, se detalla la compacidad obtenida para cada capa de suelo en el pilar derecho del puente Las Damas, basándose en la correlación del (N1)60:

Capas superficiales (0-9 metros)

Tipo de suelo: arena pobremente gradada (SP).

Valores de (N1)60: Los valores son bajos, oscilando entre 3 y 5.

Compacidad: La correlación indica que estas capas se encuentran en un estado suelto. Un suelo suelto tiene una menor capacidad de carga y es más susceptible a asentamientos.

Capas intermedias (10-14 metros)

Tipo de suelo: limo de baja plasticidad (ML).

Valores de (N1)60: Los valores se sitúan en un rango intermedio, entre 11 y 14.

Compacidad: La tabla clasifica este material como de compacidad media. Aunque la correlación N-SPT es más precisa para suelos granulares, en este caso, se utiliza como un indicador de que el material presenta una resistencia intermedia.

Capas profundas (15-30 metros)

Tipo de suelo: grava pobremente gradada (GP) y grava limosa (GM).

Valores de (N1)60: Los valores son significativamente altos, entre 28 y 41.

Compacidad: Estos valores elevados de (N1)60 indican un estado denso del material. Un suelo denso ofrece una alta resistencia al corte y una excelente capacidad portante, lo cual es muy favorable para la cimentación de la estructura.

Conclusiones para el pilar derecho del puente Las Damas:

En resumen, el perfil geotécnico del pilar derecho del puente Las Damas revela una transición de suelos superficiales sueltos y de compacidad media a capas de grava profundas y densas, siendo estas últimas la zona óptima para el apoyo de una cimentación.

c. Cálculo de compacidad pilar izquierdo puente Las Damas

Datos generales

Cota de terreno natural: 98,59 msnm

Profundidad del nivel freático: 0,00 m

Eficiencia del martillo: 60%

Métodos de cálculo

Método de corrección de CN : Liao y Whitman (1986)

Método de cálculo de ϕ : Kulhawy y Chen (2007)

Tabla 45

Cálculo de compacidad del pilar izquierdo del puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT					Corrección de N de SPT								Compacidad	
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. finos (%)	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C _E	CB	CR	CS	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	
1	GP	1,74	4	4,50	0,17	0,07	0,60	1,00	0,75	1,00	2,00	2	4	Muy suelto
2	GP	1,74	4	4,50	0,35	0,15	0,60	1,00	0,75	1,00	2,00	2	4	Muy suelto
3	SP	1,74	4	3,90	0,52	0,22	0,60	1,00	0,80	1,00	1,98	2	4	Muy suelto
4	SP	1,74	6	3,90	0,70	0,30	0,60	1,00	0,85	1,00	1,88	3	6	Suelta
5	SP	1,74	6	3,90	0,87	0,37	0,60	1,00	0,85	1,00	1,81	3	6	Suelta
6	SP	1,74	7	3,90	1,04	0,44	0,60	1,00	0,95	1,00	1,74	4	7	Suelta
7	SP	1,74	8	3,90	1,22	0,52	0,60	1,00	0,95	1,00	1,69	5	8	Suelta
8	SP	1,74	10	3,90	1,39	0,59	0,60	1,00	0,95	1,00	1,65	6	9	Suelta
9	SP	1,74	12	3,90	1,57	0,67	0,60	1,00	0,95	1,00	1,61	7	11	Media
10	SP	1,74	22	3,90	1,74	0,74	0,60	1,00	1,00	1,00	1,57	13	21	Media
11	SP	1,74	25	3,90	1,91	0,81	0,60	1,00	1,00	1,00	1,54	15	23	Media
12	SP	1,74	29	3,90	2,09	0,89	0,60	1,00	1,00	1,00	1,51	17	26	Media
13	SP	1,74	33	3,90	2,26	0,96	0,60	1,00	1,00	1,00	1,49	20	29	Media
14	SP	1,74	35	3,90	2,44	1,04	0,60	1,00	1,00	1,00	1,46	21	31	Media
15	SP	1,74	36	3,90	2,61	1,11	0,60	1,00	1,00	1,00	1,44	22	31	Densa
16	SP	1,74	37	3,90	2,78	1,18	0,60	1,00	1,00	1,00	1,42	22	31	Densa
17	SP	1,74	38	3,90	2,96	1,26	0,60	1,00	1,00	1,00	1,40	23	32	Densa
18	SP	1,74	42	3,90	3,13	1,33	0,60	1,00	1,00	1,00	1,38	25	35	Densa
19	GP	2,06	47	4,70	3,34	1,44	0,60	1,00	1,00	1,00	1,35	28	38	Densa
20	GP	2,06	51	4,70	3,54	1,54	0,60	1,00	1,00	1,00	1,33	31	41	Densa
21	GP	2,06	51	4,70	3,75	1,65	0,60	1,00	1,00	1,00	1,31	31	40	Densa
22	GP	2,06	52	4,70	3,96	1,76	0,60	1,00	1,00	1,00	1,29	31	40	Densa
23	GP	2,06	53	4,70	4,16	1,86	0,60	1,00	1,00	1,00	1,27	32	40	Densa
24	GP	2,06	53	4,70	4,37	1,97	0,60	1,00	1,00	1,00	1,25	32	40	Densa
25	GP	2,06	54	4,70	4,57	2,07	0,60	1,00	1,00	1,00	1,23	32	40	Densa
26	GP	2,06	55	4,70	4,78	2,18	0,60	1,00	1,00	1,00	1,21	33	40	Densa
27	SM	1,78	56	32,10	4,96	2,26	0,60	1,00	1,00	1,00	1,20	34	40	Densa
28	GP	2,08	56	5,80	5,17	2,37	0,60	1,00	1,00	1,00	1,19	34	40	Densa
29	GP	2,08	57	5,80	5,37	2,47	0,60	1,00	1,00	1,00	1,17	34	40	Densa
30	GP	2,08	57	5,80	5,58	2,58	0,60	1,00	1,00	1,00	1,16	34	40	Densa

Nota. Elaboración propia.

A continuación, se detalla la compacidad obtenida para cada capa de suelo en el pilar izquierdo del puente Las Damas, basándose en la correlación del (N₁)₆₀:

Capas superficiales (0-8 metros)

Tipo de suelo: mayormente arena pobremente gradada (SP).

Valores de (N₁)₆₀: En las capas más superficiales (1-4 metros), los valores son extremadamente bajos, entre 2 y 6. Aumentan ligeramente a 7-9 entre 5 y 8 metros.

Compacidad: La correlación indica que las capas superiores (1-4 m) son muy sueltas, pasando a ser sueltas entre 5 y 8 metros. Un suelo muy suelto a suelto tiene una capacidad de carga muy limitada y es altamente propenso a sufrir grandes asentamientos y posibles licuefacciones en zonas sísmicas.

Capas intermedias (9-18 metros)

Tipo de suelo: principalmente arena pobremente gradada (SP).

Valores de (N1)60: Los valores se sitúan en un rango intermedio, entre 11 y 32.

Compacidad: La tabla clasifica este material con una compacidad media hasta los 14 metros, y luego pasa a ser densa a partir de los 15 metros. Esta transición indica un aumento gradual en la resistencia y densidad del suelo.

Capas profundas (19-30 metros)

Tipos de suelo: predominantemente grava pobremente gradada (GP), con una capa de arena limosa (SM) a 27 metros.

Valores de (N1)60: Los valores son consistentemente altos, entre 38 y 41.

Compacidad: Estos valores elevados de (N1)60 confirman un estado denso a muy denso del material. Un suelo denso en estas profundidades ofrece una excelente capacidad portante, lo cual es altamente favorable para el apoyo de cimentaciones profundas.

Conclusiones para el pilar izquierdo del puente Las Damas

El perfil geotécnico para el pilar izquierdo del puente Las Damas revela una situación crítica en las capas más superficiales, donde el suelo es muy suelto a suelto. Esta condición representa un desafío significativo para la estabilidad de cualquier cimentación superficial, requiriendo posiblemente mejoras sustanciales del terreno o el uso de cimentaciones profundas que ignoren estas capas débiles.

A partir de los 9 metros, la compacidad mejora gradualmente a "media" y luego a "densa" a partir de los 15 metros, consolidándose como "densa" en las profundidades mayores. Estas capas profundas de grava denso son altamente competentes y proporcionan una base excelente para el apoyo de cimentaciones profundas, como pilotes o micropilotes, que permitan transferir las cargas del pilar a estratos más firmes y resistentes.

d. Cálculo de compacidad estribo izquierdo puente Las Damas

Datos generales

Cota de terreno natural: 99,73 msnm; profundidad del nivel freático: 0,60 m; eficiencia del martillo: 60%

Métodos de cálculo

Método de corrección de CN : Liao y Whitman (1986) y método de cálculo de ϕ : Kulhawy y Chen (2007)

Tabla 46

Cálculo de compacidad del estribo izquierdo del puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT					Corrección de N de SPT									Compacidad
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm³)	N _{SPT_Campo}	Cont. finos (%)	σ _v (kg/cm²)	σ' _v (kg/cm²)	C _E	CB	CR	CS	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	
1	SM	2,01	11	32,50	0,20	0,16	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	5	10	Suelta
2	SM	2,01	21	32,50	0,40	0,26	0,60	1,0	0,75	1,0	1,92	9	18	Media
3	GP	2,01	11	4,10	0,60	0,36	0,60	1,0	0,80	1,0	1,81	5	10	Suelta
4	GP	2,01	10	4,10	0,80	0,46	0,60	1,0	0,85	1,0	1,73	5	9	Suelta
5	GP	2,01	8	4,10	1,01	0,57	0,60	1,0	0,85	1,0	1,66	4	7	Suelta
6	GP	2,01	8	4,10	1,21	0,67	0,60	1,0	0,95	1,0	1,61	5	7	Suelta
7	GP	2,01	7	4,10	1,41	0,77	0,60	1,0	0,95	1,0	1,56	4	6	Suelta
8	GP	2,01	18	4,10	1,61	0,87	0,60	1,0	0,95	1,0	1,52	10	16	Media
9	GP	2,01	19	4,10	1,81	0,97	0,60	1,0	0,95	1,0	1,48	11	16	Media
10	GP	2,01	22	4,10	2,01	1,07	0,60	1,0	1,00	1,0	1,45	13	19	Media
11	GP	2,01	25	4,10	2,21	1,17	0,60	1,0	1,00	1,0	1,42	15	21	Media
12	GP	2,01	29	4,10	2,41	1,27	0,60	1,0	1,00	1,0	1,39	17	24	Media
13	GP	2,01	33	4,10	2,61	1,37	0,60	1,0	1,00	1,0	1,37	20	27	Media
14	GP	2,01	35	4,10	2,81	1,47	0,60	1,0	1,00	1,0	1,34	21	28	Media
15	GP	2,01	45	4,10	3,02	1,58	0,60	1,0	1,00	1,0	1,32	27	36	Densa
16	SP	1,71	45	4,80	3,19	1,65	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	27	35	Densa
17	SP	1,71	45	4,80	3,36	1,72	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	27	35	Densa
18	SP	1,71	46	4,80	3,53	1,79	0,60	1,0	1,00	1,0	1,28	28	35	Densa
19	SP	1,71	48	4,80	3,70	1,86	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	29	36	Densa
20	SP	1,71	47	4,80	3,87	1,93	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	28	35	Densa
21	GP	2,04	51	5,90	4,07	2,03	0,60	1,0	1,00	1,0	1,24	31	38	Densa
22	GP	2,04	51	5,90	4,28	2,14	0,60	1,0	1,00	1,0	1,22	31	37	Densa
23	GP	2,04	52	5,90	4,48	2,24	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	31	38	Densa
24	GP	2,04	53	5,90	4,69	2,35	0,60	1,0	1,00	1,0	1,19	32	38	Densa
25	GP	2,04	53	5,90	4,89	2,45	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	32	37	Densa
26	GP	2,04	54	5,90	5,09	2,55	0,60	1,0	1,00	1,0	1,16	32	38	Densa
27	GP	2,04	55	5,90	5,30	2,66	0,60	1,0	1,00	1,0	1,15	33	38	Densa
28	GP	2,04	56	5,90	5,50	2,76	0,60	1,0	1,00	1,0	1,13	34	38	Densa
29	GC	1,96	56	23,50	5,70	2,86	0,60	1,0	1,00	1,0	1,12	34	38	Densa
30	GC	1,96	57	23,50	5,89	2,95	0,60	1,0	1,00	1,0	1,11	34	38	Densa

Nota. Elaboración propia

A continuación, se describe la compacidad del suelo para el estribo izquierdo del puente Las Damas, basándose en la correlación del valor corregido del ensayo SPT, (N1)60.

Capas superficiales (0-8 metros)

Tipos de suelo: Se observa una alternancia de limo de baja plasticidad (ML) y grava pobremente gradada (GP).

Valores de (N1)60: Los valores en esta sección son bajos, con rangos que varían desde 9 hasta 16.

Compacidad: La correlación indica que estas capas superficiales se encuentran en un estado suelto a medio. Un suelo con esta compacidad tiene una capacidad de carga limitada y puede ser propenso a asentamientos.

Capas intermedias (9-14 metros)

Tipo de suelo: principalmente grava pobremente gradada (GP).

Valores de (N1)60: Los valores aumentan gradualmente, entre 16 y 24.

Compacidad: El material en esta profundidad se clasifica como de compacidad media. Esto sugiere una resistencia intermedia del suelo.

Capas profundas (15-30 metros)

Tipos de suelo: Una secuencia de grava pobremente gradada (GP) y arena pobremente gradada (SP) con una capa de grava arcillosa (GC) en la parte inferior.

Valores de (N1)60: Los valores son consistentemente altos, variando entre 27 y 38.

Compacidad: Estos valores elevados de (N1)60 indican un estado denso del material. Un suelo denso ofrece una excelente resistencia al corte y es ideal para soportar cimentaciones de alta carga.

Conclusiones para el estribo izquierdo del puente Las Damas

El perfil geotécnico en la ubicación del estribo izquierdo muestra que las capas superiores son de compacidad baja a media, lo que puede representar un desafío para el diseño de una cimentación superficial. Sin embargo, a partir de los 15 metros, el suelo transita a un estado denso, proporcionando una base sólida y fiable para una cimentación

profunda. Este análisis es crucial para determinar la estrategia de cimentación más segura y económica para el estribo.

5.2.3 Características mecánicas de los suelos – puente Las Damas

5.2.3.1 Evaluación de suelos colapsables

Los criterios para determinar el índice de colapso (I_c) y la identificación de la estructura colapsable se realizó mediante parámetros físicos, el índice de plasticidad (IP) y N corregido del ensayo SPT ($(N_1)_{60}$).

Tabla 47

Índice de colapso respecto (I_c) respecto al índice de plasticidad (IP)

Parámetro	Rango típico en suelos colapsables	Criterio de sospecha
Índice de plasticidad (IP)	$IP \leq 15$ o 20	Un IP bajo indica que el material es principalmente limoso o arenoso, y su comportamiento no está dominado por las fuerzas cohesivas de las arcillas.
Límite líquido (LL)	$LL \leq 35$ o 40	Un bajo LL confirma el predominio de partículas no plásticas.

Nota. Tomado de Das (2015).

Tabla 48

Índice de colapso respecto (I_c) respecto al $(N_1)_{60}$ del ensayo SPT

Parámetro	Rango típico en suelos colapsables	Criterio de sospecha
$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60} \leq 20$ o 30	Un bajo $(N_1)_{60}$ indica que el suelo es suelto a medianamente denso.
Densidad relativa (D_r)	$D_r \leq 50\%$ o 60%	La colapsabilidad ocurre en estructuras metaestables y sueltas. Un $(N_1)_{60}$ alto (suelo denso) es casi una garantía de que el suelo no es colapsable.

Nota. Tomado de Das (2015).

Resultados del análisis de suelos colapsables

Con base en los resultados del análisis granulométrico y de los índices de plasticidad, se ha determinado que únicamente las zonas de cimentación del estribo derecho (ED) y del pilar derecho (PD) del puente Las Damas presentan tramos de suelos de granulometría fina (limos y/o arcillas) clasificados como cohesivos o plásticos.

Por lo cual; solo se realizó el análisis de suelos colapsables en ambas estructuras.

Tabla 49*Análisis de suelos colapsables, estribo derecho puente Las Damas*

Datos de campo ensayo SPT					Corrección n de SPT	Límites de Atterberg			Potencial de Colapso	
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	NSPT_Campo	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	L.L.	L.P.	I.P.	respecto al (N ₁) ₆₀	respecto al IP
1	GM	1,83	11	19,30	10	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
2	GM	1,83	10	19,30	8	N.P.	N.P.	N.P.	Muy Alto	Alto a Moderado
3	ML	1,83	10	55,40	8	31	24	7	Muy Alto	Alto a Moderado
4	ML	1,83	13	55,40	11	31	24	7	Moderado a Alto	Alto a Moderado
5	ML	1,83	10	55,40	8	31	24	7	Muy Alto	Alto a Moderado
6	ML	1,83	9	55,40	8	31	24	7	Muy Alto	Alto a Moderado
7	ML	1,83	12	55,40	11	31	24	7	Moderado a Alto	Alto a Moderado
8	ML	1,83	18	55,40	16	31	24	7	Moderado a Alto	Alto a Moderado
9	SP	1,79	19	3,10	16	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
10	SP	1,79	22	3,10	19	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
11	SP	1,79	25	3,10	22	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
12	SP	1,79	29	3,10	25	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
13	SP	1,79	33	3,10	28	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
14	SP	1,79	35	3,10	29	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
15	GM	1,77	36	24,50	29	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
16	GM	1,77	37	24,50	30	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
17	GM	1,77	37	24,50	29	N.P.	N.P.	N.P.	Moderado a Alto	Muy alto
18	SM	1,75	38	21,00	30	23	20	3	Bajo a Insignificante	Muy alto
19	SM	1,75	42	21,00	33	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
20	SM	1,75	47	21,00	36	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
21	SP	1,70	51	6,10	39	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
22	SP	1,70	51	6,10	38	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
23	SP	1,70	52	6,10	39	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
24	SP	1,70	53	6,10	39	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
25	GP	1,70	53	3,60	39	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
26	GP	1,70	54	3,60	39	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
27	GP	1,70	55	3,60	40	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
28	GP	1,70	56	3,60	40	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
29	GP	1,70	56	3,60	40	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto
30	GP	1,70	57	3,60	40	N.P.	N.P.	N.P.	Bajo a Insignificante	Muy alto

Nota. Elaboración propia

Tabla 50*Análisis de suelos colapsables, pilar derecho puente Las Damas*

Datos de campo ensayo SPT					Corrección n de SPT	Límites de Atterberg			Potencial de Colapso	
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	NSPT_Campo	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	L.L.	L.P.	I.P.	respecto al (N ₁) ₆₀	respecto al IP
1	SP	1,83	6	6,50	5	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
2	SP	1,83	6	6,50	5	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
3	SP	1,83	7	11,60	7	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
4	SP	1,83	7	11,60	7	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
5	SP	1,83	8	4,70	7	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
6	SP	1,83	8	4,70	8	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
7	SP	1,83	7	4,70	7	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
8	SP	1,83	6	4,70	6	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
9	SP	1,83	8	4,70	7	N.P.	N.P.	N.P.	Muy alta	Muy alta
10	ML	1,74	9	71,50	8	30,00	23,00	7,00	Muy alta	Alto a moderado
11	ML	1,74	24	71,50	22	30,00	23,00	7,00	Moderado a alta	Alto a moderado
12	ML	1,74	11	71,50	10	30,00	23,00	7,00	Moderado a alta	Alto a moderado
13	ML	1,74	22	71,50	19	30,00	23,00	7,00	Moderado a alta	Alto a moderado
14	ML	1,74	36	71,50	31	30,00	23,00	7,00	Baja insignificante	Alto a moderado
15	GP	2,05	36	3,20	30	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
16	GP	2,05	37	3,20	31	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
17	GP	2,05	37	3,20	30	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
18	GP	2,05	38	3,20	30	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
19	GP	2,05	42	3,20	33	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
20	GP	2,05	47	3,20	36	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
21	GP	2,05	51	3,20	39	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
22	GP	2,05	51	3,20	38	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
23	GP	2,05	52	3,20	38	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
24	GP	2,05	53	3,20	39	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
25	GP	2,05	53	3,20	38	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
26	GP	2,05	54	3,20	38	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
27	GP	2,05	55	3,20	39	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
28	GM	1,96	56	3,60	39	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
29	GM	1,96	56	25,60	38	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta
30	GM	1,96	57	25,60	39	N.P.	N.P.	N.P.	Baja insignificante	Muy alta

Nota. Elaboración propia

Se realizó el análisis del potencial de colapso para los suelos de fundación del estribo derecho y pilar derecho, evaluando el perfil estratigráfico hasta los 30,00 m de profundidad mediante dos criterios: Compacidad relativa (N₁)₆₀ y plasticidad (IP).

Caracterización del perfil colapsable

En ambas estructuras se ha identificado una zonificación geotécnica consistente, dividida en dos horizontes de comportamiento mecánico opuesto:

Horizonte superficial crítico (0,00 m – 15,00 m):

Litología: Predominio de arenas (SP, SM), limos (ML) y gravas limosas (GM) en estado suelto a medio.

Ambos criterios coinciden en clasificar este horizonte con un potencial de colapso "Alto" a "Muy Alto".

Los bajos valores de (N1)60 (oscilando frecuentemente entre 5 y 15 golpes) indican una baja densidad relativa. Esto, sumado a la baja o nula plasticidad de los finos, configura una estructura metaestable susceptible a la reducción brusca de volumen por saturación (reacomodo de partículas).

Horizonte profundo estable (> 15,00 m):

Litología: Gravas bien graduadas (GP) y limosas (GM) densas.

Se determina un potencial de colapso "Bajo a Insignificante".

Se registra un incremento drástico en la resistencia a la penetración, con valores de (N1)60 consistentemente superiores a 30 golpes (llegando a 40), lo que evidencia una matriz de suelo consolidada y mecánicamente trabada.

Discusión metodológica.

Se observó una divergencia sistemática entre los métodos de evaluación a partir de los 15,00 m de profundidad:

El criterio de plasticidad (IP) califica erróneamente los estratos profundos como de "Muy Alto" riesgo. Esto se debe a una limitación del método, que penaliza a los suelos granulares "No Plásticos" (N.P.) asumiendo falta de cohesión, sin considerar el estado de esfuerzos ni la compacidad.

El criterio de densidad (N1)60 se establece como el indicador gobernante para el diseño. La alta compacidad detectada in situ garantiza la estabilidad volumétrica del suelo, prevaleciendo sobre la falta de plasticidad.

5.2.3.2 Parámetros de resistencia

- Ángulo de fricción

El análisis se centra en la caracterización de la resistencia al corte del suelo en el del puente Las Damas, utilizando el número de golpes normalizado del ensayo de penetración estándar, (N1)60, para estimar el ángulo de fricción interna (ϕ'). Estos

resultados son cotejados con los valores obtenidos mediante ensayos de corte directo de laboratorio.

Correlaciones empíricas del ángulo de fricción (ϕ')

El $(N_1)_{60}$ es un parámetro crucial que refleja la densidad relativa de los suelos granulares. Se utilizan dos correlaciones empíricas ampliamente reconocidas para estimar el ϕ' : Correlación de Hatanaka y Uchida (1996) y Correlación de Kulhawy y Chen (2007).

Tabla 51

Cálculo del ángulo de fricción en el estribo derecho puente Las Damas

Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Datos de campo ensayo SPT		Corrección de N de SPT		Correlación del ángulo de fricción (ϕ'), a partir del $(N_1)_{60}$ del SPT		Ensayo corte directo (ϕ')
		Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Kulhawy y Chen (2007)	Hatanaka y Uchida (1996)	
1	GM	1,83	11	5	10	36,70	32,30	-
2	GM	1,83	10	5	8	35,90	31,20	-
3	ML	1,83	10	5	8	36,00	31,30	15,00
4	ML	1,83	13	7	11	37,10	33,10	15,00
5	ML	1,83	10	5	8	36,00	31,30	15,00
6	ML	1,83	9	5	8	35,90	31,20	15,00
7	ML	1,83	12	7	11	36,90	32,80	15,00
8	ML	1,83	18	10	16	38,50	35,50	15,00
9	SP	1,79	19	11	16	38,60	35,80	29,60
10	SP	1,79	22	13	19	39,30	37,30	29,60
11	SP	1,79	25	15	22	39,80	38,20	29,60
12	SP	1,79	29	17	25	40,30	39,50	29,60
13	SP	1,79	33	20	28	40,80	40,60	29,60
14	SP	1,79	35	21	29	40,90	41,10	29,60
15	GM	1,77	36	22	29	41,00	41,20	28,20
16	GM	1,77	37	22	30	41,10	41,40	28,20
17	GM	1,77	37	22	29	41,00	41,30	28,20
18	SM	1,75	38	23	30	41,10	41,40	26,40
19	SM	1,75	42	25	33	41,40	42,40	26,40
20	SM	1,75	47	28	36	41,80	43,60	26,40
21	SP	1,70	51	31	39	42,10	44,40	28,40
22	SP	1,70	51	31	38	42,10	44,30	28,40
23	SP	1,70	52	31	39	42,10	44,40	28,40
24	SP	1,70	53	32	39	42,10	44,50	28,40
25	GP	1,70	53	32	39	42,10	44,40	-
26	GP	1,70	54	32	39	42,20	44,50	-
27	GP	1,70	55	33	40	42,20	44,70	-
28	GP	1,70	56	34	40	42,20	44,80	-
29	GP	1,70	56	34	40	42,20	44,70	-
30	GP	1,70	57	34	40	42,20	44,80	-

Nota. Elaboración propia.

A partir de los valores tabulados, se observa la siguiente distribución de ϕ' en función de la profundidad:

Zona superficial (0-8 m):

Estratos: GM (grava limosa), ML (limo de baja plasticidad), SP (arena pobremente gradada).

- (N1)₆₀: Rango de 8 a 16.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Valores de 31,3° a 35,5°.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Valores de 32,3° a 38,5°.

Zona intermedia y profunda (9-30 m):

Estratos: SP, GM, SM (arena limosa) y GP (grava pobremente gradada).

- (N1)₆₀: Rango de 16 a 40.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Los valores se incrementan progresivamente de 35,8° a 44,8°.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Los valores aumentan de 38,6° a 42,2°.

Las correlaciones reflejan un incremento lógico en la resistencia al corte con la profundidad, lo cual se atribuye al aumento de la presión de confinamiento (esfuerzo efectivo vertical) y la mayor compacidad del suelo.

- Discrepancia entre correlaciones SPT y ensayo de corte directo (ECD)

El ensayo de corte directo de laboratorio proporciona mediciones directas de la resistencia al corte de muestras de suelo. Al comparar estos resultados con las correlaciones empíricas, se evidencia una disparidad significativa.

Valores del ECD: El ángulo de fricción (ϕ') medido en el laboratorio oscila entre 15,0° y 26,4° en las profundidades analizadas.

Comparación: Los valores estimados por las correlaciones SPT son consistentemente más altos que los medidos en el ECD. En algunos casos, la diferencia excede los 15-20 grados.

Tabla 52

Cálculo del ángulo de fricción del pilar derecho puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT		Correlación del ángulo de fricción (ϕ), a partir del (N1)60 del SPT		Ensayo corte directo (ϕ)
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N1) ₆₀	Kulhaw y Chen (2007)	Hatanaka y Uchida (1996)	
1	SP	1,83	6	3	5	34,24	29,12	-
2	SP	1,83	6	3	5	34,24	29,12	-
3	SP	1,83	7	3	7	34,99	30,01	-
4	SP	1,83	7	4	7	35,03	30,06	-
5	SP	1,83	8	4	7	35,39	30,54	29,8
6	SP	1,83	8	5	8	35,7	30,95	29,8
7	SP	1,83	7	4	7	35,04	30,08	29,8
8	SP	1,83	6	3	6	34,32	29,21	29,8
9	SP	1,83	8	5	7	35,37	30,5	29,8
10	ML	1,74	9	5	8	35,96	31,31	17,7
11	ML	1,74	24	14	22	39,8	38,3	17,7
12	ML	1,74	11	7	10	36,62	32,28	17,7
13	ML	1,74	22	13	19	39,32	37,22	17,7
14	ML	1,74	36	22	31	41,22	41,86	17,7
15	GP	2,05	36	22	30	41,14	41,63	31,4
16	GP	2,05	37	22	31	41,17	41,71	31,4
17	GP	2,05	37	22	30	41,1	41,51	31,4
18	GP	2,05	38	23	30	41,13	41,61	31,4
19	GP	2,05	42	25	33	41,46	42,53	31,4
20	GP	2,05	47	28	36	41,85	43,64	31,4
21	GP	2,05	51	31	39	42,11	44,44	31,4
22	GP	2,05	51	31	38	42,06	44,26	31,4
23	GP	2,05	52	31	38	42,08	44,32	31,4
24	GP	2,05	53	32	39	42,1	44,39	31,4
25	GP	1,83	53	32	38	34,24	29,12	-
26	GP	1,83	54	32	38	34,24	29,12	-
27	GP	1,83	55	33	39	34,99	30,01	-
28	GM	1,83	56	34	39	35,03	30,06	-
29	GM	1,83	56	34	38	35,39	30,54	29,8
30	GM	1,83	57	34	39	35,7	30,95	29,8

Nota. Elaboración propia.

A partir de los valores tabulados, se observa la siguiente distribución de ϕ' en función de la profundidad:

Zona superficial (0-8 m):

- Estrato: SP (arena pobremente gradada).
- (N1)60: Rango de 5 a 8.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Valores de 29,12° a 30,95°.

- ϕ' (Kullhawy y Chen): Valores de $34,24^\circ$ a $35,39^\circ$. Estos valores indican una resistencia al corte relativamente baja, consistente con la compacidad "suelta" observada previamente en estos estratos de arena superficial.

Zona intermedia (9-14 m):

- Estrato: ML (limo de baja plasticidad).
- $(N_1)_{60}$: Rango de 8 a 31.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Los valores se incrementan notablemente de $31,31^\circ$ a $41,86^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Los valores aumentan de $35,96^\circ$ a $41,22^\circ$. Este aumento significativo en ϕ' se correlaciona con un incremento en la densidad relativa o en la resistencia del estrato limoso, aunque las correlaciones SPT son más representativas para suelos granulares.

Zona profunda (15-30 m):

- Estratos: GP (grava pobremente gradada) y GM (grava limosa).
- $(N_1)_{60}$: Rango de 30 a 39.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Valores consistentemente altos, de $41,40^\circ$ a $45,90^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Valores que se mantienen altos, de $41,10^\circ$ a $42,61^\circ$. Estas profundidades presentan los valores más elevados de ϕ' , indicando suelos altamente densos y con una resistencia al corte muy favorable para la cimentación del pilar.

- Discrepancia entre correlaciones SPT y ensayo de corte directo (ECD)

La tabla incluye resultados de ensayos de corte directo, lo que permite una comparación directa con las estimaciones de ϕ' derivadas del SPT.

Valores del ECD: El ángulo de fricción medido en laboratorio varía entre $29,12^\circ$ y $31,40^\circ$.

- Comparación:

Zona superficial (0-8 m, SP): Los valores de ϕ' del ECD (aproximadamente $29,80^\circ$) son ligeramente inferiores a los de Hatanaka y Uchida ($29,12^\circ$ - $30,95^\circ$) y considerablemente inferiores a los de Kullhawy y Chen ($34,24^\circ$ - $35,39^\circ$).

Zona intermedia (9-14 m, ML): Aquí, los valores del ECD (17,70°) son drásticamente menores que los de ambas correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: 31,31°-41,86°; Kullhawy y Chen: 35,96°-41,22°). Esta es una discrepancia significativa.

Zona profunda (15-30 m, GP, GM): Los valores del ECD (aproximadamente 31,40°) son nuevamente muy inferiores a los obtenidos por las correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: 41,40°-45,90°; Kullhawy y Chen: 41,10°-42,61°).

Tabla 53

Cálculo del ángulo de fricción pilar izquierdo del puente Las Damas

Z (m)	Tipo de suelo SUCS	Datos de campo ensayo SPT		Corrección de N de SPT		Correlación del ángulo de fricción (ϕ), a partir del (N ₁) ₆₀ del SPT		Ensayo corte directo (ϕ)
		Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Kulhawy y Chen (2007)	Hatanaka y Uchida (1996)	
1	GP	1,74	4	2	4	32,62	27,45	-
2	GP	1,74	4	2	4	32,62	27,45	-
3	SP	1,74	4	2	4	32,83	27,64	28,3
4	SP	1,74	6	3	6	34,49	29,41	28,3
5	SP	1,74	6	3	6	34,33	29,22	28,3
6	SP	1,74	7	4	7	35,25	30,35	28,3
7	SP	1,74	8	5	8	35,67	30,9	28,3
8	SP	1,74	10	6	9	36,45	32,03	28,3
9	SP	1,74	12	7	11	37,08	33,02	28,3
10	SP	1,74	22	13	21	39,62	37,89	28,3
11	SP	1,74	25	15	23	40,05	38,87	28,3
12	SP	1,74	29	17	26	40,57	40,14	28,3
13	SP	1,74	33	20	29	41,01	41,29	28,3
14	SP	1,74	35	21	31	41,18	41,74	28,3
15	SP	1,74	36	22	31	41,23	41,87	28,3
16	SP	1,74	37	22	31	41,28	42,01	28,3
17	SP	1,74	38	23	32	41,33	42,14	28,3
18	SP	1,74	42	25	35	41,67	43,12	28,3
19	GP	2,06	47	28	38	42,05	44,23	30,2
20	GP	2,06	51	31	41	42,3	45,02	30,2
21	GP	2,06	51	31	40	42,23	44,81	30,2
22	GP	2,06	52	31	40	42,25	44,85	30,2
23	GP	2,06	53	32	40	42,26	44,89	30,2
24	GP	2,06	53	32	40	42,2	44,71	30,2
25	GP	2,06	54	32	40	42,22	44,77	30,2
26	GP	2,06	55	33	40	42,24	44,83	30,2
27	SM	1,78	56	34	40	42,78	46,55	29,5
28	GP	2,08	56	34	40	42,22	44,77	30,4
29	GP	2,08	57	34	40	42,24	44,83	30,4
30	GP	2,08	57	34	40	42,19	44,68	30,4

Nota. Elaboración propia.

A partir de los valores tabulados, se observa la siguiente distribución de ϕ' en función de la profundidad:

Zona superficial (0-9 m):

- Estratos: Principalmente GP (grava pobremente gradada) y SP (arena pobremente gradada).
- (N1)60: Rango de 4 a 9.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Valores que oscilan entre $27,45^\circ$ y $32,03^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Valores que varían de $32,62^\circ$ a $36,45^\circ$. Estos valores indican una resistencia al corte relativamente baja en las capas más superficiales, lo que concuerda con la compacidad "muy suelta" a "suelta" observada en esta zona.

Zona intermedia (10-18 m):

- Estratos: Predominantemente SP (arena pobremente gradada).
- (N1)60: Rango de 21 a 35.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Se observa un incremento sustancial, de $37,89^\circ$ a $43,12^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Los valores también aumentan significativamente, de $39,62^\circ$ a $43,05^\circ$. Este aumento de ϕ' es consistente con una transición a estratos de arena con mayor densidad relativa y, por ende, mayor resistencia al corte.

Zona profunda (19-30 m):

- Estratos: Mayormente GP (grava pobremente gradada), con presencia de SM (arena limosa) a 27 m.
- (N1)60: Los valores se mantienen altos, entre 38 y 40.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Oscilan entre $44,23^\circ$ y $44,83^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Se mantienen en el rango de $42,05^\circ$ a $42,78^\circ$. Estas profundidades exhiben los valores más elevados de ϕ' , lo que es característico de suelos granulares altamente densos y con una excelente resistencia al corte, idóneos para el apoyo de cimentaciones profundas.

Discrepancia entre correlaciones SPT y ensayo de corte directo (ECD)

La inclusión de los resultados del ensayo de corte directo permite una validación crítica de las estimaciones del SPT.

Valores del ECD: El ángulo de fricción (ϕ') medido en laboratorio se mantiene consistentemente en un rango estrecho, entre 28,30° y 31,40°.

Comparación detallada:

Zona superficial (0-9 m): Los valores de ϕ' del ECD (aproximadamente 28,30°) son muy similares a los de Hatanaka y Uchida (27,45°-32,03°), pero consistentemente menores que los de Kulhawy y Chen (32,62°-36,45°).

Zona intermedia (10-18 m): La divergencia es más marcada. Los valores del ECD (28,30°) son considerablemente inferiores a los de ambas correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: 37,89°-43,12°; Kulhawy y Chen: 39,62°-43,05°).

Zona profunda (19-30 m): La discrepancia persiste. Los valores del ECD (aproximadamente 30,20° a 29,50° para SM) son significativamente menores que los estimados por las correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: 44,23°-44,83°; Kulhawy y Chen: 42,05°-42,78°).

Tabla 54

Cálculo del ángulo de fricción estribo izquierdo puente Las Damas

Z (m)	Datos de campo ensayo SPT			Corrección de N de SPT		correlación del ángulo de fricción (ϕ), a partir del (N ₁) ₆₀ del SPT		Ensayo corte directo (ϕ)
	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Kulhawy y Chen (2007)	Hatanaka y Uchida (1996)	
1	SM	2,01	11	5	10	36,66	32,35	-
2	SM	2,01	21	9	18	39,08	36,72	-
3	GP	2,01	11	5	10	36,52	32,14	32,2
4	GP	2,01	10	5	9	36,2	31,66	32,2
5	GP	2,01	8	4	7	35,15	30,23	32,2
6	GP	2,01	8	5	7	35,46	30,63	32,2
7	GP	2,01	7	4	6	34,81	29,8	32,2
8	GP	2,01	18	10	16	38,48	35,5	32,2
9	GP	2,01	19	11	16	38,6	35,73	32,2
10	GP	2,01	22	13	19	39,3	37,17	32,2
11	GP	2,01	25	15	21	39,72	38,11	32,2
12	GP	2,01	29	17	24	40,24	39,32	32,2
13	GP	2,01	33	20	27	40,68	40,42	32,2
14	GP	2,01	35	21	28	40,84	40,85	32,2
15	GP	2,01	45	27	36	41,78	43,44	32,2
16	SP	1,71	45	27	35	41,74	43,31	28,3
17	SP	1,71	45	27	35	41,69	43,18	28,3
18	SP	1,71	46	28	35	41,74	43,32	28,3
19	SP	1,71	48	29	36	41,87	43,7	28,3
20	SP	1,71	47	28	35	41,74	43,33	28,3
21	GP	2,04	51	31	38	42,01	44,13	31,1
22	GP	2,04	51	31	37	41,96	43,97	31,1
23	GP	2,04	52	31	38	41,99	44,05	31,1
24	GP	2,04	53	32	38	42,01	44,12	31,1
25	GP	2,04	53	32	37	41,96	43,97	31,1
26	GP	2,04	54	32	38	41,99	44,06	31,1
27	GP	2,04	55	33	38	42,02	44,14	31,1
28	GP	2,04	56	34	38	42,05	44,23	31,1
29	GC	1,96	56	34	38	42,49	45,63	26,5
30	GC	1,96	57	34	38	42,52	45,71	26,5

Nota. Elaboración propia

A partir de los valores tabulados, se observa la siguiente distribución de ϕ' en función de la profundidad:

Zona superficial (0-9 m):

- Estratos: SM (arena limosa) y GP (grava pobremente gradada).
- (N1)60: Rango de 6 a 16.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Valores entre $30,63^\circ$ y $35,50^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Valores entre $34,81^\circ$ y $38,60^\circ$. Estos valores indican una resistencia al corte de media a baja en las capas superficiales, lo que es coherente con la presencia de arena limosa y grava poco densa.

Zona intermedia (10-20 m):

- Estratos: Predominantemente GP (grava pobremente gradada), con SP (arena pobremente gradada) entre 16-20m.
- (N1)60: Rango de 19 a 35.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Se observa un incremento significativo, de $37,17^\circ$ a $43,33^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Los valores también aumentan sustancialmente, de $39,30^\circ$ a $41,87^\circ$. Este aumento refleja una mayor densidad relativa y resistencia al corte en los estratos de grava y arena en esta profundidad.

Zona profunda (21-30 m):

- Estratos: Principalmente GP (grava pobremente gradada), con GC (grava arcillosa) en las profundidades finales.
- (N1)60: Los valores se mantienen altos, entre 37 y 42.
- ϕ' (Hatanaka y Uchida): Oscilan entre $43,97^\circ$ y $45,90^\circ$.
- ϕ' (Kullhawy y Chen): Se mantienen en el rango de $41,96^\circ$ a $42,52^\circ$. En estas profundidades, se observan los valores más elevados de ϕ' , indicando suelos altamente densos y con una excelente resistencia al corte, aptos para el soporte de cimentaciones profundas.

Discrepancia entre correlaciones SPT y ensayo de corte directo (ECD)

Los resultados del ensayo de corte directo se utilizan para comparar y validar las estimaciones de ϕ' obtenidas por las correlaciones SPT.

Valores del ECD: El ángulo de fricción (ϕ') medido en laboratorio se mantiene en un rango de $32,20^\circ$ a $31,10^\circ$, con una medición de $29,50^\circ$ para el estrato de SM a 27 m.

Comparación detallada

Zona superficial (0-9 m): Los valores de ϕ' del ECD ($32,20^\circ$) son comparables con los de Hatanaka y Uchida ($30,63^\circ$ - $35,50^\circ$) y ligeramente inferiores a los de Kullhawy y Chen ($34,81^\circ$ - $38,60^\circ$).

Zona intermedia (10-20 m): La divergencia se hace más evidente. Los valores del ECD ($32,20^\circ$ a $28,30^\circ$) son consistentemente inferiores a los de ambas correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: $37,17^\circ$ - $43,33^\circ$; Kullhawy y Chen: $39,30^\circ$ - $41,87^\circ$).

Zona profunda (21-30 m): La discrepancia persiste y es significativa. Los valores del ECD ($31,10^\circ$ a $29,50^\circ$ para SM) son notablemente menores que los estimados por las correlaciones SPT (Hatanaka y Uchida: $43,97^\circ$ - $45,90^\circ$; Kullhawy y Chen: $41,96^\circ$ - 42°).

5.2.3.3 Parámetros de compresibilidad

El presente análisis se centra en la interpretación geotécnica del Módulo de Elasticidad (E_s) y el Coeficiente de Balasto (K_{30}), parámetros fundamentales para la evaluación de la compresibilidad del suelo y la estimación de asentamientos. Estos valores han sido derivados de los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT).

Correlaciones utilizadas para la determinación de parámetros

Para el análisis de la interacción suelo-estructura y la evaluación de los estados límites de servicio (deformaciones), se determinaron los parámetros de rigidez del suelo mediante correlaciones empíricas calibradas para suelos granulares. A continuación, se detallan los procedimientos adoptados:

a) Estimación del módulo de elasticidad (E_s)

El módulo de Young o de elasticidad del suelo, necesario para el cálculo de asentamientos elásticos inmediatos, se determinó siguiendo la metodología propuesta por Bowles (1996). Esta correlación vincula la rigidez del estrato con el número de golpes del ensayo SPT estandarizado (N60), diferenciando el comportamiento según el tipo de material:

$$E_s = \alpha(N_{60}) \text{ [kg/cm}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{Ecuación 72}$$

Donde el coeficiente (α) se adoptó en función de la litología y compacidad:

Para arenas (SP/SM): Se consideraron valores de (α) entre 10 y 12.

Para gravas (GP/GM): Se utilizaron valores de (α) entre 13 y 15, reflejando la mayor rigidez de la matriz de grava densa encontrada a la profundidad de cimentación.

Esta formulación permite obtener una rigidez representativa del suelo "in situ", considerando las correcciones por energía y confinamiento aplicadas al valor N60.

b) Determinación del coeficiente de balasto (K_{30})

Para el modelamiento de la cimentación como un lecho elástico (Modelo de Winkler), tal como lo sugieren las guías de diseño del comité ACI 336.2R, se estimó el coeficiente de balasto vertical o módulo de reacción de la subrasante (K_{30}).

Debido a que este parámetro depende directamente de la respuesta empírica del suelo ante la carga, se empleó la correlación de aproximación logarítmica a las curvas de Terzaghi (1955). Esta expresión es ampliamente utilizada en la práctica del diseño estructural (Calavera, 2000) por su calibración directa con los valores de campo del SPT:

$$K_{30} = 10^{[(N_{\text{spt_campo}} + 2)/34]} \text{ [kg/cm}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{Ecuación 73}$$

Donde:

$N_{\text{spt_campo}}$: Resistencia a la penetración estándar registrada en campo (sin correcciones), capturando la respuesta bruta del suelo.

K_{30} : Coeficiente de balasto referencial para una placa estándar de 30x30 cm.

Tabla 55*Parámetros de compresibilidad estribo derecho del puente Las Damas*

Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT		Módulo de elasticidad	Coefficiente de balasto
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)
1	GM	1,83	11	5	10	116,20	2,41
2	GM	1,83	10	5	8	95,57	2,25
3	ML	1,83	10	5	8	32,89	2,25
4	ML	1,83	13	7	11	43,95	2,76
5	ML	1,83	10	5	8	32,84	2,25
6	ML	1,83	9	5	8	32,18	2,11
7	ML	1,83	12	7	11	41,89	2,58
8	ML	1,83	18	10	16	61,47	3,87
9	SP	1,79	19	11	16	157,96	4,15
10	SP	1,79	22	13	19	189,06	5,08
11	SP	1,79	25	15	22	211,19	6,22
12	SP	1,79	29	17	25	241,04	8,16
13	SP	1,79	33	20	28	270,09	10,70
14	SP	1,79	35	21	29	282,29	12,25
15	GM	1,77	36	22	29	344,10	13,11
16	GM	1,77	37	22	30	349,04	14,03
17	GM	1,77	37	22	29	344,65	14,03
18	SM	1,75	38	23	30	203,17	15,01
19	SM	1,75	42	25	33	221,99	19,68
20	SM	1,75	47	28	36	245,68	27,62
21	SP	1,70	51	31	39	378,19	36,21
22	SP	1,70	51	31	38	374,50	36,21
23	SP	1,70	52	31	39	378,22	38,75
24	SP	1,70	53	32	39	381,93	41,46
25	GP	1,70	53	32	39	454,72	41,46
26	GP	1,70	54	32	39	459,21	44,37
27	GP	1,70	55	33	40	463,69	47,48
28	GP	1,70	56	34	40	468,13	50,80
29	GP	1,70	56	34	40	464,27	50,80
30	GP	1,70	57	34	40	468,74	54,36

Nota. Elaboración propia

- Interpretación geotécnica para la fundación del estribo derecho

Módulo de elasticidad (Es):

Capas superficiales (0-8 m): Se observan valores de Es bajos, oscilando entre 32,89 y 116,20 kg/cm². Estos valores, asociados a suelos GM, ML y SP, indican una baja rigidez y, por lo tanto, una alta compresibilidad. Geotécnicamente, esto implica que, si se aplicara una carga significativa directamente sobre estas capas, se producirían

asentamientos considerables. Para el estribo, esto significa que las cimentaciones superficiales directamente apoyadas en estos estratos serían ineficientes y no cumplirían con los criterios de asentamiento admisibles.

Capas intermedias (9-14 m): Los valores de E_s aumentan progresivamente, de 157,96 a 282,29 kg/cm², en estratos de SP. Esta zona presenta una compresibilidad moderada, indicando una mejora en la rigidez del suelo. Si bien es mejor que las capas superficiales, aún podría generar asentamientos que requieran una evaluación detallada para cargas de estribo.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de E_s son significativamente altos, alcanzando hasta 468,74 kg/cm² en estratos de GM, SM, SP y GP. Esto denota una alta rigidez y baja compresibilidad. Geotécnicamente, estas capas son ideales para el soporte de cimentaciones profundas, ya que minimizarán los asentamientos bajo las cargas elevadas transmitidas por el estribo.

Coefficiente de balasto (K_{30}):

Capas superficiales (0-8 m): Los valores de K_{30} son muy bajos, entre 2,11 y 3,87 kg/cm³. Un k_s bajo significa que el suelo ofrece poca resistencia por unidad de asentamiento. Para el diseño de cimentaciones, esto indica que el suelo es "blando" y no proporcionará un soporte adecuado para zapatas o losas, lo que resultaría en grandes deflexiones y asentamientos excesivos bajo el estribo.

Capas intermedias (9-14 m): El K_{30} mejora, variando de 4,15 a 12,25 kg/cm³. Esto refleja una mayor capacidad del suelo para resistir las deformaciones. Aunque es una mejora, este rango aún podría ser insuficiente para fundaciones que demanden alta rigidez y bajo asentamiento.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de K_{30} son muy elevados, alcanzando hasta 54,36 kg/cm³. Un k_s alto indica que el suelo es "rígido" y ofrece una gran resistencia a la deformación. Estas capas son excelentes para el apoyo de cimentaciones profundas, ya que las deformaciones y asentamientos serán mínimos, asegurando la estabilidad del estribo.

Tabla 56*Parámetros de compresibilidad pilar derecho del puente Las Damas*

Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT		Módulo de elasticidad	Coefficiente de balasto
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)
1	SP	1,83	6	3	5	52,75	1,72
2	SP	1,83	6	3	5	52,75	1,72
3	SP	1,83	7	3	7	63,62	1,84
4	SP	1,83	7	4	7	64,24	1,84
5	SP	1,83	8	4	7	70,45	1,97
6	SP	1,83	8	5	8	76,02	1,97
7	SP	1,83	7	4	7	64,51	1,84
8	SP	1,83	6	3	6	53,80	1,72
9	SP	1,83	8	5	7	69,98	1,97
10	ML	1,74	9	5	8	32,72	2,11
11	ML	1,74	24	14	22	85,61	5,82
12	ML	1,74	11	7	10	38,55	2,41
13	ML	1,74	22	13	19	75,81	5,08
14	ML	1,74	36	22	31	122,11	13,11
15	GP	2,05	36	22	30	356,53	13,11
16	GP	2,05	37	22	31	359,25	14,03
17	GP	2,05	37	22	30	352,61	14,03
18	GP	2,05	38	23	30	355,81	15,01
19	GP	2,05	42	25	33	386,73	19,68
20	GP	2,05	47	28	36	425,91	27,62
21	GP	2,05	51	31	39	455,14	36,21
22	GP	2,05	51	31	38	448,52	36,21
23	GP	2,05	52	31	38	450,92	38,75
24	GP	2,05	53	32	39	453,39	41,46
25	GP	2,05	53	32	38	447,48	41,46
26	GP	2,05	54	32	38	450,18	44,37
27	GP	2,05	55	33	39	452,92	47,48
28	GM	1,96	56	34	39	456,15	50,80
29	GM	1,96	56	34	38	451,33	50,80
30	GM	1,96	57	34	39	454,65	54,36

Nota. Elaboración propia**- Interpretación geotécnica para la fundación del pilar derecho****Módulo de elasticidad (Es):**

El módulo de elasticidad (Es) es un indicador directo de la rigidez del suelo y su resistencia a la deformación bajo carga, esencial para predecir asentamientos.

Capas superficiales (0-8 m): Se observan valores de Es bajos, oscilando entre 52,75 y 76,02 kg/cm². Estos valores, asociados a suelos tipo SP (arena pobremente graduada), indican una baja rigidez y, por lo tanto, una alta compresibilidad.

Geotécnicamente, esto implica que, si se aplicara una carga significativa directamente sobre estas capas, se producirían asentamientos considerables. Para el pilar derecho, esto significa que las cimentaciones superficiales directamente apoyadas en estos estratos serían ineficientes y no cumplirían con los criterios de asentamiento admisibles para una estructura de puente.

Capas intermedias (9-14 m): Los valores de “Es” en esta zona aumentan progresivamente, de 32,72 a 122,11 kg/cm². Aunque se presenta una variación notable, con un descenso a 32,72 kg/cm² a 10m (ML) y 38,55 kg/cm² a 12m (ML), y luego un ascenso en los suelos ML y GP, esta zona generalmente presenta una compresibilidad moderada. Esto indica una mejora en la rigidez del suelo en comparación con las capas superiores. Si bien es mejor que las capas superficiales, los valores intermedios aún podrían generar asentamientos que requerirían una evaluación detallada para las cargas significativas de un pilar de puente.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de “Es” en estas capas son significativamente altos, alcanzando hasta 456,15 kg/cm² en estratos de GP y GM (gravas). Esto denota una alta rigidez y baja compresibilidad. Geotécnicamente, estas capas son ideales para el soporte de cimentaciones profundas, como pilotes o pilares encamisados, ya que minimizarán los asentamientos bajo las cargas elevadas transmitidas por el pilar derecho, asegurando su estabilidad a largo plazo.

Coefficiente de balasto (K30):

El coeficiente de balasto (K30) es crucial para el diseño de cimentaciones, ya que representa la reacción del suelo por unidad de asentamiento y su capacidad de soporte.

Capas superficiales (0-8 m): Los valores de K30 son muy bajos, oscilando entre 1,72 y 1,97 kg/cm³. Un K30 bajo significa que el suelo ofrece poca resistencia por unidad de asentamiento. Para el diseño de cimentaciones, esto indica que el suelo es "blando" y no proporcionará un soporte adecuado para zapatas o losas directamente bajo el pilar, lo que resultaría en grandes deflexiones y asentamientos excesivos.

Capas intermedias (9-14 m): El K30 mejora progresivamente, variando de 2,11 a 13,11 kg/cm³. Similar al Es, se observa una fluctuación con valores más bajos en los suelos ML (2,11 a 5,82 kg/cm³) y luego un incremento en los suelos GP (13,11 kg/cm³). Esto refleja una mayor capacidad del suelo para resistir las deformaciones en comparación con las capas superiores. Sin embargo, este rango aún podría ser insuficiente

para fundaciones que demanden alta rigidez y bajo asentamiento, especialmente considerando las cargas de un pilar.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de K₃₀ son muy elevados, alcanzando hasta 54,36 kg/cm³. Un K₃₀ alto indica que el suelo es "rígido" y ofrece una gran resistencia a la deformación. Estas capas, compuestas por gravas (GP y GM), son excelentes para el apoyo de cimentaciones profundas, ya que las deformaciones y asentamientos serán mínimos, asegurando la estabilidad y funcionalidad del pilar derecho del puente.

Tabla 57

Parámetros de compresibilidad pilar izquierdo del puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT		Módulo de elasticidad	Coefficiente de balasto
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)
1	GP	1,74	4	2	4	42,25	1,50
2	GP	1,74	4	2	4	42,25	1,50
3	SP	1,74	4	2	4	37,08	1,50
4	SP	1,74	6	3	6	56,21	1,72
5	SP	1,74	6	3	6	53,98	1,72
6	SP	1,74	7	4	7	68,01	1,84
7	SP	1,74	8	5	8	75,43	1,97
8	SP	1,74	10	6	9	91,80	2,25
9	SP	1,74	12	7	11	107,53	2,58
10	SP	1,74	22	13	21	202,98	5,08
11	SP	1,74	25	15	23	225,99	6,22
12	SP	1,74	29	17	26	257,20	8,16
13	SP	1,74	33	20	29	287,50	10,70
14	SP	1,74	35	21	31	299,84	12,25
15	SP	1,74	36	22	31	303,53	13,11
16	SP	1,74	37	22	31	307,29	14,03
17	SP	1,74	38	23	32	311,07	15,01
18	SP	1,74	42	25	35	339,11	19,68
19	GP	2,06	47	28	38	447,45	27,62
20	GP	2,06	51	31	41	476,99	36,21
21	GP	2,06	51	31	40	469,02	36,21
22	GP	2,06	52	31	40	470,59	38,75
23	GP	2,06	53	32	40	472,32	41,46
24	GP	2,06	53	32	40	465,41	41,46
25	GP	2,06	54	32	40	467,52	44,37
26	GP	2,06	55	33	40	469,72	47,48
27	SM	1,78	56	34	40	275,10	50,80
28	GP	2,08	56	34	40	467,46	50,80
29	GP	2,08	57	34	40	469,82	54,36
30	GP	2,08	57	34	40	464,08	54,36

Nota. Elaboración propia

- Interpretación geotécnica para la fundación del pilar izquierdo

Módulo de elasticidad (Es)

El “Es” es un indicador clave de la rigidez del suelo y su potencial para deformarse bajo carga, lo que afecta directamente a los asentamientos de la estructura.

Capas superficiales (0-8 m): Se observan valores de Es bajos, que oscilan entre 42,25 y 91,80 kg/cm². Estos valores, asociados a suelos GM (grava limosa) y SP (arena pobremente graduada), indican una baja rigidez y, por lo tanto, una alta compresibilidad. Esto sugiere que cualquier cimentación superficial apoyada en estas capas experimentaría asentamientos significativos que no serían admisibles para un pilar de puente.

Capas intermedias (9-14 m): Los valores de “Es” aumentan de forma notable, pasando de 107,53 a 299,84 kg/cm². Esta zona, compuesta por suelos tipo SP, presenta una compresibilidad moderada a baja, lo que indica una mejora sustancial en la rigidez del suelo en comparación con las capas superiores. Estas capas son más competentes y podrían comenzar a considerarse para un apoyo más firme.

Capas profundas (15-30 m): A partir de los 15 metros, los valores de Es son significativamente altos, alcanzando hasta 476,99 kg/cm² en estratos de GP (grava bien graduada) y SM (arena limosa). Esto denota una alta rigidez y baja compresibilidad. Estas capas profundas son geotécnicamente ideales para soportar las cimentaciones profundas del pilar, minimizando los asentamientos y asegurando la estabilidad a largo plazo.

Coefficiente de balasto (K30)

El K30 representa la resistencia del suelo a la deformación por unidad de área y es fundamental para el diseño de cimentaciones rígidas.

Capas superficiales (0-8 m): Los valores de K30 son muy bajos, variando de 1,50 a 2,25 kg/cm³. Un K30 bajo indica que el suelo es "blando" y ofrece poca resistencia a la deformación, lo que lo hace inadecuado para soportar las cargas concentradas de un pilar. Las zapatas o losas de cimentación sobre este estrato sufrirían grandes deflexiones y asentamientos excesivos.

Capas intermedias (9-14 m): El K30 muestra una mejora considerable, variando de 2,58 a 12,25 kg/cm³. Este aumento refleja la mayor capacidad del suelo para resistir las deformaciones. Si bien es una mejora, este rango aún podría ser insuficiente para las altas cargas de un pilar de puente.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de K₃₀ son muy elevados, alcanzando hasta 54,36 kg/cm³. Un K₃₀ alto indica que el suelo es "rígido" y ofrece una gran resistencia a la deformación. Estas capas, compuestas predominantemente por gravas, son excelentes para el apoyo de cimentaciones profundas (como pilotes), garantizando que las deformaciones y asentamientos sean mínimos y que el pilar mantenga su estabilidad.

Tabla 58

Parámetros de compresibilidad estribo izquierdo del puente Las Damas

Datos de campo ensayo SPT				Corrección de N de SPT		Módulo de elasticidad	Coefficiente de balasto
Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)
1	SM	2,01	11	5	10	67,49	2,41
2	SM	2,01	21	9	18	123,78	4,75
3	GP	2,01	11	5	10	112,31	2,41
4	GP	2,01	10	5	9	103,56	2,25
5	GP	2,01	8	4	7	79,70	1,97
6	GP	2,01	8	5	7	86,13	1,97
7	GP	2,01	7	4	6	73,15	1,84
8	GP	2,01	18	10	16	183,13	3,87
9	GP	2,01	19	11	16	188,62	4,15
10	GP	2,01	22	13	19	224,76	5,08
11	GP	2,01	25	15	21	250,10	6,22
12	GP	2,01	29	17	24	284,46	8,16
13	GP	2,01	33	20	27	317,76	10,70
14	GP	2,01	35	21	28	331,17	12,25
15	GP	2,01	45	27	36	418,77	24,12
16	SP	1,71	45	27	35	344,67	24,12
17	SP	1,71	45	27	35	340,94	24,12
18	SP	1,71	46	28	35	344,86	25,81
19	SP	1,71	48	29	36	356,19	29,55
20	SP	1,71	47	28	35	345,32	27,62
21	GP	2,04	51	31	38	443,89	36,21
22	GP	2,04	51	31	37	437,90	36,21
23	GP	2,04	52	31	38	440,67	38,75
24	GP	2,04	53	32	38	443,48	41,46
25	GP	2,04	53	32	37	438,07	41,46
26	GP	2,04	54	32	38	441,05	44,37
27	GP	2,04	55	33	38	444,04	47,48
28	GP	2,04	56	34	38	447,06	50,80
29	GC	1,96	56	34	38	442,55	50,80
30	GC	1,96	57	34	38	446,02	54,36

Nota. Elaboración propia

- Interpretación geotécnica para la fundación del estribo izquierdo

Módulo de elasticidad (Es)

El módulo de elasticidad (Es) es un indicador de la rigidez del suelo y su resistencia a la deformación, un factor crítico para estimar los asentamientos.

Capas superficiales (0-8 m): Se observan valores de “Es” bajos a moderados, oscilando entre 67,49 y 183,13 kg/cm². Estos valores, asociados a suelos SM (arena limosa) y GP (grava pobremente graduada), indican una rigidez de baja a media y, por lo tanto, una compresibilidad que podría ser significativa. Geotécnicamente, si se aplicara una carga considerable directamente sobre estas capas, se producirían asentamientos que requerirían un análisis detallado. Para el estribo, esto sugiere que las cimentaciones superficiales directamente apoyadas en estos estratos podrían no ser eficientes y necesitarían una evaluación rigurosa para cumplir con los criterios de asentamiento admisibles.

Capas intermedias (9-14 m): Los valores de “Es” experimentan un aumento progresivo y significativo, pasando de 188,62 a 331,17 kg/cm². Esta zona, compuesta por suelos GP, presenta una baja compresibilidad y una rigidez alta. Esto indica una mejora sustancial en la capacidad de soporte del suelo, lo que la hace más adecuada para el apoyo de cimentaciones.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de Es en estas capas son consistentemente altos, alcanzando hasta 447,06 kg/cm² en estratos de GP, SP y GC. Esto denota una alta rigidez y muy baja compresibilidad. Geotécnicamente, estas capas son ideales para el soporte de cimentaciones profundas, ya que minimizarán los asentamientos bajo las cargas elevadas transmitidas por el estribo, asegurando su estabilidad y durabilidad a largo plazo.

Coefficiente de balasto (K30)

El Coeficiente de balasto (K30) es una medida fundamental de la reacción del suelo por unidad de asentamiento, crucial para el diseño de cimentaciones.

Capas superficiales (0-8 m): Los valores de K30 son bajos, entre 1,50 y 4,15 kg/cm³. Un K30 bajo significa que el suelo ofrece poca resistencia por unidad de asentamiento. Para el diseño de cimentaciones, esto indica que el suelo es "blando" y no proporcionaría un soporte adecuado para zapatas o losas que soporten el estribo, lo que resultaría en grandes deflexiones y asentamientos excesivos.

Capas intermedias (9-14 m): El K30 mejora considerablemente, variando de 4,15 a 12,25 kg/cm³. Este aumento refleja la mayor capacidad del suelo para resistir las deformaciones. Si bien es una mejora, este rango aún podría ser considerado moderado, y para las altas cargas de un estribo, podría ser insuficiente para garantizar asentamientos admisibles sin un diseño cuidadoso.

Capas profundas (15-30 m): Los valores de K30 son muy elevados, alcanzando hasta 54,36 kg/cm³. Un K30 alto indica que el suelo es "rígido" y ofrece una gran resistencia a la deformación. Estas capas, compuestas predominantemente por gravas (GP y GC) y arenas (SP), son excelentes para el apoyo de cimentaciones profundas, ya que las deformaciones y asentamientos serán mínimos, asegurando la estabilidad y el rendimiento esperado del estribo.

- Análisis general de los parámetros geotécnicos de compresibilidad:

Capas superficiales (aproximadamente 0-8/9 m):

Módulo de elasticidad (Es): Consistentemente bajos (en rangos de 30 a 180 kg/cm²), indicando una alta compresibilidad y baja rigidez. Esto significa que las cargas significativas inducirían asentamientos excesivos.

Coefficiente de balasto (K30): Muy bajos (en rangos de 1,50 a 4,15 kg/cm³), confirmando la naturaleza "blanda" de estos estratos y su incapacidad para proporcionar un soporte adecuado a cimentaciones superficiales sin experimentar grandes deformaciones.

Tipos de suelo: Predominan arenas pobremente graduadas (SP), limos (ML) y gravas limosas (GM), que generalmente tienen menor capacidad portante que las gravas densas.

Capas intermedias (aproximadamente 9-14/15 m):

Módulo de elasticidad (Es): Se observa una mejora gradual a significativa (en rangos de 100 a 330 kg/cm²), indicando una compresibilidad moderada a baja.

Coefficiente de balasto (K30): También muestran una mejora (en rangos de 2,50 a 13,00 kg/cm³), señalando una mayor resistencia a la deformación.

Tipos de suelo: Continúan predominando arenas pobremente graduadas (SP) y, en algunos casos, gravas bien graduadas (GP), lo que explica la mejora en sus propiedades.

Capas profundas (aproximadamente >15 m):

Módulo de elasticidad (Es): Consistentemente altos (superando los 300 kg/cm² y alcanzando hasta 470 kg/cm²), lo que demuestra una alta rigidez y muy baja compresibilidad. Estas capas son altamente competentes.

Coefficiente de balasto (K30): Muy elevados (superando los 20 kg/cm³ y alcanzando hasta 54 kg/cm³), lo que confirma una gran resistencia a la deformación y una excelente capacidad de soporte.

Tipos de suelo: Dominan las gravas bien graduadas (GP) y en menor medida arenas limosas (SM) o gravas limosas (GC), que son estratos geotécnicamente muy favorables.

- Justificación de la profundidad de cimentación adecuada:

Dadas las características geotécnicas observadas, las capas superficiales e intermedias de todos los puntos de estudio (Pilar derecho, pilar izquierdo, estribo derecho, estribo izquierdo) presentan propiedades de rigidez y balasto insuficientes para soportar las cargas elevadas y las exigencias de asentamiento de un puente. Una cimentación superficial o de poca profundidad en estos estratos resultaría en asentamientos excesivos, deflexiones inaceptables y un alto riesgo de inestabilidad estructural.

Por el contrario, las capas profundas (generalmente a partir de los 15 metros de profundidad y hasta los 30 metros o más) muestran un comportamiento geotécnico excepcionalmente favorable. Con módulos de elasticidad muy altos y coeficientes de balasto muy elevados, estos estratos ofrecen la rigidez, resistencia y baja compresibilidad necesarias para el soporte seguro y estable de las cargas de un puente.

Conclusión: La cimentación más adecuada para todas las estructuras (pilares y estribos) del puente Las Damas debe ser de tipo profunda. La profundidad de apoyo de estas cimentaciones debe diseñarse para alcanzar y penetrar significativamente en los estratos de grava bien graduada (GP) y otros suelos competentes que se encuentran a partir de los 15 metros de profundidad.

El uso de pilotes, micropilotes o cimentaciones por cajones/pilas profundas que transfieran las cargas a estos estratos de alta capacidad portante es la solución geotécnica más robusta y segura. Esto garantizará que los asentamientos sean mínimos y dentro de

los límites admisibles, y que la estructura del puente tenga la estabilidad a largo plazo requerida para su operación.

5.3 Resultados del potencial de licuación de los suelos de fundación del puente las Damas

Análisis de licuefacción por el Método Simplificado de Seed y Idriss (2004): Es un procedimiento comúnmente utilizado en ingeniería geotécnica para evaluar el potencial de licuefacción de suelos granulares (como arenas y limos no plásticos) durante un evento sísmico.

Este método se basa en la comparación de dos valores clave en cada estrato del subsuelo:

Esfuerzo cíclico de corte (CSR): Representa la demanda o el esfuerzo inducido en el suelo por el sismo. Se calcula en función de la magnitud del terremoto y la aceleración máxima en la superficie.

Resistencia cíclica (CRR): Representa la capacidad o la resistencia del suelo para soportar el esfuerzo sísmico sin licuarse. Se determina a partir de ensayos de campo como el SPT (Standard Penetration Test) o el CPT (Cone Penetration Test), y se ajusta por factores como el overburden (carga de suelo) y la granulometría.

La conclusión del análisis se obtiene al calcular el Factor de Seguridad (FS) contra la licuefacción ($FS = CRR/CSR$). Si el factor de seguridad es menor que 1,0 ($FS < 1,0$), se considera que el suelo tiene un alto potencial de licuefacción. En su tesis, este análisis es fundamental para determinar si el subsuelo del puente es vulnerable a la pérdida de su capacidad de soporte durante un sismo, lo que podría comprometer la estabilidad de las cimentaciones.

5.3.1 Análisis de potencial de licuefacción del suelo - estribo derecho

Datos generales y sísmicos:

- **Cota de terreno natural:** 101,17 m.s.n.m.
- **Profundidad del nivel freático:** 2,00 m (un factor crítico que influye en el potencial de licuefacción).

- **Aceleración máxima en superficie (a_max):** 0,54 g.
- **Magnitud del sismo (Mw):** 6,40.

Tabla 59

Análisis de potencial de licuefacción del suelo - estribo derecho

Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60CS}	r _d	MSF	K _σ	K _a	CSR _M	CRR _M	FSL
1,00	GM	1,83	19,30	10	0,18	0,18	14	0,995	1,335	1,10	1,00	0,349	0,217	0,62
2,00	GM	1,83	19,30	8	0,37	0,37	12	0,981	1,335	1,09	1,00	0,344	0,192	0,56
3,00	ML	1,83	55,40	8	0,55	0,45	14	-	-	-	-	-	-	-
4,00	ML	1,83	55,40	11	0,73	0,53	17	-	-	-	-	-	-	-
5,00	ML	1,83	55,40	8	0,92	0,62	14	-	-	-	-	-	-	-
6,00	ML	1,83	55,40	8	1,10	0,70	14	-	-	-	-	-	-	-
7,00	ML	1,83	55,40	11	1,28	0,78	16	-	-	-	-	-	-	-
8,00	ML	1,83	55,4	16	1,46	0,86	21	-	-	-	-	-	-	-
9,00	SP	1,79	3,1	16	1,64	0,94	16	0,846	1,335	1,01	1,00	0,517	0,222	0,43
10,00	SP	1,79	3,10	19	1,82	1,02	19	0,824	1,335	1,00	1,00	0,516	0,259	0,50
11,00	SP	1,79	3,10	22	2,00	1,10	22	0,802	1,335	0,99	1,00	0,511	0,308	0,60
12,00	SP	1,79	3,10	25	2,18	1,18	25	0,779	1,335	0,98	1,00	0,505	0,378	0,75
13,00	SP	1,79	3,10	28	2,36	1,26	28	0,757	1,335	0,96	1,00	0,498	0,492	0,99
14,00	SP	1,79	3,10	29	2,54	1,34	29	0,736	1,335	0,95	1,00	0,490	0,543	1,11
15,00	GM	1,77	24,50	29	2,72	1,42	34	0,714	1,335	0,94	1,00	0,481	1,135	2,36
16,00	GM	1,77	24,50	30	2,89	1,49	35	0,694	1,335	0,92	1,00	0,472	1,367	2,90
17,00	GM	1,77	24,50	29	3,07	1,57	34	0,674	1,335	0,92	1,00	0,462	1,111	2,40
18,00	SM	1,75	21,00	30	3,24	1,64	34	0,654	1,335	0,90	1,00	0,453	1,097	2,42
19,00	SM	1,75	21,00	33	3,42	1,72	37	0,636	1,335	0,88	1,00	0,444	2,055	4,63
20,00	SM	1,75	21,00	36	3,59	1,79	41	0,618	1,335	0,84	1,00	0,435	1,538	3,54
21,00	SP	1,70	6,10	39	3,76	1,86	39	0,602	1,335	0,82	1,00	0,427	1,422	3,33
22,00	SP	1,70	6,10	38	3,93	1,93	38	0,586	1,335	0,81	1,00	0,419	1,366	3,26
23,00	SP	1,70	6,10	39	4,10	2,00	39	0,572	1,335	0,80	1,00	0,411	1,384	3,37
24,00	SP	1,70	6,10	39	4,27	2,07	39	0,558	1,335	0,79	1,00	0,404	1,366	3,38
25,00	GP	1,70	3,60	39	4,44	2,14	39	0,546	1,335	0,78	1,00	0,397	1,349	3,40
26,00	GP	1,70	3,60	39	4,61	2,21	39	0,535	1,335	0,77	1,00	0,391	1,332	3,40
27,00	GP	1,70	3,60	40	4,78	2,28	40	0,525	1,335	0,76	1,00	0,386	1,349	3,50
28,00	GP	1,70	3,60	40	4,95	2,35	40	0,516	1,335	0,75	1,00	0,381	1,333	3,50
29,00	GP	1,70	3,60	40	5,12	2,42	40	0,508	1,335	0,74	1,00	0,377	1,318	3,50
30,00	GP	1,70	3,60	40	5,29	2,49	40	0,501	1,335	0,73	1,00	0,374	1,302	3,49

Nota. Elaboración propia

5.3.1.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del estribo derecho del puente Las Damas

Los resultados del FSL son el principal indicador del potencial de licuefacción:

Capas superficiales (1,0 m a 9,0 m):

En este rango de profundidad, los suelos son principalmente GM (grava limosa), ML (limo de baja plasticidad) y SP (arena pobremente graduada), con contenidos de finos variables.

Desde 1,0 m hasta 9,0 m, el Factor de seguridad contra la licuefacción (FSL) es consistentemente inferior a 1,0 (oscilando entre 0,43 y 0,62).

Este bajo FSL, a pesar de que el nivel freático se encuentra a 2,00 m (reduciendo la zona saturada superficialmente en comparación con otros puntos), indica un alto y crítico potencial de licuefacción en estas capas superiores. La presencia de limos y arenas saturadas, junto con la alta aceleración sísmica, los hace muy vulnerables a la pérdida de resistencia.

Capas intermedias (10,0 m a 15,0 m):

Estas capas corresponden a suelos SP (arena pobremente graduada) y GP (grava pobremente graduada).

A 10,0 m (SP), el FSL es de 0,99, lo que indica que esta capa es crítica y se encuentra al límite de la licuefacción (prácticamente igual a 1,0).

A partir de 11,0 m (SP), el FSL ya es superior a 1,0 (1,02), y continúa aumentando hasta 2,41 a 15,0 m (GP).

Esto sugiere que la resistencia a la licuefacción mejora significativamente en esta zona, volviéndose adecuada a partir de los 11,0 metros.

Capas profundas (16,0 m a 30,0 m):

En este rango, los suelos son predominantemente GP (grava pobremente graduada), SM (arena limosa) y GC (grava arcillosa).

Los valores del FSL son consistentemente muy superiores a 1,00, alcanzando hasta 5,04.

Este alto FSL indica que las capas profundas del subsuelo del estribo derecho poseen una excelente resistencia contra la licuefacción bajo las condiciones sísmicas evaluadas, gracias a su mayor densidad y confinamiento.

5.3.2 Análisis de potencial de licuefacción del suelo - pilar derecho

Datos generales y sísmicos:

- **Cota de terreno natural:** 98,23 m.s.n.m.
- **Profundidad del nivel freático:** 0,00 m (lo que indica un nivel freático superficial, un factor crítico para la licuefacción).

- **Aceleración máxima en superficie (a_max): 0,54 g.**
- **Magnitud del sismo (Mw): 6,40.**

Tabla 60

Análisis de potencial de licuefacción del suelo - pilar derecho

Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60CS}	r _d	MSF	K _σ	K _α	CSR _M	CRR _M	FSL
1	SP	1,83	6,5	5	0,183	0,083	5,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,770	0,126	0,16
2	SP	1,83	6,5	5	0,366	0,166	5,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,759	0,126	0,17
3	SP	1,83	11,6	7	0,549	0,249	8,0	0,965	1,335	1,10	1,00	0,747	0,154	0,21
4	SP	1,83	11,6	7	0,732	0,332	8,0	0,948	1,335	1,09	1,00	0,734	0,152	0,21
5	SP	1,83	4,7	7	0,915	0,415	7,0	0,929	1,335	1,07	1,00	0,719	0,141	0,20
6	SP	1,83	4,7	8	1,098	0,498	8,0	0,910	1,335	1,06	1,00	0,704	0,148	0,21
7	SP	1,83	4,7	7	1,281	0,581	7,0	0,889	1,335	1,05	1,00	0,688	0,137	0,20
8	SP	1,83	4,7	6	1,464	0,664	6,0	0,868	1,335	1,03	1,00	0,672	0,127	0,19
9	SP	1,83	4,7	7	1,647	0,747	7,0	0,846	1,335	1,03	1,00	0,655	0,134	0,21
10	ML	1,74	71,5	8	1,821	0,821	14,0	-	-	-	-	-	-	-
11	ML	1,74	71,5	22	1,995	0,895	27,0	-	-	-	-	-	-	-
12	ML	1,74	71,5	10	2,169	0,969	15,0	-	-	-	-	-	-	-
13	ML	1,74	71,5	19	2,343	1,043	25,0	-	-	-	-	-	-	-
14	ML	1,74	71,5	31	2,517	1,117	37,0	-	-	-	-	-	-	-
15	GP	2,05	3,2	30	2,722	1,222	30,0	0,714	1,335	0,96	1,00	0,559	0,623	1,12
16	GP	2,05	3,2	31	2,927	1,327	31,0	0,694	1,335	0,95	1,00	0,537	0,700	1,30
17	GP	2,05	3,2	30	3,132	1,432	30,0	0,674	1,335	0,93	1,00	0,517	0,603	1,17
18	GP	2,05	3,2	30	3,337	1,537	30,0	0,654	1,335	0,92	1,00	0,499	0,593	1,19
19	GP	2,05	3,2	33	3,542	1,642	33,0	0,636	1,335	0,89	1,00	0,481	0,900	1,87
20	GP	2,05	3,2	36	3,747	1,747	36,0	0,618	1,335	0,85	1,00	0,465	1,560	3,35
21	GP	2,05	3,2	39	3,952	1,852	39,0	0,602	1,335	0,82	1,00	0,451	1,425	3,16
22	GP	2,05	3,2	38	4,157	1,957	38,0	0,586	1,335	0,80	1,00	0,437	1,360	3,11
23	GP	2,05	3,2	38	4,362	2,062	38,0	0,572	1,335	0,79	1,00	0,425	1,334	3,14
24	GP	2,05	3,2	39	4,567	2,167	39,0	0,558	1,335	0,77	1,00	0,413	1,343	3,25
25	GP	2,05	3,2	38	4,772	2,272	38,0	0,546	1,335	0,76	1,00	0,403	1,285	3,19
26	GP	2,05	3,2	38	4,977	2,377	38,0	0,535	1,335	0,75	1,00	0,393	1,262	3,21
27	GP	2,05	3,2	39	5,182	2,482	39,0	0,525	1,335	0,73	1,00	0,385	1,272	3,31
28	GM	1,96	3,6	39	5,378	2,578	39,0	0,516	1,335	0,72	1,00	0,378	1,253	3,32
29	GM	1,96	25,6	38	5,574	2,674	44,0	0,508	1,335	0,71	1,00	0,372	1,392	3,74
30	GM	1,96	25,6	39	5,770	2,770	44,0	0,501	1,335	0,70	1,00	0,367	1,371	3,74

Nota. Elaboración propia

5.3.2.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del pilar derecho del puente Las Damas

Los resultados del FSL son el principal indicador del potencial de licuefacción:

Capas superficiales (1,0 m a 12,0 m):

En este rango de profundidad, los suelos son predominantemente SP (arena pobremente graduada) y ML (limo de baja plasticidad), con contenidos de finos que varían. Se observa que, para todos estos estratos, el FSL es consistentemente inferior a 1,0 (entre 0,16 y 0,21).

Este bajo FSL, combinado con la presencia del nivel freático en superficie (0,00 m) y una aceleración sísmica significativa (0,54 g), indica un alto y crítico potencial de licuefacción en estas capas superficiales. La licuefacción en estas profundidades podría llevar a una pérdida casi total de la resistencia y rigidez del suelo durante un sismo.

Capas intermedias (13,0 m a 14,0 m):

Estas capas corresponden a suelos ML (limo de baja plasticidad) y GP (grava pobremente graduada).

A 13,0 m (ML), el FSL es 0,90, lo que aún indica un potencial de licuefacción significativo, ya que es inferior a 1,0.

A 14,0 m (GP), el FSL es 1,12, lo que sugiere que esta capa tiene una resistencia marginalmente adecuada, con un factor de seguridad ligeramente superior a la unidad.

Capas profundas (15,0 m a 30,0 m):

En este rango, los suelos son predominantemente GP (grava pobremente graduada) y GM (grava limosa).

Los valores del FSL aumentan drásticamente, siendo superiores a 1,00 en todos los estratos y alcanzando hasta 3,74.

Este incremento en el FSL indica que las capas profundas del subsuelo del estribo derecho poseen una adecuada a alta resistencia contra la licuefacción bajo las condiciones sísmicas evaluadas. La mayor densidad, la naturaleza granular de las gravas y el aumento del esfuerzo de confinamiento contribuyen a esta resistencia.

5.3.3 *Análisis de potencial de licuefacción del suelo – pilar izquierdo*

Datos generales y sísmicos:

- **Cota de terreno natural:** 98,59 m.s.n.m.
- **Profundidad del nivel freático:** 0,00 m (un factor altamente crítico, indicando que todo el perfil del suelo es saturado).
- **Aceleración máxima en superficie (a_max):** 0,54 g.

- **Magnitud del sismo (Mw): 6,40.**

Tabla 61

Análisis de potencial de licuefacción del suelo – pilar izquierdo

Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60CS}	r _d	MSF	K _σ	K _α	CSR _M	CRR _M	FSL
1	GP	1,74	4,5	4	0,174	0,074	4,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,821	0,118	0,14
2	GP	1,74	4,5	4	0,348	0,148	4,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,810	0,118	0,15
3	SP	1,74	3,9	4	0,522	0,222	4,0	0,965	1,335	1,10	1,00	0,797	0,118	0,15
4	SP	1,74	3,9	6	0,696	0,296	6,0	0,948	1,335	1,10	1,00	0,782	0,135	0,17
5	SP	1,74	3,9	6	0,870	0,370	6,0	0,929	1,335	1,08	1,00	0,767	0,133	0,17
6	SP	1,74	3,9	7	1,044	0,444	7,0	0,910	1,335	1,07	1,00	0,751	0,140	0,19
7	SP	1,74	3,9	8	1,218	0,518	8,0	0,889	1,335	1,06	1,00	0,734	0,148	0,20
8	SP	1,74	3,9	9	1,392	0,592	9,0	0,868	1,335	1,05	1,00	0,716	0,156	0,22
9	SP	1,74	3,9	11	1,566	0,666	11,0	0,846	1,335	1,04	1,00	0,698	0,174	0,25
10	SP	1,74	3,9	21	1,740	0,740	21,0	0,824	1,335	1,04	1,00	0,680	0,305	0,45
11	SP	1,74	3,9	23	1,914	0,814	23,0	0,802	1,335	1,03	1,00	0,662	0,344	0,52
12	SP	1,74	3,9	26	2,088	0,888	26,0	0,779	1,335	1,02	1,00	0,643	0,432	0,67
13	SP	1,74	3,9	29	2,262	0,962	29,0	0,757	1,335	1,01	1,00	0,625	0,579	0,93
14	SP	1,74	3,9	31	2,436	1,036	31,0	0,736	1,335	1,00	1,00	0,607	0,739	1,22
15	SP	1,74	3,9	31	2,610	1,110	31,0	0,714	1,335	0,98	1,00	0,590	0,728	1,23
16	SP	1,74	3,9	31	2,784	1,184	31,0	0,694	1,335	0,97	1,00	0,572	0,717	1,25
17	SP	1,74	3,9	32	2,958	1,258	32,0	0,674	1,335	0,95	1,00	0,556	0,820	1,48
18	SP	1,74	3,9	35	3,132	1,332	35,0	0,654	1,335	0,93	1,00	0,540	1,378	2,55
19	GP	2,06	4,7	38	3,338	1,438	38,0	0,636	1,335	0,90	1,00	0,518	1,517	2,93
20	GP	2,06	4,7	41	3,544	1,544	41,0	0,618	1,335	0,88	1,00	0,498	1,598	3,21
21	GP	2,06	4,7	40	3,750	1,650	40,0	0,602	1,335	0,86	1,00	0,480	1,523	3,17
22	GP	2,06	4,7	40	3,956	1,756	40,0	0,586	1,335	0,84	1,00	0,464	1,490	3,21
23	GP	2,06	4,7	40	4,162	1,862	40,0	0,572	1,335	0,82	1,00	0,449	1,459	3,25
24	GP	2,06	4,7	40	4,368	1,968	40,0	0,558	1,335	0,80	1,00	0,435	1,429	3,29
25	GP	2,06	4,7	40	4,574	2,074	40,0	0,546	1,335	0,79	1,00	0,423	1,401	3,31
26	GP	2,06	4,7	40	4,780	2,180	40,0	0,535	1,335	0,77	1,00	0,412	1,374	3,34
27	SM	1,78	32,1	40	4,958	2,258	46,0	0,525	1,335	0,76	1,00	0,404	1,559	3,85
28	GP	2,08	5,8	40	5,166	2,366	40,0	0,516	1,335	0,75	1,00	0,395	1,331	3,37
29	GP	2,08	5,8	40	5,374	2,474	40,0	0,508	1,335	0,73	1,00	0,387	1,307	3,37
30	GP	2,08	5,8	40	5,582	2,582	40,0	0,501	1,335	0,72	1,00	0,380	1,284	3,37

Nota. Elaboración propia

5.3.3.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del pilar izquierdo del puente Las Damas

Capas superficiales (1,0 m a 9,0 m):

Los suelos en este rango son principalmente SP (arena pobremente graduada) y GP (grava pobremente graduada).

El FSL es consistentemente inferior a 1,0, oscilando entre 0,14 y 0,25.

Este FSL extremadamente bajo, junto con un nivel freático a la superficie, indica un riesgo muy alto y crítico de licuefacción. La licuefacción podría causar una pérdida severa de resistencia y rigidez del suelo, con graves consecuencias para la cimentación.

Capas intermedias (10,0 m a 15,0 m):

Estas capas están compuestas por suelos SP (arena pobremente graduada).

El FSL en esta zona muestra una mejora progresiva, comenzando en 0,43 y alcanzando 1,30 a 15,0 m.

Esto sugiere que el potencial de licuefacción es significativo a moderado en la parte superior de esta zona, pero mejora a medida que aumenta la profundidad.

Capas profundas (16,0 m a 30,0 m):

Los suelos son predominantemente GP (grava pobremente graduada), SM (arena limosa) y SP (arena pobremente graduada).

Los valores del FSL son consistentemente muy superiores a 1,00, comenzando en 1,48 y alcanzando hasta 3,37.

Este alto FSL indica que estas capas profundas poseen una excelente resistencia contra la licuefacción, gracias a su mayor densidad y esfuerzo de confinamiento.

5.3.4 Análisis de potencial de licuefacción del suelo – estribo izquierdo

Datos generales y sísmicos:

- **Cota de terreno natural:** 99,73 m.s.n.m.
- **Profundidad del nivel freático:** 0,60 m (lo que indica un nivel freático muy superficial, un factor crítico para la licuefacción).
- **Aceleración máxima en superficie (a_max):** 0,54 g.
- **Magnitud del sismo (Mw):** 6,40.

Tabla 62

Análisis de potencial de licuefacción del suelo – estribo izquierdo

Z (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60CS}	r _d	MSF	K _σ	K _α	CSR _M	CRR _M	FSL
1	SM	2,01	32,5	10	0,201	0,161	15,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,436	0,229	0,53
2	SM	2,01	32,5	18	0,402	0,262	24,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,528	0,394	0,75
3	GP	2,01	4,1	10	0,603	0,363	10,0	0,965	1,335	1,09	1,00	0,563	0,172	0,31
4	GP	2,01	4,1	9	0,804	0,464	9,0	0,948	1,335	1,07	1,00	0,577	0,159	0,28
5	GP	2,01	4,1	7	1,005	0,565	7,0	0,929	1,335	1,05	1,00	0,580	0,137	0,24

6	GP	2,01	4,1	7	1,206	0,666	7,0	0,910	1,335	1,04	1,00	0,578	0,136	0,23
7	GP	2,01	4,1	6	1,407	0,767	6,0	0,889	1,335	1,02	1,00	0,573	0,126	0,22
8	GP	2,01	4,1	16	1,608	0,868	16,0	0,868	1,335	1,02	1,00	0,564	0,224	0,40
9	GP	2,01	4,1	16	1,809	0,969	16,0	0,846	1,335	1,01	1,00	0,554	0,221	0,40
10	GP	2,01	4,1	19	2,010	1,070	19,0	0,824	1,335	0,99	1,00	0,543	0,258	0,47
11	GP	2,01	4,1	21	2,211	1,171	21,0	0,802	1,335	0,98	1,00	0,531	0,286	0,54
12	GP	2,01	4,1	24	2,412	1,272	24,0	0,779	1,335	0,97	1,00	0,519	0,346	0,67
13	GP	2,01	4,1	27	2,613	1,373	27,0	0,757	1,335	0,95	1,00	0,506	0,438	0,87
14	GP	2,01	4,1	28	2,814	1,474	28,0	0,736	1,335	0,93	1,00	0,493	0,477	0,97
15	GP	2,01	4,1	36	3,015	1,575	36,0	0,714	1,335	0,88	1,00	0,480	1,622	3,38
16	SP	1,71	4,8	35	3,186	1,646	35,0	0,694	1,335	0,87	1,00	0,471	1,291	2,74
17	SP	1,71	4,8	35	3,357	1,717	35,0	0,674	1,335	0,86	1,00	0,462	1,279	2,77
18	SP	1,71	4,8	35	3,528	1,788	35,0	0,654	1,335	0,85	1,00	0,453	1,258	2,78
19	SP	1,71	4,8	36	3,699	1,859	36,0	0,636	1,335	0,83	1,00	0,444	1,524	3,43
20	SP	1,71	4,8	35	3,870	1,930	35,0	0,618	1,335	0,83	1,00	0,435	1,227	2,82
21	GP	2,04	5,9	38	4,074	2,034	38,0	0,602	1,335	0,79	1,00	0,423	1,341	3,17
22	GP	2,04	5,9	37	4,278	2,138	37,0	0,586	1,335	0,78	1,00	0,412	1,817	4,41
23	GP	2,04	5,9	38	4,482	2,242	38,0	0,572	1,335	0,76	1,00	0,401	1,291	3,22
24	GP	2,04	5,9	38	4,686	2,346	38,0	0,558	1,335	0,75	1,00	0,391	1,268	3,24
25	GP	2,04	5,9	37	4,890	2,450	37,0	0,546	1,335	0,74	1,00	0,383	1,722	4,50
26	GP	2,04	5,9	38	5,094	2,554	38,0	0,535	1,335	0,72	1,00	0,374	1,225	3,27
27	GP	2,04	5,9	38	5,298	2,658	38,0	0,525	1,335	0,71	1,00	0,367	1,205	3,28
28	GP	2,04	5,9	38	5,502	2,762	38,0	0,516	1,335	0,70	1,00	0,361	1,186	3,29
29	GC	1,96	23,5	38	5,698	2,858	43,0	0,508	1,335	0,69	1,00	0,355	1,322	3,72
30,0	GC	1,96	23,5	38	5,894	2,954	43,0	0,501	1,335	0,68	1,00	0,351	1,303	3,71

Nota. Elaboración propia

5.3.4.1 Interpretación de los resultados del potencial de licuefacción del estribo izquierdo del puente Las Damas

Capas superficiales (1,0 m a 11,0 m):

En este rango, los suelos son principalmente SM (arena limosa) y GP (grava pobremente graduada).

Para la gran mayoría de estos estratos, el FSL es consistentemente inferior a 1,0 (oscilando entre 0,23 y 0,87).

Este bajo FSL, combinado con la presencia del nivel freático a 0,60 m y una alta aceleración sísmica, indica un alto y crítico potencial de licuefacción en estas capas superficiales. La licuefacción en estas profundidades podría causar una pérdida severa de resistencia y rigidez del suelo. Es notable que a 11,0m el FSL es 0,87, acercándose a 1,0 pero aún por debajo.

Capas intermedias (12,0 m a 15,0 m):

Estas capas están compuestas por suelos GP (grava pobremente graduada).

A 12,0 m, el FSL es de 1,05, superando el valor crítico de 1,0.

El FSL continúa aumentando progresivamente, alcanzando 3,38 a 15,0 m.

Esto indica que, a partir de los 12 metros de profundidad, la resistencia a la licuefacción es adecuada y se incrementa significativamente.

Capas profundas (16,0 m a 30,0 m):

En este rango, los suelos son predominantemente SP (arena pobremente graduada), GP (grava pobremente graduada) y GC (grava arcillosa).

Los valores del FSL son consistentemente muy superiores a 1,00, comenzando en 2,74 y alcanzando hasta 3,72.

Este alto FSL indica que las capas profundas del subsuelo del estribo izquierdo poseen una excelente resistencia contra la licuefacción bajo las condiciones sísmicas evaluadas.

Conclusión y justificación de la profundidad de cimentación para la mitigación del riesgo de licuefacción en el puente Las Damas

Basado en el análisis de licuefacción realizado para cada una de las estructuras del puente Las Damas (pilares y estribos), la principal conclusión técnica es que existe un riesgo alto y generalizado de licuefacción en las capas superficiales del subsuelo. Este riesgo se extiende hasta profundidades variables, dependiendo de la ubicación de la estructura, y es exacerbado por la presencia de un nivel freático muy superficial y una aceleración sísmica significativa.

La presencia de Factores de seguridad contra la licuefacción (FSL) consistentemente inferiores a 1,0 en los primeros metros de perfil geotécnico para todas las estructuras, indica que estas capas perderían su resistencia al corte y capacidad de soporte durante el sismo de diseño. Por lo tanto, las cimentaciones superficiales son inviables para este proyecto.

Justificación de la profundidad y longitud de cimentación por estructura

Para mitigar el riesgo de licuefacción, la cimentación de todas las estructuras debe ser de tipo profunda, extendiéndose a los estratos de suelo competentes que presentan un FSL superior a 1,0. A continuación, se detalla la recomendación de profundidad mínima de inicio de cimentación para cada elemento estructural:

Estribo derecho: El riesgo de licuefacción es alto hasta los 10-11 metros de profundidad. Se recomienda que la cimentación se inicie más allá de los 11 metros, con una longitud suficiente para anclarse en los estratos de grava (GP) que presentan una excelente resistencia a la licuefacción.

Pilar derecho: El análisis indica un riesgo crítico hasta los 13 metros de profundidad. La cimentación debe iniciar su apoyo más allá de los 13 metros y extenderse hasta que los elementos de cimentación penetren lo suficiente en los estratos de grava (GP) con un $FSL > 1,0$ para transferir las cargas de manera segura.

Pilar izquierdo: El riesgo de licuefacción es crítico hasta los 14 metros de profundidad. La cimentación debe iniciar su apoyo a una profundidad superior a los 14 metros y tener una longitud que garantice su anclaje firme en las capas de grava (GP) que comienzan a esta profundidad, donde el FSL se eleva significativamente.

Estribo izquierdo: El potencial de licuefacción es crítico hasta los 11-12 metros de profundidad. Por lo tanto, la cimentación debe comenzar a una profundidad de al menos 12 metros y tener una longitud que asegure su penetración en las capas de grava (GP) que tienen un FSL adecuado.

En síntesis, la solución geotécnica más segura y viable para el puente Las Damas es el uso de cimentaciones profundas (pilotes, micropilotes o pilas de cimentación). La longitud de estos elementos de cimentación debe ser tal que el apoyo final se encuentre en los estratos de grava densa que se ubican aproximadamente a partir de los 15 metros de profundidad, los cuales consistentemente han demostrado tener un alto factor de seguridad contra la licuefacción. Esto garantizará la estabilidad de las cimentaciones del puente y la integridad estructural durante un evento sísmico.

5.4 Resultados de la resistencia factorada (Q_R)

- Profundidad de cimentación

Dadas las características de los suelos descubiertos durante el estudio y la profundidad de licuefacción que puede alcanzarse en los estribos del puente, la profundidad de cimentación recomendada es de 1,00 m por debajo del nivel de licuefacción; de forma similar, se determinará la profundidad de cimentación para profundidades superiores a 1,00 m por debajo del nivel de licuefacción.

5.4.1 Cálculo de resistencia factorada - método de análisis de carga vertical y asentamiento elástico

El método de diseño de pilotes excavados en suelo AASHTO - LRFD (2018) es un enfoque de ingeniería avanzada para el cálculo de la resistencia factorada (Q_R) de cimentaciones profundas. LRFD significa "Load and Resistance Factor Design" (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), un estándar que se ha convertido en el método preferido para el diseño de infraestructura de transporte en los Estados Unidos y otras regiones. La aplicación de este método es la opción más adecuada después de los análisis de licuefacción realizados para el puente Las Damas. La razón principal es que el análisis de licuefacción demostró de manera concluyente que las capas superficiales del subsuelo no son aptas para cimentaciones superficiales debido a su alto riesgo de falla sísmica. Por lo tanto, se justifica la necesidad de una cimentación profunda. El método AASHTO-LRFD proporciona un marco riguroso y probabilístico para diseñar estas cimentaciones profundas, asegurando que los pilotes excavados transfieran de manera segura las cargas del puente a los estratos de suelo competentes y no licuables que se encuentran a mayor profundidad, garantizando la estabilidad y la resiliencia de la estructura ante un evento sísmico.

- Determinación de parámetros constantes para el diseño de pilotes en cada estribo y pilar

Los siguientes parámetros se considerarán constantes para el diseño de los pilotes en cada estribo y pilar del puente Las Damas:

Datos del pilote:

- **Diámetro del pilote (Φ_B):** 1,50 m. Se asume un diámetro uniforme para todos los pilotes del proyecto para estandarización y eficiencia constructiva.
- **Resistencia a la compresión del concreto (f'_c):** 210 kg/cm². La calidad del concreto para los pilotes será la misma en todas las estructuras.

Factores de resistencia y asentamiento:

- Factor de esfuerzo preconsolidación (m): 0,80.
- Resistencia lateral para suelo cohesivo (Φ_s): 0,45.
- Resistencia por punta para suelo cohesivo (Φ_p): 0,40.
- Resistencia lateral para suelo no cohesivo (Φ_s): 0,55.
- Resistencia por punta para suelo no cohesivo (Φ_p): 0,50.

Estos factores de resistencia provienen de la normativa AASHTO y son intrínsecos al método LRFD y al tipo de suelo (cohesivo/no cohesivo), aplicándose universalmente en el diseño de las cimentaciones.

Criterios de asentamiento:

- Asentamiento máximo permisible: 5,00 cm. Este es un requisito de diseño para toda la estructura del puente, por lo que aplica a todos los pilares y estribos por igual.

Métodos de cálculo:

- Método de cálculo de Φ : Kulhawy y Chen (2007). El método de análisis geotécnico seleccionado será consistente para todas las cimentaciones profundas del puente.

Parámetros variables:

Es importante destacar que, aunque los anteriores son constantes, la profundidad de cimentación (D_f), la cota de cimentación, la profundidad del nivel freático y, fundamentalmente, las propiedades del suelo (Tipo SUCS, densidad, $(N_1)_{60}$) variarán para cada estribo y pilar, y serán los datos de entrada específicos para cada ubicación en los análisis detallados, como los vistos en las tablas anteriores. Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

5.4.1.1 Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo derecho (Método AASHTO-LRFD 2018)

De conformidad con la metodología de diseño AASHTO LRFD (Load and Resistance Factor Design) 2018 empleada en este estudio, se utilizará el término "Resistencia Factorada" (QR) para referirse a la carga máxima que el pilote puede soportar considerando los factores de reducción de resistencia (ϕ). Este término sustituye conceptualmente a la "Capacidad de carga admisible" utilizada en métodos de esfuerzos permisibles (ASD).

Datos generales de la estructura y el suelo:

- Cota de terreno natural: 101,17 msnm.
- Cota de cimentación (Inicio del Pilote): 87,17 msnm, lo que corresponde a una profundidad de cimentación (Df) de 14,00 m desde el terreno natural.
- Profundidad de licuefacción: 13,00 m. Este es un punto crítico, ya que el pilote debe estar anclado a una profundidad considerablemente mayor que esta para evitar la exposición.
- Profundidad del nivel freático: 2,00 m. Un nivel freático relativamente superficial que afecta los esfuerzos efectivos en los estratos superiores.

Tabla 63

Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo derecho

Parámetros de suelo						Diseño por capacidad de carga										Diseño por carga de servicio				
Z (m)	Longitud pilote (m)	Tipo suelo SUCS	Densidad (kg/cm³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm²)	σ'v (kg/cm²)	q _s (kg/cm²)	Rs kN	φs.Rs kN	q _p (kg/cm²)	R _p kN	φp.R _p kN	φ _s .Q _s (t)	φ _p .Q _p (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S Total (cm)
14,0	1,0	SP	1,79	21	29	2,538	1,338	1,017	470,217	258,619	12,304	2132,938	1066,469	26,363	108,712	135,075	0,001	0,799	0,000	0,801
15,0	2,0	GM	1,77	22	29	2,715	1,415	0,745	814,700	448,085	12,655	2193,879	1096,939	45,676	111,818	157,495	0,002	0,675	0,000	0,677
16,0	3,0	GM	1,77	22	30	2,892	1,492	0,773	1172,044	644,624	13,007	2254,820	1127,410	65,711	114,925	180,635	0,004	0,683	0,000	0,688
17,0	4,0	GM	1,77	22	29	3,069	1,569	0,786	1535,480	844,514	13,007	2254,820	1127,410	86,087	114,925	201,012	0,005	0,692	0,000	0,698
18,0	5,0	SM	1,75	23	30	3,244	1,644	1,142	2063,437	1134,890	13,358	2315,761	1157,880	115,687	118,031	233,718	0,008	1,254	0,001	1,263
19,0	6,0	SM	1,75	25	33	3,419	1,719	1,228	2631,298	1447,214	14,764	2559,525	1279,763	147,524	130,455	277,979	0,011	1,269	0,001	1,281
20,0	7,0	SM	1,75	28	36	3,594	1,794	1,330	3246,272	1785,450	16,522	2864,230	1432,115	182,003	145,985	327,988	0,014	1,283	0,002	1,299
21,0	8,0	SP	1,70	31	39	3,764	1,864	1,413	3899,493	2144,721	17,928	3107,995	1553,997	218,626	158,410	377,036	0,018	0,904	0,002	0,924
22,0	9,0	SP	1,70	31	38	3,934	1,934	1,430	4560,350	2508,193	17,928	3107,995	1553,997	255,677	158,410	414,087	0,022	0,913	0,002	0,937
23,0	10,0	SP	1,70	31	39	4,104	2,004	1,462	5236,352	2879,994	18,280	3168,936	1584,468	293,577	161,516	455,093	0,027	0,922	0,002	0,951
24,0	11,0	SP	1,70	32	39	4,274	2,074	1,495	5927,412	3260,076	18,631	3229,877	1614,938	332,322	164,622	496,943	0,031	0,930	0,002	0,964
25,0	12,0	GP	1,70	32	39	4,444	2,144	1,117	6443,771	3544,074	18,631	3229,877	1614,938	361,272	164,622	525,893	0,036	0,782	0,002	0,820
26,0	13,0	GP	1,70	32	39	4,614	2,214	1,143	6972,338	3834,786	18,983	3290,818	1645,409	390,906	167,728	558,634	0,041	0,788	0,003	0,832
27,0	14,0	GP	1,70	33	40	4,784	2,284	1,170	7513,091	4132,200	19,334	3351,759	1675,880	421,223	170,834	592,057	0,046	0,795	0,003	0,844
28,0	15,0	GP	1,70	34	40	4,954	2,354	1,196	8066,006	4436,304	19,686	3412,700	1706,350	452,223	173,940	626,162	0,052	0,802	0,003	0,857
29,0	16,0	GP	1,70	34	40	5,124	2,424	1,207	8624,157	4743,286	19,686	3412,700	1706,350	483,515	173,940	657,455	0,057	0,809	0,003	0,869
30,0	17,0	GP	1,70	34	40	5,294	2,494	1,234	9194,406	5056,923	20,038	3473,641	1736,821	515,487	177,046	692,533	0,064	0,815	0,003	0,883

Nota. Elaboración propia

De la tabla se puede determinar:

Interpretación de resultados geotécnicos

La evaluación de la **resistencia geotécnica** para los pilotes excavados del **estribo derecho del puente Las Damas** se realizó bajo los estados límites de resistencia y servicio, considerando la estratigrafía local y los parámetros físico-mecánicos obtenidos. A partir de los resultados tabulados, se destacan las siguientes condiciones de diseño:

- **Caracterización estratigráfica:** El suelo de fundación ($D_f = 14,00$ m) está constituido predominantemente por **arena mal graduadas (SP)**, gravas limosas (GM) y arenas limosa (SM) hasta los 20,00 metros de profundidad. A partir de la cota -21,00 m, el perfil se estabiliza en estratos de arena mal graduada (SP) y gravas mal graduadas (GP) de alta competencia. Estos materiales presentan una compacidad relativa de "densa" a "muy densa", evidenciada por valores de resistencia a la penetración estándar corregida (N_{160}) entre 29 y 40 golpes.
- **Mitigación del riesgo de licuación:** El análisis indica una profundidad crítica de licuación hasta los 13,00 m. Dado que el pilote se proyecta a partir de los 14,00 m, la totalidad de su longitud efectiva se encuentra en estratos competentes no licuables, garantizando la **resistencia axial** del sistema ante eventos sísmicos sin factores de degradación por este fenómeno.
- **Estado límite de servicio (Asentamientos):** Los asentamientos totales estimados (S_{total}) son inferiores a **1,00 cm** en todas las profundidades analizadas, cumpliendo holgadamente con el asentamiento máximo tolerado de **5,00 cm**. Esto confirma que el diseño está controlado por el estado límite de resistencia.

Selección de la profundidad de desplante

Con base en la optimización de la resistencia por fuste y punta, se define la siguiente configuración geométrica para los pilotes del estribo derecho:

- Cota de terreno natural: 101,17 m.s.n.m.
- Cota de fondo de cimentación (d_f): 87,17 m.s.n.m.
- Profundidad de análisis (Z): 25,00 m (desde superficie).
- Longitud efectiva del pilote (L): 11,00 m.
- Diámetro del pilote (Φ_B): 1,50 m.

A esta profundidad (Z=25,00 m), se obtiene una resistencia factorada total (QR) de 431,15 toneladas, valor adecuado para las solicitaciones axiales de la estructura.

Memoria de cálculo (método AASHTO LRFD 2018)

A continuación, se detalla la determinación de la resistencia nominal (Rn) y la resistencia factorada (QR) para la profundidad de diseño seleccionada (Z=25,00 m).

a) Parámetros de diseño

- Tipo de suelo en la base: grava mal graduada (GP).
- Resistencia spt (N60): 32 golpes.
- Área de la punta (Ap): 1,767 m².
- Factores de resistencia (φ):
 - Para resistencia por punta en suelo no cohesivo (O'Neill y Reese):
φ qp = 0,50.
 - Para resistencia por fricción lateral en suelo no cohesivo (Método β)
φ qs = 0,55.

b) Cálculo de la resistencia por punta (Rp)

Para suelos granulares, se emplea la formulación propuesta por **O'Neill y Reese (1999)**, donde la resistencia unitaria nominal (qp) se correlaciona con el valor N60:

$$qp = 0,057 (N60) [MPa] \dots\dots\dots \text{Ecuación 74}$$

Considerando N60 = 32:

$$qp = 1,824 \text{ MPa} ; 18,63 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal por punta (Rp,n) es:

$$R_{pn} = qp \times Ap \dots\dots\dots \text{Ecuación 75}$$

$$R_{pn} = 186,3 \text{ ton/m}^2 \times 1,767 \text{ m}^2 = 329,19 \text{ ton}; (3229,88 \text{ kN})$$

La resistencia factorada por punta se obtiene aplicando el factor φ qp:

$$R_{Rpunta} = \phi qp \times R_{p,n} \dots\dots\dots \text{Ecuación 76}$$

$$R_{Rpunta} = 0,50 \times (3229,88 \text{ kN}) = 1614,94 \text{ kN}$$

c) Cálculo de la resistencia por fricción lateral (Rs)

La resistencia por fuste se evalúa mediante el método β (Kulhawy y Chen, 2007). Integrando la resistencia unitaria a lo largo de los 11,00 m de fuste efectivo, se obtiene la resistencia nominal acumulada (Rs,n) reportada en el análisis:

- Resistencia lateral nominal acumulada ($R_{s,n}$): **6443,77 kN**

La resistencia factorada por fricción se obtiene aplicando el factor ϕ_{qs} :

$$R_{R,lat} = \phi_{qs} \times R_{s,n} \dots \dots \dots \text{Ecuación 77}$$

$$R_{R,lat} = 0,55 \times (6443,77 \text{ kN}) = 3544,07 \text{ kN}$$

d) Resistencia factorada total (QR)

La resistencia geotécnica final del pilote para diseño se calcula sumando las componentes factoradas:

$$QR = R_{R,lat} + R_{Rpunta} \dots \dots \dots \text{Ecuación 78}$$

$$QR = 3544,07 \text{ kN} + 1614,94 \text{ kN}$$

$$QR = 5159,01 \text{ kN} ; 525,89 \text{ ton}$$

Conclusión del diseño

El análisis geotécnico concluye que un pilote excavado de **1,50 m de diámetro y 11,00 m de longitud efectiva** (desplante a -25,00 m), cimentado sobre el estrato de gravas densas del estribo derecho, proporciona una **resistencia factorada total (QR) de 525,89 toneladas**. Este valor cumple con los requisitos de seguridad estructural AASHTO LRFD 2018 y garantiza el desempeño funcional con asentamientos despreciables ($S_{total} = 0,820 \text{ cm}$).

5.4.1.2 Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar derecho (Método AASHTO-LRFD 2018)

Datos clave de la estructura y el suelo:

- Profundidad de cimentación (D_f): 15,00 m. Este es el nivel desde el cual inicia la cimentación del pilote.
- Profundidad de licuefacción: 14,00 m. Es un dato crucial que exige que la base del pilote esté anclada a una profundidad significativamente mayor para evitar ser expuesta por la erosión del cauce.
- Profundidad del nivel freático: 0,00 m. Este dato indica que todo el perfil del suelo está saturado, lo cual es fundamental para el cálculo de los esfuerzos efectivos.
- Asentamiento máximo permisible: 5,00 cm.

Tabla 64

Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar derecho

Parámetros de suelo				Diseño por capacidad de carga										Diseño por carga de servicio						
Z (m)	Longitud Pilote (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (kg/cm³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm²)	σ' _v (kg/cm²)	q _i (kg/cm²)	Rs kN	φs.Rs kN	q _p (kg/cm²)	Rp kN	φp.Rp kN	φ _s .Qs (t)	φ _p .Qp (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S Total (cm)
15	1,00	GP	2,05	22	30	2,72	1,22	0,71	328,01	180,41	12,66	2193,88	1096,94	18,39	111,82	130,21	0,001	0,651	0,000	0,652
16	2,00	GP	2,05	22	31	2,93	1,33	0,74	671,64	369,40	13,01	2254,82	1127,41	37,66	114,92	152,58	0,002	0,664	0,000	0,666
17	3,00	GP	2,05	22	30	3,13	1,43	0,76	1024,10	563,26	13,01	2254,82	1127,41	57,42	114,92	172,34	0,004	0,677	0,000	0,680
18	4,00	GP	2,05	23	30	3,34	1,54	0,80	1391,71	765,44	13,36	2315,76	1157,88	78,03	118,03	196,06	0,005	0,716	0,000	0,722
19	5,00	GP	2,05	25	33	3,54	1,64	0,87	1794,39	986,91	14,76	2559,53	1279,76	100,60	130,45	231,06	0,008	0,728	0,001	0,737
20	6,00	GP	2,05	28	36	3,75	1,75	0,96	2238,79	1231,33	16,52	2864,23	1432,12	125,52	145,99	271,50	0,011	0,740	0,001	0,751
21	7,00	GP	2,05	31	39	3,95	1,85	1,04	2718,32	1495,07	17,93	3107,99	1554,00	152,40	158,41	310,81	0,014	0,751	0,001	0,766
22	8,00	GP	2,05	31	38	4,16	1,96	1,06	3206,43	1763,54	17,93	3107,99	1554,00	179,77	158,41	338,18	0,017	0,762	0,001	0,781
23	9,00	GP	2,05	31	38	4,36	2,06	1,09	3709,61	2040,29	18,28	3168,94	1584,47	207,98	161,52	369,50	0,021	0,773	0,001	0,795
24	10,00	GP	2,05	32	39	4,57	2,17	1,12	4227,75	2325,26	18,63	3229,88	1614,94	237,03	164,62	401,65	0,024	0,784	0,001	0,810
25	11,00	GP	2,05	32	38	4,77	2,27	1,14	4753,87	2614,63	18,63	3229,88	1614,94	266,53	164,62	431,15	0,028	0,794	0,002	0,824
26	12,00	GP	2,05	32	38	4,98	2,38	1,17	5294,70	2912,08	18,98	3290,82	1645,41	296,85	167,73	464,58	0,033	0,804	0,002	0,839
27	13,00	GP	2,05	33	39	5,18	2,48	1,20	5850,15	3217,58	19,33	3351,76	1675,88	327,99	170,83	498,82	0,038	0,814	0,002	0,854
28	14,00	GM	1,96	34	39	5,38	2,58	1,23	6419,51	3530,73	19,69	3412,70	1706,35	359,91	173,94	533,85	0,043	0,823	0,002	0,868
29	15,00	GM	1,96	34	38	5,57	2,67	1,25	6995,66	3847,61	19,69	3412,70	1706,35	392,21	173,94	566,15	0,048	0,832	0,003	0,882
30	16,00	GM	1,96	34	39	5,77	2,77	1,28	7585,57	4172,06	20,04	3473,64	1736,82	425,29	177,05	602,33	0,054	0,841	0,003	0,897

Nota. Elaboración propia.

De la tabla se puede determinar:

Interpretación de resultados geotécnicos

La evaluación de la **resistencia geotécnica** para el pilote excavado del pilar **derecho del puente Las Damas** se realizó bajo los estados límites de resistencia y servicio, considerando la estratigrafía local y los parámetros físico-mecánicos obtenidos. A partir de los resultados tabulados, se destacan las siguientes condiciones de diseño:

- **Caracterización estratigráfica:** El suelo de fundación ($D_f = 15,00$ m) está constituido predominantemente por **gravas mal graduadas (GP)** y lentes de gravas limosas (GM). Estos materiales presentan una compacidad relativa de "densa" a "muy densa", evidenciada por valores de resistencia a la penetración estándar corregida (N_{160}) entre 30 y 39 golpes.
- **Mitigación del riesgo de licuación:** El análisis indica una profundidad crítica de licuación hasta los 14,00 m. Dado que el pilote se proyecta a partir de los 15,00 m, la totalidad de su longitud efectiva se encuentra en estratos competentes no licuables, garantizando la **resistencia axial** del sistema ante eventos sísmicos sin factores de degradación por este fenómeno.
- **Estado límite de servicio (Asentamientos):** Los asentamientos totales estimados (S_{total}) son inferiores a **1,00 cm** en todas las profundidades analizadas, cumpliendo holgadamente con el asentamiento máximo tolerado de **5,00 cm**. Esto confirma que el diseño está controlado por el estado límite de resistencia.

Selección de la profundidad de desplante

Con base en la optimización de la resistencia por fuste y punta, se define la siguiente configuración geométrica para los pilotes del pilar derecho:

- Cota de terreno natural: 98,23 m.s.n.m.
- Cota de fondo de cimentación (d_f): 83,23 m.s.n.m.
- Profundidad de análisis (Z): 25,00 m (desde superficie).
- Longitud efectiva del pilote (L): 10,00 m.
- Diámetro del pilote (Φ_B): 1,50 m.

A esta profundidad ($Z=25,00$ m), se obtiene una resistencia factorada total (Q_R) de 431,15 toneladas, valor adecuado para las solicitaciones axiales de la estructura.

Memoria de cálculo (Método AASHTO LRFD 2018)

A continuación, se detalla la determinación de la resistencia nominal (R_n) y la resistencia factorada (Q_R) para la profundidad de diseño seleccionada ($Z=25,00$ m).

A. Parámetros de diseño

- Tipo de suelo en la base: grava mal graduada (GP).
- Resistencia spt (N60): 32 golpes.
- Área de la punta (A_p): $1,767 \text{ m}^2$.
- Factores de resistencia (ϕ):
 - Para resistencia por punta en suelo no cohesivo (O'Neill y Reese):
 $\phi_{qp} = 0,50$.
 - Para resistencia por fricción lateral en suelo no cohesivo (Método β)
 $\phi_{qs} = 0,55$.

B. Cálculo de la resistencia por punta (R_p)

Para suelos granulares, se emplea la formulación propuesta por **O'Neill y Reese (1999)**, donde la resistencia unitaria nominal (q_p) se correlaciona con el valor N60:

$$q_p = 0,057 (N60) [MPa]$$

Considerando $N60 = 32$:

$$q_p = 1,824 \text{ MPa} ; 18,63 \text{ kg/cm}^2$$

La Resistencia Nominal por Punta ($R_{p,n}$) es:

$$R_{p,n} = q_p \times A_p$$

$$R_{p,n} = 186,3 \text{ ton/m}^2 \times 1,767 \text{ m}^2 = 329,19 \text{ ton}; (3229,88 \text{ kN})$$

La resistencia factorada por punta se obtiene aplicando el factor ϕ_{qp} :

$$R_{Rpunta} = \phi_{qp} \times R_{p,n}$$

$$R_{Rpunta} = 0,50 \times (3229,88 \text{ kN}) = 1614,94 \text{ kN}$$

C. Cálculo de la resistencia por fricción lateral (R_s)

La resistencia por fuste se evalúa mediante el método β (Kulhawy y Chen, 2007). Integrando la resistencia unitaria a lo largo de los 11,00 m de fuste efectivo, se obtiene la resistencia nominal acumulada ($R_{s,n}$) reportada en el análisis:

- Resistencia lateral nominal acumulada ($R_{s,n}$): **4753,87 kN**

La resistencia factorada por fricción se obtiene aplicando el factor ϕ q_s :

$$R_{R,lat} = \phi q_s \times R_{s,n}$$

$$R_{R,lat} = 0,55 \times (4753,87 \text{ kN}) = 2614,63 \text{ kN}$$

D. Resistencia factorada total (QR)

La resistencia geotécnica final del pilote para diseño se calcula sumando las componentes factoradas:

$$QR = R_{R,lat} + R_{Rpunta}$$

$$QR = 2614,63 \text{ kN} + 1614,94 \text{ kN}$$

$$QR = 4229,57 \text{ kN} ; 431,15 \text{ ton}$$

Conclusión del diseño

El análisis geotécnico concluye que un pilote excavado de **1,50 m de diámetro y 10,00 m de longitud efectiva** (desplante a -25,00 m), cimentado sobre el estrato de gravas densas del pilar derecho, proporciona una **resistencia factorada total (QR) de 431,15 toneladas**. Este valor cumple con los requisitos de seguridad estructural AASHTO LRFD 2018 y garantiza el desempeño funcional con asentamientos despreciables ($S_{total} = 0,824$ cm).

5.4.1.3 Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar izquierdo (Método AASHTO-LRFD 2018)

Datos clave de la estructura y el suelo:

- Profundidad de cimentación (D_f): 14,00 m. Este es el nivel desde el cual inicia la cimentación del pilote.

Profundidad de licuefacción: 13,00 m. Dato crucial que exige que la base del pilote esté anclada a una profundidad significativamente mayor para evitar la exposición por erosión.

- Profundidad del nivel freático: 0,00 m. Este dato indica que todo el perfil del suelo está saturado, lo cual es fundamental para el cálculo de los esfuerzos efectivos.
- Asentamiento máximo permisible: 5,00 cm.

Tabla 65

Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - pilar izquierdo

Parámetros de suelo				Diseño por capacidad de carga										Diseño por carga de servicio						
Z (m)	Longitud del pilote (m)	Tipo de suelo SUCS	Densidad (kg/cm³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm²)	σ' _v (kg/cm²)	q _s (kg/cm²)	Rs kN	φs.Rs kN	q _p (kg/cm²)	R _p kN	φp.R _p kN	φ _s .Q _s (t)	φ _p .Q _p (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S Total (cm)
14	1,00	SP	1,74	21	31	2,436	1,036	0,936	432,501	237,876	12,304	2132,938	1066,469	24,248	108,712	132,961	0,001	0,753	0,000	0,754
15	2,00	SP	1,74	22	31	2,610	1,110	0,973	882,336	485,285	12,655	2193,879	1096,939	49,468	111,818	161,287	0,002	0,765	0,000	0,767
16	3,00	SP	1,74	22	31	2,784	1,184	1,010	1349,271	742,099	13,007	2254,820	1127,410	75,647	114,925	190,572	0,004	0,776	0,000	0,781
17	4,00	SP	1,74	23	32	2,958	1,258	1,047	1833,097	1008,203	13,358	2315,761	1157,880	102,773	118,031	220,804	0,006	0,788	0,001	0,794
18	5,00	SP	1,74	25	35	3,132	1,332	1,132	2356,250	1295,938	14,764	2559,525	1279,763	132,104	130,455	262,559	0,008	0,830	0,001	0,840
19	6,00	GP	2,06	28	38	3,338	1,438	0,903	2773,630	1525,497	16,522	2864,230	1432,115	155,504	145,985	301,489	0,012	0,704	0,001	0,717
20	7,00	GP	2,06	31	41	3,544	1,544	0,979	3226,140	1774,377	17,928	3107,995	1553,997	180,874	158,410	339,284	0,015	0,717	0,001	0,733
21	8,00	GP	2,06	31	40	3,750	1,650	1,000	3688,291	2028,560	17,928	3107,995	1553,997	206,785	158,410	365,194	0,018	0,729	0,001	0,748
22	9,00	GP	2,06	31	40	3,956	1,756	1,034	4166,226	2291,424	18,280	3168,936	1584,468	233,580	161,516	395,096	0,022	0,741	0,001	0,764
23	10,00	GP	2,06	32	40	4,162	1,862	1,068	4659,767	2562,872	18,631	3229,877	1614,938	261,251	164,622	425,873	0,025	0,752	0,002	0,779
24	11,00	GP	2,06	32	40	4,368	1,968	1,087	5162,116	2839,164	18,631	3229,877	1614,938	289,415	164,622	454,037	0,029	0,764	0,002	0,795
25	12,00	GP	2,06	32	40	4,574	2,074	1,120	5679,713	3123,842	18,983	3290,818	1645,409	318,434	167,728	486,162	0,034	0,774	0,002	0,810
26	13,00	GP	2,06	33	40	4,780	2,180	1,152	6212,438	3416,841	19,334	3351,759	1675,880	348,302	170,834	519,136	0,039	0,785	0,002	0,826
27	14,00	SM	1,78	34	40	4,958	2,258	1,586	6945,541	3820,047	19,686	3412,700	1706,350	389,403	173,940	563,343	0,044	1,365	0,004	1,413
28	15,00	GP	2,08	34	40	5,166	2,366	1,198	7499,360	4124,648	19,686	3412,700	1706,350	420,453	173,940	594,393	0,050	0,803	0,003	0,856
29	16,00	GP	2,08	34	40	5,374	2,474	1,230	8068,135	4437,474	20,038	3473,641	1736,821	452,342	177,046	629,388	0,056	0,813	0,003	0,872
30	17,00	GP	2,08	34	40	5,582	2,582	1,247	8644,789	4754,634	20,038	3473,641	1736,821	484,672	177,046	661,718	0,061	0,824	0,003	0,888

Nota. Elaboración propia.

De la tabla podemos determinar:

Interpretación de resultados geotécnicos

La evaluación de la **resistencia geotécnica** para el pilote excavado del pilar **izquierdo del puente Las Damas** se realizó bajo los estados límites de resistencia y servicio, considerando la estratigrafía local y los parámetros físico-mecánicos obtenidos. A partir de los resultados tabulados, se destacan las siguientes condiciones de diseño:

- **Caracterización estratigráfica:** El suelo de fundación ($D_f = 14,00$ m) está constituido predominantemente por un estrato inicial de arena mal graduada (SP) hasta los 18,00 m, seguido por un potente depósito de gravas mal graduadas (GP) que se extiende en profundidad. La compacidad es alta, con valores de resistencia $(N_1)_{60}$ que inician en 31 y alcanzan rápidamente el rechazo práctico (40 golpes) en las gravas, garantizando una excelente respuesta geomecánica.
- **Mitigación del riesgo de licuación:** El análisis indica una profundidad crítica de licuación hasta los 13,00 m. Dado que el pilote se proyecta a partir de los 14,00 m, la totalidad de su longitud efectiva se encuentra en estratos competentes no licuables, garantizando la **resistencia axial** del sistema ante eventos sísmicos sin factores de degradación por este fenómeno.
- **Estado límite de servicio (Asentamientos):** Los asentamientos totales estimados (S_{total}) son inferiores a **1,00 cm** en todas las profundidades analizadas, cumpliendo holgadamente con el asentamiento máximo tolerado de **5,00 cm**. Esto confirma que el diseño está controlado por el estado límite de resistencia.

Selección de la profundidad de desplante

Con base en la optimización de la resistencia por fuste y punta, se define la siguiente configuración geométrica para los pilotes del pilar izquierdo:

- Cota de terreno natural: 98,59 m.s.n.m.
- Cota de fondo de cimentación (D_f): 84,59 m.s.n.m.
- Profundidad de análisis (Z): 25,00 m (desde superficie).
- Longitud efectiva del pilote (L): 11,00 m.
- Diámetro del pilote (Φ_B): 1,50 m.

A esta profundidad ($Z=25,00$ m), se obtiene una resistencia factorada total (QR) de 486,16 toneladas, valor adecuado para las solicitaciones axiales de la estructura.

Memória de cálculo (Método AASHTO LRFD 2018)

A continuación, se detalla la determinación de la resistencia nominal (R_n) y la resistencia factorada (QR) para la profundidad de diseño seleccionada ($Z=25,00$ m).

A. Parámetros de diseño

- Tipo de suelo en la base: grava mal graduada (GP).
- Resistencia spt (N60): 32 golpes.
- Área de la punta (A_p): $1,767 \text{ m}^2$.
- Factores de resistencia (ϕ):
 - Para resistencia por punta en suelo no cohesivo (O'Neill y Reese):
 $\phi_{qp} = 0,50$.
 - Para resistencia por fricción lateral en suelo no cohesivo (Método β)
 $\phi_{qs} = 0,55$.

E. Cálculo de la resistencia por punta (R_p)

Para suelos granulares, se emplea la formulación propuesta por **O'Neill y Reese (1999)**, donde la resistencia unitaria nominal (q_p) se correlaciona con el valor N60:

$$q_p = 0,057 (N60) \text{ [MPa]}$$

Considerando $N60 = 32$:

$$q_p = 1,824 \text{ MPa } 18,63 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal por punta ($R_{p,n}$) es:

$$R_{p,n} = q_p \times A_p$$

$$R_{p,n} = 186,3 \text{ ton/m}^2 \times 1,767 \text{ m}^2 = 329,19 \text{ ton ; (3229,88 kN)}$$

La resistencia factorada por punta se obtiene aplicando el factor ϕ_{qp} :

$$R_{Rpunta} = \phi_{qp} \times R_{p,n}$$

$$R_{Rpunta} = 0,50 \times (3229,818 \text{ kN}) = 1645,41 \text{ kN}$$

F. Cálculo de la resistencia por fricción lateral (R_s)

La resistencia por fuste se evalúa mediante el método β (Kulhawy y Chen, 2007). Integrando la resistencia unitaria a lo largo de los 11,00 m de fuste efectivo, se obtiene la resistencia nominal acumulada ($R_{s,n}$) reportada en el análisis:

- Resistencia lateral nominal acumulada ($R_{s,n}$): **5679,713 kN**

La resistencia factorada por fricción se obtiene aplicando el factor ϕ_{qs} :

$$R_{R,lat} = \phi_{qs} \times R_{s,n}$$

$$R_{R,lat} = 0,55 \times (5679,713 \text{ kN}) = 3123,84 \text{ kN}$$

G. Resistencia factorada total (QR)

La resistencia geotécnica final del pilote para diseño se calcula sumando las componentes factoradas:

$$QR = R_{R,lat} + R_{Rpunta}$$

$$QR = 3123,84 \text{ kN} + 1649,41 \text{ kN}$$

$$QR = 4769,25 \text{ kN} ; 486,16 \text{ ton}$$

Conclusión del diseño

El análisis geotécnico para el pilar izquierdo valida un pilote excavado de **1,50 m de diámetro** y **11,00 m de longitud efectiva** (desplante a -25,00 m), cimentado sobre el estrato de gravas densas por debajo del nivel de licuación, proporciona una **resistencia factorada total (QR) de 486,16 toneladas**. Este valor cumple con los requisitos de seguridad estructural AASHTO LRFD 2018 y garantiza el desempeño funcional con asentamientos despreciables ($S_{total} = 0,810 \text{ cm}$).

5.4.1.4 Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo izquierdo (Método AASHTO-LRFD 2018)

Datos clave de la estructura y el suelo:

- Profundidad de cimentación (D_f): 15,00 m. Este es el nivel desde el cual inicia la cimentación del pilote.
- Profundidad de licuefacción: 14,00 m. Dato crucial que exige que la base del pilote esté anclada a una profundidad significativamente mayor para evitar la exposición por erosión.
- Profundidad del nivel freático: 0,60 m. Este nivel freático superficial influye en los esfuerzos efectivos en la parte superior del perfil del suelo.
- Asentamiento máximo permisible: 5,00 cm.

Tabla 66

Resultados de cálculo de resistencia factorada y análisis de asentamientos - estribo izquierdo

Parámetros de suelo				Diseño por capacidad de carga												Diseño por carga de servicio				
Z (m)	Longitud del pilote (m)	Tipo de suelo SUCS	Densida d (kg/cm³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm²)	σ' _v (kg/cm²)	q _s (kg/cm²)	Rs kN	φs.Rs kN	q _p (kg/cm²)	R _p kN	φp.R _p kN	φ _s .Qs (t)	φ _p .Qp (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S Total (cm)
15	1,00	GP	2,01	27	36	3,02	1,58	0,90	416,81	229,24	15,82	2742,35	1371,17	23,37	139,77	163,14	0,001	0,693	0,000	0,694
16	2,00	SP	1,71	27	35	3,19	1,65	1,26	999,97	549,98	15,82	2742,35	1371,17	56,06	139,77	195,84	0,003	0,842	0,000	0,845
17	3,00	SP	1,71	27	35	3,36	1,72	1,28	1591,05	875,08	15,82	2742,35	1371,17	89,20	139,77	228,98	0,005	0,851	0,000	0,856
18	4,00	SP	1,71	28	35	3,53	1,79	1,31	2197,65	1208,71	16,17	2803,29	1401,64	123,21	142,88	266,09	0,007	0,894	0,001	0,902
19	5,00	SP	1,71	29	36	3,70	1,86	1,36	2827,38	1555,06	16,87	2925,17	1462,59	158,52	149,09	307,61	0,010	0,904	0,001	0,914
20	6,00	SP	1,71	28	35	3,87	1,93	1,36	3456,88	1901,29	16,52	2864,23	1432,12	193,81	145,99	339,80	0,013	0,913	0,001	0,926
21	7,00	GP	2,04	31	38	4,07	2,03	1,07	3951,11	2173,11	17,93	3107,99	1554,00	221,52	158,41	379,93	0,016	0,770	0,001	0,788
22	8,00	GP	2,04	31	37	4,28	2,14	1,09	4453,39	2449,36	17,93	3107,99	1554,00	249,68	158,41	408,09	0,020	0,781	0,001	0,802
23	9,00	GP	2,04	31	38	4,48	2,24	1,12	4970,38	2733,71	18,28	3168,94	1584,47	278,67	161,52	440,18	0,023	0,791	0,002	0,816
24	10,00	GP	2,04	32	38	4,69	2,35	1,15	5501,99	3026,10	18,63	3229,88	1614,94	308,47	164,62	473,09	0,027	0,801	0,002	0,831
25	11,00	GP	2,04	32	37	4,89	2,45	1,17	6041,15	3322,63	18,63	3229,88	1614,94	338,70	164,62	503,32	0,032	0,811	0,002	0,845
26	12,00	GP	2,04	32	38	5,09	2,55	1,20	6594,74	3627,11	18,98	3290,82	1645,41	369,74	167,73	537,46	0,036	0,821	0,002	0,860
27	13,00	GP	2,04	33	38	5,30	2,66	1,23	7162,68	3939,48	19,33	3351,76	1675,88	401,58	170,83	572,41	0,042	0,831	0,003	0,875
28	14,00	GP	2,04	34	38	5,50	2,76	1,26	7744,93	4259,71	19,69	3412,70	1706,35	434,22	173,94	608,16	0,047	0,840	0,003	0,890
29	15,00	GC	1,96	34	38	5,70	2,86	1,27	8333,69	4583,53	19,69	3412,70	1706,35	467,23	173,94	641,17	0,053	0,848	0,003	0,904
30	16,00	GC	1,96	34	38	5,89	2,95	1,30	8936,08	4914,84	20,04	3473,64	1736,82	501,00	177,05	678,05	0,059	0,857	0,003	0,919

Nota. Elaboración propia.

De la tabla se pudo determinar:

Interpretación de resultados geotécnicos

La evaluación de la resistencia geotécnica para el pilote excavado del estribo izquierdo del puente Las Damas se realizó bajo los estados límites de resistencia y servicio, considerando la estratigrafía local y los parámetros físico-mecánicos obtenidos.

A partir de los resultados tabulados, se destacan las siguientes condiciones de diseño:

- **Caracterización estratigráfica:** El suelo de fundación ($D_f = 15,00$ m) el subsuelo presenta una intercalación de estratos granulares. Inicialmente se observa una capa de gravas mal graduadas (**GP**) seguida por un estrato de arenas mal graduadas (**SP**) entre los 16,00 m y 21,00 m. A profundidades mayores ($Z > 21,00$ m), el perfil retorna a un potente estrato de gravas mal graduadas (**GP**) y gravas arcillosas (**GC**) hacia el final del sondeo. La compacidad es alta, con valores de resistencia $(N_1)_{60}$ que oscilan entre 35 y 38 golpes, garantizando una excelente respuesta geomecánica.
- **Mitigación del riesgo de licuación:** El análisis indica una profundidad crítica de licuación hasta los 14,00 m. Dado que el pilote se proyecta a partir de los 15,00 m, la totalidad de su longitud efectiva se encuentra en estratos competentes no licuables, garantizando la **resistencia axial** del sistema ante eventos sísmicos sin factores de degradación por este fenómeno.
- **Estado límite de servicio (Asentamientos):** Los asentamientos totales estimados (S_{total}) son inferiores a **1,00 cm** en todas las profundidades analizadas, cumpliendo holgadamente con el asentamiento máximo tolerado de **5,00 cm**. Esto confirma que el diseño está controlado por el estado límite de resistencia.

Selección de la profundidad de desplante

Con base en la optimización de la resistencia por fuste y punta, se define la siguiente configuración geométrica para los pilotes del estribo izquierdo:

- Cota de terreno natural: 99,73 m.s.n.m.
- Cota de fondo de cimentación (D_f): 84,73 m.s.n.m.
- Profundidad de análisis (Z): 25,00 m (desde superficie).
- Longitud efectiva del pilote (L): 10,00 m.
- Diámetro del pilote (Φ_B): 1,50 m.

A esta profundidad ($Z=25,00$ m), se obtiene una resistencia factorada total (Q_R) de 503,32 toneladas, valor adecuado para las solicitaciones axiales de la estructura.

Memória de cálculo (Método AASHTO LRFD 2018)

A continuación, se detalla la determinación de la resistencia nominal (R_n) y la resistencia factorada (Q_R) para la profundidad de diseño seleccionada ($Z=25,00$ m).

a) Parámetros de diseño

- Tipo de suelo en la base: grava mal graduada (GP).
- Resistencia spt (N60): 32 golpes.
- Área de la punta (A_p): $1,767 \text{ m}^2$.
- Factores de resistencia (ϕ):
 - Para resistencia por punta en suelo no cohesivo (O'Neill y Reese):
 $\phi_{qp} = 0,50$.
 - Para resistencia por fricción lateral en suelo no cohesivo (Método β)
 $\phi_{qs} = 0,55$.

b) Cálculo de la resistencia por punta (R_p)

Para suelos granulares, se emplea la formulación propuesta por **O'Neill y Reese (1999)**, donde la resistencia unitaria nominal (q_p) se correlaciona con el valor N60:

$$q_p = 0,057 (N60) [\text{MPa}]$$

Considerando $N60 = 32$:

$$q_p = 1,824 \text{ MPa}; 18,63 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal por punta ($R_{p,n}$) es:

$$R_{p,n} = q_p \times A_p$$

$$R_{p,n} = 186,3 \text{ ton/m}^2 \times 1,767 \text{ m}^2 = 329,19 \text{ ton}; (3229,88 \text{ kN})$$

La resistencia factorada por punta se obtiene aplicando el factor ϕ_{qp} :

$$R_{R\text{punta}} = \phi_{qp} \times R_{p,n}$$

$$R_{R\text{punta}} = 0,50 \times (3229,88 \text{ kN}) = 1614,94 \text{ kN}$$

c) Cálculo de la resistencia por fricción lateral (R_s)

La resistencia por fuste se evalúa mediante el método β (Kulhawy y Chen, 2007). Integrando la resistencia unitaria a lo largo de los 10,00 m de fuste efectivo, se obtiene la resistencia nominal acumulada ($R_{s,n}$) reportada en el análisis:

- Resistencia lateral nominal acumulada ($R_{s,n}$): **6041,15 kN**

La resistencia factorada por fricción se obtiene aplicando el factor ϕ_{qs} :

$$R_{R,\text{lat}} = \phi_{qs} \times R_{s,n}$$

$$R_{R,lat} = 0,55 \times (6041,15 \text{ kN}) = 3322,63 \text{ kN}$$

d) Resistencia factorada total (QR)

La resistencia geotécnica final del pilote para diseño se calcula sumando las componentes factoradas:

$$QR = R_{R,lat} + R_{Rpunta}$$

$$QR = 3322,63 \text{ kN} + 1614,94 \text{ kN}$$

$$QR = 4937,57 \text{ kN} ; 503,32 \text{ ton}$$

Conclusión del diseño

El análisis geotécnico para el estribo izquierdo valida un pilote excavado de **1,50 m de diámetro y 10,00 m de longitud efectiva** (desplante a -25,00 m), cimentado sobre el estrato de gravas densas por debajo del nivel de licuación, proporciona una **resistencia factorada total (QR) de 503,32 toneladas**. Este valor cumple con los requisitos de seguridad estructural AASHTO LRFD 2018 y garantiza el desempeño funcional con asentamientos despreciables ($S_{total} = 0,845 \text{ cm}$).

Resumen y conclusiones del diseño geotécnico de cimentaciones

Marco metodológico y normativo

El diseño de la cimentación profunda para el proyecto "Puente Las Damas" se ha desarrollado bajo los lineamientos de la normativa **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2018)**. Esta metodología se fundamenta en el diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), sustituyendo el concepto tradicional de "Factor de Seguridad Global" por factores estadísticos calibrados (ϕ) que penalizan la resistencia nominal en función de la variabilidad del suelo y el método constructivo.

Aclaración sobre unidades y metodología de cálculo:

Siendo la normativa AASHTO de origen estadounidense, las formulaciones empíricas base —específicamente el método β (Kulhawy y Chen) para fricción lateral y el método de O'Neill y Reese para resistencia por punta— fueron desarrolladas originalmente en unidades imperiales. Para efectos de este proyecto, y en estricto cumplimiento con la práctica ingenieril peruana y el Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (SLUMP), se ha realizado la conversión rigurosa al sistema MKS y SI.

En consecuencia, los esfuerzos se presentan en kg/cm² o MPa, y las fuerzas de diseño (Resistencia Factorada) se reportan en Toneladas (ton) y Kilonewtons (kN).

Consolidación de resultados

Tras el análisis individual de cada subestructura, se ha determinado que la solución técnica óptima consiste en el uso de **Pilotes Excavados (Drilled Shafts) de concreto armado de 1,50 m de diámetro**, con una cota de desplante uniforme a **25,00 m de profundidad** (medida desde el nivel de terreno natural).

A continuación, se presenta la matriz resumen con las características geométricas y las capacidades de carga obtenidas para cada estructura:

Tabla 67

Resumen del diseño geotécnico de cimentaciones

Elemento Estructural	Cota de Fondo de Cimentación (Df)	Profundidad de Punta (z)	Longitud Física del Pilote (L)	Estrato de Apoyo	Resistencia Factorada Total (QR)	Asentamiento Total Estimado (S)
Estribo Derecho	14,00 m	25,00 m	11,00 m	Gravas (GP)	525,89 ton	0,820 cm
Pilar Derecho	15,00 m	25,00 m	10,00 m	Gravas (GP)	431,15 ton	0,824 cm
Pilar Izquierdo	14,00 m	25,00 m	11,00 m	Gravas (GP)	486,16 ton	0,810 cm
Estribo Izquierdo	15,00 m	25,00 m	10,00 m	Gravas (GP)	503,32 ton	0,845 cm

Nota. Elaboración propia.

Justificación técnica de la profundidad de desplante

La estandarización de la profundidad de punta a la cota **-25,00 m** para todas las subestructuras responde a tres criterios geotécnicos fundamentales:

1. **Homogeneidad del estrato portante:** Los sondeos confirman que, a la profundidad de 25,00 m, todo el alineamiento del puente descansa sobre un estrato competente de **Gravas mal graduadas (GP)** en estado "denso" a "muy denso", con valores de $(N_1)_{60} \geq 30$ golpes. Esto garantiza una respuesta sísmica uniforme y minimiza los asentamientos diferenciales entre apoyos.
2. **Mitigación de riesgos geodinámicos:**
 - o **Licuación:** Los análisis indican profundidades críticas de licuación entre 13,00 m y 14,00 m. Al iniciar la cimentación profunda por debajo de estas

cotas (entre 14,00 m y 15,00 m) y extenderla hasta los 25,00 m, se asegura que el pilote transfiere las cargas íntegramente a suelo no licuable.

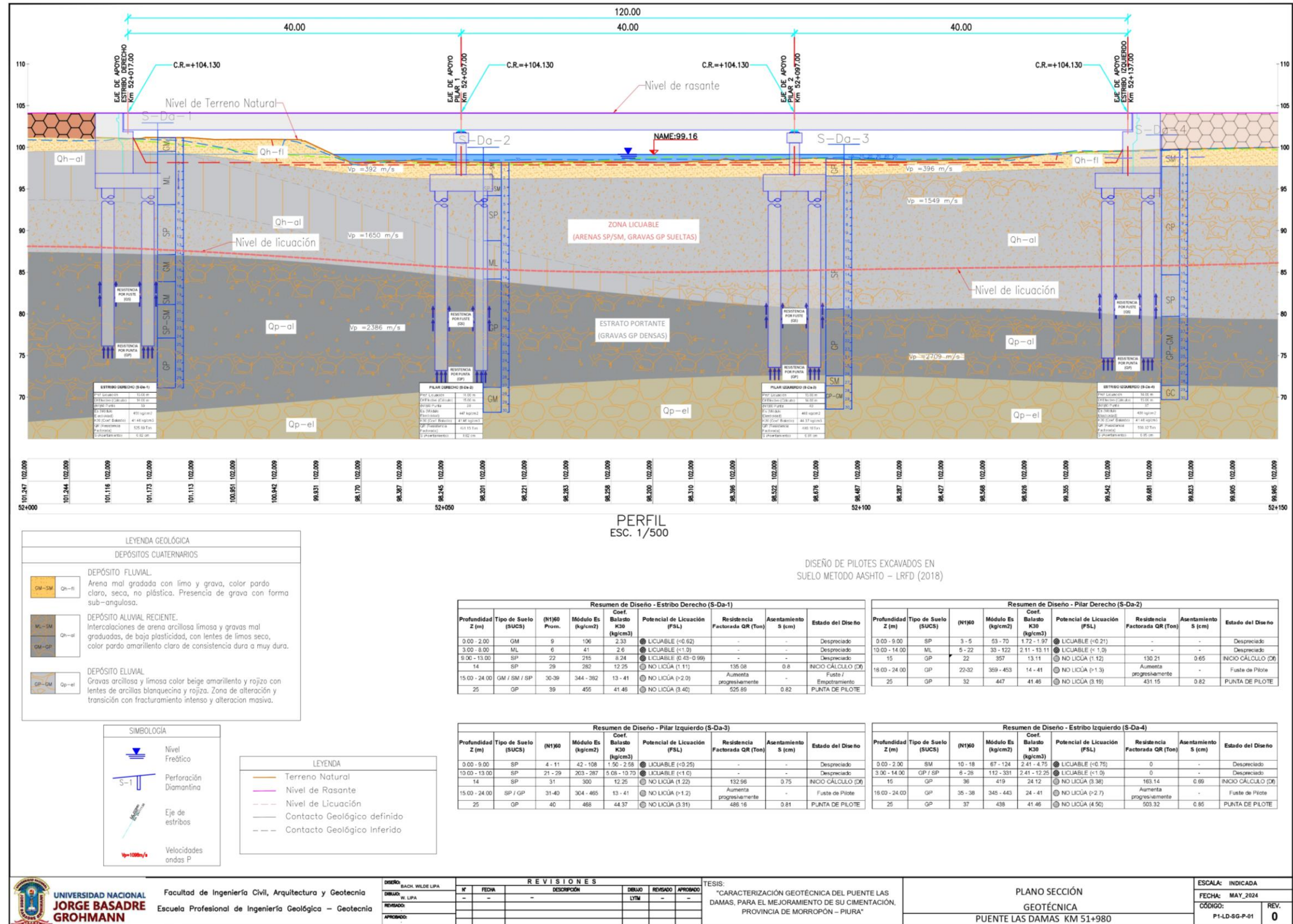
3. **Control de servicio (Rigidez):** La combinación de fricción lateral en gravas densas y una gran área de punta ($1,767 \text{ m}^2$) sobre suelo competente resulta en una rigidez elevada del sistema. Los asentamientos totales estimados son consistentemente inferiores a **1,00 cm**, representando menos del 20% del asentamiento máximo tolerable (5,00 cm), lo cual valida el diseño desde la perspectiva de funcionalidad y servicio.

Conclusiones generales

- El análisis geotécnico valida la viabilidad técnica de cimentar el **punto Las Damas** mediante pilotes excavados, aprovechando la alta compacidad de los depósitos aluviales profundos de la zona Morropón-Chulucanas.
- La aplicación de la metodología **AASHTO LRFD (2018)** ha permitido obtener resistencias factoradas (QR) que oscilan entre **431 y 526 toneladas por pilote**. Estos valores satisfacen holgadamente las demandas estructurales típicas de puentes de esta luz, garantizando un alto nivel de confiabilidad.
- El diseño propuesto es robusto ante amenazas sísmicas e hidráulicas, ya que la transferencia de carga se realiza enteramente por debajo de las zonas susceptibles a licuación, asegurando la estabilidad global de la infraestructura a largo plazo.

En la Figura 31 se muestran los resultados del diseño para los cuatro elementos estructurales del puente, correspondientes al estribo derecho, estribo izquierdo, pilote derecho y pilote izquierdo, donde se representan las profundidades de hincado y la distribución de resistencia por punta (Q_p) y por fuste (Q_s). Asimismo, el plano presenta el perfil estratigráfico del subsuelo, diferenciando los depósitos fluviales y aluviales recientes y antiguos, así como la zona licuable asociada a arenas y gravas sueltas. Se indican también el nivel de terreno natural, nivel de rasante y nivel de licuación, junto con los principales contactos geológicos. De esta manera, la figura integra el comportamiento geotécnico del terreno con el diseño de las cimentaciones profundas de cada elemento estructural.

Plano de resultados finales – perfil estratigráfico del puente Las Damas



Nota. Elaboración propia.

5.5 Discusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos de las propiedades físicas, mecánicas y químicas del suelo, se pudo determinar que el subsuelo del puente Las Damas está compuesto por estratos aluviales que varían significativamente con la profundidad. Los tipos de suelos predominantes son GM, GP, SP y SM, con presencia de ML y GC en algunas capas. Se identifican tres zonas principales. Capas superficiales (0 a 10-14 m): Constituidas por material suelto a medio denso, con valores de (N1)60 bajos a moderados. Estas capas mostraron un alto y crítico potencial de licuefacción ($FSL < 1,0$), exacerbado por un nivel freático superficial (0,00 a 2,00 m). Capas intermedias (10-15 a 20-25 m): Material denso a muy denso, con (N1)60 moderados a altos, y mejora gradual en la resistencia a la licuefacción, capas profundas ($> 20-25$ m), material muy denso y altamente competente (principalmente gravas), con (N1)60 muy altos, lo que le confiere una excelente resistencia a la licuefacción ($FSL > 1,0$). En cuanto a las propiedades químicas, se encontraron concentraciones de sales solubles entre 148,34 ppm y 1706,39 ppm, cloruros (Cl) entre 100,91 ppm y 1300,77 ppm, y sulfatos (SO₄) entre 47,43 ppm y 542,78 ppm. A pesar de estas variaciones, el análisis concluyó que el subsuelo presenta un grado de agresividad "Leve" tanto para el concreto como para el acero en todas las ubicaciones y profundidades. Por lo tanto, se recomienda el uso generalizado de Cemento Portland Tipo I para las cimentaciones.

Se evidencian resultados similares en la investigación de Montoya y Guerrero (2021), en su estudio geotécnico en Morropón encontró que los suelos están conformados en el lado derecho por arenas limosas con grava (SM), que tienen baja plasticidad y un estado húmedo; en el lado izquierdo, en cambio, hay arenas arcillosas con grava (SC), que tienen plasticidad media y un estado húmedo; en el lecho del río, se conformó por arena media, gruesa y grava con guijarros.

Como en la investigación de Valdiviezo (2019), donde obtuvo que para el uso de columnas de grava en Morropón, encontró un alto contenido de material fino (que pasaba la malla n.º 200), los tipos de suelo obtenidos fueron SP, SP - SM, SC y SM. Sus densidad media osciló entre 13kN/m³ y 17kN/m³, la humedad media fue del 19%, y los valores de IP llegaron hasta 18.

Mientras que Sanchez (2023), quien al realizar un estudio geotécnico para el emplazamiento de una presa en Morropón obtuvo que los tipos de material que conforman el suelo son GC y GW. Además Salazar (2021), al hacer un estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones encontró que la cohesión era de 0,670 kg/cm² y 0,740 kg/cm², con ángulos de fricción de 19° y 8,30°, respectivamente.

Finalmente, Tipo (2024), donde para realizar la caracterización geotécnica del puente Menochuco, realizaron perforaciones diamantinas de 35m, encontrando que el suelo presentó depósitos fluviales y aluviales, todos ellos correspondientes al Cuaternario. Identificando material granular en la superficie, material cohesiva en la parte media y al final rocas ígneas.

El estudio de licuefacción realizado para el puente Las Damas reveló un riesgo geotécnico significativo y generalizado en las capas superficiales del subsuelo, afectando a la ubicación de todos los estribos y pilares. Mediante el método simplificado de Seed y Idriss (2004), se determinó que los estratos compuestos por arenas y limos, saturados por un nivel freático superficial (entre 0,00 y 2,00 m) y sujetos a una aceleración sísmica de diseño de 0,54 g, presentan factores de seguridad contra la Licuefacción (FSL) consistentemente inferiores a 1,0. Este fenómeno de licuefacción es crítico en las capas situadas aproximadamente entre los 0 y 14 metros de profundidad en todas las ubicaciones de los apoyos. Un $FSL < 1,0$ implica que estos estratos perderían su resistencia al corte y su capacidad portante durante un evento sísmico, lo que podría conducir a fallas catastróficas de la cimentación y asentamientos excesivos de la estructura. Por el contrario, los análisis mostraron que los estratos profundos (generalmente a partir de los 15 metros), compuestos principalmente por gravas densas, poseen FSL muy superiores a 1,0. Estos estratos competentes ofrecen la estabilidad necesaria para transferir las cargas del puente de manera segura.

A diferencia del estudio de Adanaque (2019), donde en un suelo de la zona costera de Mórrope estimaron la licuación de los suelos mediante el método de NCEER 1998 e Iwasaki y Tokimatsu, pudiendo identificar que en 5 zonas el suelo muy licuable para un sismo de 6,5 Mw. Además, con el análisis de licuefacción pudo determinar que no hubo riesgo de licuación ante un sismo de 5,5 Mw.

El diseño de las cimentaciones profundas del puente Las Damas, basado en el método AASHTO-LRFD (2018) y las correlaciones de Kulhawy y Chen (2007), se enfocó en asegurar tanto la resistencia factorada (QR) adecuada como el control estricto de los asentamientos. Para todas las estructuras (estribos y pilares), se consideró un pilote excavado de 1,50 m de diámetro, con una cota de inicio de cimentación variable según la estructura, pero buscando siempre evitar las capas superficiales débiles y licuables. Los resultados del análisis demostraron que las longitudes de pilote seleccionadas para cada componente del puente (oscilando entre 10,0 m y 11,0 m desde la cota de inicio de cimentación, lo que implica profundidades de base de 25,0 m desde el terreno natural) proporcionan resistencias factoradas (QR) muy elevadas. Estas capacidades, que oscilan entre 331,15 Ton y 525,28 Ton, son ampliamente superiores a las cargas de diseño esperadas para las estructuras del puente, garantizando un margen de seguridad robusto. Crucialmente, el análisis de asentamientos elásticos confirmó que, para todas las configuraciones de pilote diseñadas, los asentamientos totales (Stotal) se mantuvieron muy por debajo del límite máximo permisible de 5,00 cm. Los valores calculados oscilaron entre 0,820 cm y 0,845 cm, lo que indica que los pilotes son suficientemente rígidos y están anclados en estratos competentes, limitando las deformaciones de la estructura a niveles completamente aceptables.

Logrando evidenciar resultados similares en el estudio de Tipo (2024), donde al determinar las propiedades geotécnicas del terreno de fundación para el puente Menochuco, encontró que las resistencias factoradas obtenidas en el estribo derecho fueron de 970,55 toneladas con un asentamiento de 0,142 mm. 55 toneladas y un asentamiento de 0,142 mm, 768,44 toneladas y un asentamiento de 0,142 mm para el estribo izquierdo, y 273,53 toneladas y un asentamiento de 38,271 mm para el apoyo central, respectivamente.

Por otro lado, Zhang et. al. (2023), en su estudio de las características portantes verticales de la cimentación de pilotes de puentes, obtuvieron que cuando la profundidad de enterramiento de la falla aumenta de 0 cm a 32 cm, la influencia de la resistencia factorada de la cimentación del pilote se reduce en un 9,16%~15,22%. Lo cual se asemeja al presente estudio pues a medida que el asentamiento aumentó, la capacidad portante disminuyó, guardando, por ende, una relación inversa.

CONCLUSIONES

Como conclusión general se determinó, que la caracterización geotécnica del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, así como las medidas de mejoramiento propuestas, permitirán el adecuado diseño de la cimentación, garantizando el óptimo funcionamiento de la subestructura del puente. Los resultados obtenidos evidencian que las propiedades mecánicas del suelo mejoran significativamente con la profundidad, existiendo estratos densos y con mayor rigidez que deben ser aprovechados por la cimentación. Asimismo, el alto riesgo de licuación en las capas superficiales descarta cimentaciones someras y justifica el uso de soluciones profundas como medida de seguridad. Finalmente, la estimación de profundidades adecuadas por estribo y pilar orienta la selección de alternativas de mejoramiento que aseguren estabilidad, control de asentamientos y capacidad portante suficiente para el puente Las Damas.

1. Se determinó que las propiedades físicas del suelo de cimentación del puente Las Damas revelaron una estratigrafía variada, pero con tendencias geotécnicas claras y significativas para el diseño. La granulometría muestra una predominancia de suelos granulares (gravas y arenas), con algunas intercalaciones de limos de baja plasticidad, lo cual es consistente con los Límites de Atterberg que, si bien en muchos casos indican suelos no plásticos, también identifican zonas con plasticidad baja a media. Un aspecto crucial es la evolución de la densidad y la compacidad con la profundidad: mientras que los estratos superficiales se caracterizan por una compacidad "Suelta" a "Muy Suelta", los suelos mejoran progresivamente hacia condiciones "Media" y, mayoritariamente, "Densa" en profundidades mayores. Esta mejora en la compacidad y densidad de los suelos más profundos es un factor determinante que subraya la importancia de considerar cimentaciones que alcancen estos estratos para garantizar la estabilidad estructural y controlar los asentamientos del puente Las Damas, relegando los estratos superficiales sueltos a una evaluación crítica para posibles soluciones de mejoramiento o cimentaciones profundas. Además, se determinó que las propiedades químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas revelaron un

hallazgo consistente: a pesar de la variabilidad observada en las concentraciones de sales solubles, cloratos y sulfatos a diferentes profundidades y ubicaciones, la agresividad hacia el concreto y el acero se mantiene uniformemente en un grado "Leve" en todas las muestras analizadas. Este patrón se observa incluso cuando las cantidades de sulfatos, un indicador clave de agresividad, aumentan; aunque existe una correlación directa, estos incrementos nunca superan el umbral para una clasificación de agresividad moderada o severa. Consecuentemente, y en línea con esta baja agresividad, la recomendación para el tipo de cemento en todos los puntos de muestreo es consistentemente el Tipo I.

2. Se determinó que el tipo de suelo presente en la zona de estudio según SUCS Y AASHTO, para cada uno de los elementos fue el siguiente: en el Estribo Derecho (ED) predominan suelos GM y ML, correspondientes a gravas limosas y limos de baja plasticidad, clasificados en AASHTO como A-1-b y A-4. Para el Pilar Derecho (PD), el material corresponde a un suelo SP, es decir, arenas mal gradadas, clasificado en A-1-a. En el Pilar Izquierdo (PI) se identificaron suelos GP y SP, propios de gravas y arenas mal gradadas, ambos en la categoría AASHTO A-1-a. Finalmente, en el Estribo Izquierdo (EI) el suelo es de tipo SM, correspondiente a arenas limosas, clasificado como A-2-4, evidenciando una variabilidad granulométrica.
3. Se determinó las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas encontrando un patrón consistente en estribos y pilares: tanto el módulo de elasticidad (E_s) como el coeficiente de balasto (K_{30}) inician con valores bajos en las capas superficiales, pero demuestran un aumento progresivo y significativo con la profundidad. Esta tendencia uniforme indica que la rigidez y la capacidad de soporte del suelo son limitadas en superficie, pero mejoran drásticamente en los estratos más profundos, lo cual es un factor crítico para el diseño de cimentaciones que busquen aprovechar la mayor competencia y resistencia a la deformación de los suelos a mayor profundidad.

4. Se evaluó el potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas, encontrando un alto riesgo de licuefacción en las capas superficiales del suelo, principalmente debido a un nivel freático poco profundo y la actividad sísmica prevista. Este riesgo hace que las cimentaciones superficiales sean inviables para el proyecto. Para contrarrestarlo, la solución técnica recomendada es el uso de cimentaciones profundas (pilotes o micropilotes).
5. Se estimó la profundidad de cimentación por estribo/pilar del puente Las Damas, que varían según la estructura: estribo derecho: El pilote debe tener una longitud de 11,0 metros, lo que resulta en una cimentación a una profundidad total de 25,0 metros desde el terreno natural. Pilar derecho: La cimentación óptima para este pilar es con una longitud de pilote de 10,0 metros, ubicando la base a una profundidad total de 25,0 metros. Pilar izquierdo: Para este pilar, se recomienda una longitud de pilote de 11,0 metros, para que la cimentación alcance una profundidad total de 25,0 metros. Estribo izquierdo: La solución más eficiente para este estribo es una longitud de pilote de 10,0 metros, con una cimentación a una profundidad total de 25,0 metros. En resumen, la única solución geotécnica segura para el puente Las Damas es el uso de cimentaciones profundas. Al extender los cimientos hasta los estratos de grava densa, se garantiza la estabilidad y la integridad estructural del puente frente a un evento sísmico.
6. Se determinó que la resistencia factorada por AASHTO-LRFD y el asentamiento de la cimentación del puente Las Damas, de acuerdo a profundidad de cimentación de cada elemento fue la siguiente: Estribo derecho: la resistencia factorada (QR) es de 525,89 Ton y el asentamiento total es de solo 0,82 cm, lo que cumple de manera excelente con los criterios de diseño. Pilar derecho: la resistencia factorada es de 431,15 Ton y el asentamiento total de 0,82 cm, valores que son más que adecuados para las cargas esperadas de la estructura. Pilar izquierdo: en este punto, la resistencia factorada es de 486,16 Ton y el asentamiento total es de 0,81 cm, lo que garantiza la estabilidad y el control de deformaciones. Estribo izquierdo: posee una resistencia factorada de 503,32 Ton y un asentamiento total de 0,84 cm, se asegura un rendimiento seguro y eficiente bajo las cargas de diseño.

RECOMENDACIONES

Los parámetros de rigidez elástica obtenidos deben considerarse como valores referenciales para análisis de factibilidad. Se recomienda que, para el diseño definitivo de la subestructura, dicha data sea corroborada mediante una campaña geotécnica complementaria que incluya ensayos de compresión triaxial o pruebas de carga directa en placa (PLT), garantizando así una estimación precisa de las deformaciones bajo cargas de servicio conforme a la normativa vigente.

De acuerdo a los valores obtenidos de módulo de elasticidad, coeficiente de balasto y el análisis de potencial de licuación, se recomienda implementar un sistema de cimentación profunda que garantice la estabilidad del puente ante las condiciones sísmicas y de servicio del sitio. El análisis de geodinámica externa ha determinado una restricción crítica debido a la susceptibilidad a la licuación de los suelos superficiales hasta una profundidad de 14,00 m. Para mitigar este riesgo, es imperativo que el nivel de desplante (Df) se ubique por debajo de esta cota, asegurando que la transferencia de carga ocurra íntegramente en estratos no licuables. Complementariamente, la evaluación de la rigidez del subsuelo a la profundidad de 25,00 m ha confirmado la presencia de un estrato competente de gravas mal graduadas (GP), caracterizado por valores de módulo de elasticidad (E_s) entre 438 kg/cm² y 468 kg/cm² y un coeficiente de balasto (K_{30}) en el rango de 41,46 kg/cm³ a 44,37 kg/cm³. En virtud de estas condiciones, se recomienda técnicamente establecer niveles de inicio de cimentación entre los 14,00 m y 15,00 m de profundidad para superar los estratos inestables, y estandarizar la cota de descanso de los pilotes a los 25,00 m. Esta configuración aprovecha la alta rigidez (E_s y K_{30}) del suelo profundo para maximizar la resistencia y controlar estrictamente los asentamientos de la superestructura.

Se recomienda que para la identificación de las propiedades del suelo de fundación de la estructura se debe tener en consideración los planos de cimentación de las estructuras del puente en estudio. Se deberá de realizar las calicatas y sondeos necesarios para identificar las características geotécnicas del suelo.

Se propone que para el estudio de licuación de suelos se debe de realizar los ensayos de SPT de acuerdo a los planos donde irá la cimentación de los estribos y pilares del puente.

Se sugiere realizar los ensayos de SPT y calicatas para identificar las características de resistencia de los suelos, para obtener un diseño de la cimentación con los grados de seguridad que estable las normas de diseño cimentaciones superficiales o profundas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acevedo R., H. y Guerra T., R. (2005). *Factibilidad técnica y económica de la explotación de un yacimiento de Caliza en la Región Metropolitana*. [Tesis de grado, Universidad de Chile]. <http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/111195/tesis%20caliza.pdf?sequence>
- Adanaque, J. (2019). *Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras de Lambayeque y Mórrope, provincia de Lambayeque, 2017*. [Tesis de grado, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo]. <http://hdl.handle.net/20.500.12423/1819>.
- Aguilar, J. y Robles, R. (2020). *Caracterización geotécnica del macizo rocoso para uso como lastre, Alto Perú, Cajamarca - 2020*. [Tesis de grado, Universidad Privada del Norte]. <https://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/25005/Aguilar%20Asca%2c%20Jorge%20Arturo-Robles%20Maquera%2c%20Rolando%20Homer.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Alfaro, R., y Espinoza, A. (2021). *Caracterización geotécnica de suelos mediante ensayos de laboratorio*. Puno: Biblioteca Nacional del Perú. https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Alfaro-5/publication/354736223_Caracterizacion_geotecnica_de_suelos_mediante_ensayos_de_laboratorio/links/6152667ef8c9c51a8afa142e/Caracterizacion-geotecnica-de-suelos-mediante-ensayos-de-laboratorio.pdf
- Allpatips. (18 de julio de 2024). *Parámetros para el cálculo de la capacidad admisible*. <https://www.allpaingenieria.com.pe/publicacion/parametros-para-el-calculo-de-la-capacidad-admisible#:~:text=CAPACIDAD%20ADMISIBLE%20La%20capacidad%20admisible,cimentaci%C3%B3n%20y%20una%20profundidad%20dada>
- Alva Hurtado, J. E. (2020). Licuación de suelos en el Perú. *Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. https://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis05_a.pdf

- Alva, J. (1993). *Cimentaciones profundas*. Seminario "Cimentaciones de estructuras).
- Anaya. (2022). Tipos de discontinuidades estratigráficas. https://www.google.com/url?sa=tyrct=jyq=yesrc=sysource=webycd=ycad=rjayuact=8yved=2ahUKEwjlcDMo-_5AhUsg2oFHTgoCpoQFnoECCAQAQyurl=https%3A%2F%2Fwww.edistribucion.es%2Fanayaeducacion%2F8450034%2Frecursos%2F4BG_U12%2F4BG_U12_01_EPI_02%2F03_Tipos%2520de%2520
- ASTM D 1586. (2018). Standard test method for Standard Penetration Test (SPT) and split-barrel sampling of soils. https://doi.org/10.1520/D1586_D1586M-18E01
- ASTM D1856. (1996). Standard test method for recovery of asphalt from solution by abson method. <https://cdn.standards.iteh.ai/samples/3592/3c8ca46d43544934ae0374f630a37f95/ASTM-D1856-95a.pdf>
- Astocondor, D. (2020). *Estudio de zonoficacion de los suelos para fines de cimentación superficial del sector Pómape del distrito de Monsefú - Chiclayo*. [Tesis de grado, Universidad San Martín de Porres]. https://www.google.com/url?sa=tyrct=jyq=yesrc=sysource=webycd=ycad=rjayuact=8yved=2ahUKEwjmp4ec7e75AhWyZTABHVWRBYcQFnoECCIQAQyurl=https%3A%2F%2Frepositorio.usmp.edu.pe%2Fbitstream%2Fhandle%2F20.500.12727%2F7468%2Fastocondor_pd.pdf%3Fsequence%3D3%26isAllow
- Basha, A., y Eldisouky, E. (2023). Effect of eccentric loads on the behavior of circular footing with/without skirts resting on sand soil. *International Journal of Geo-Engineering*, 14(1), 13. <https://doi.org/10.1186/s40703-023-00192-z>
- Begemann, H. (1974). The Delft Continuous Soil Sampler. *Bul. Int. Ass. Eng. Geol.*, 10, 35-37.
- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis and Design*. 4th Ed.: McGraw Hill.
- Canaza Esquivel, J. (2023). *Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones del puente carrozable sobre el río Acarí, del distrito de Acarí-Arequipa 2022*. [Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero geólogo, Universidad Nacional del Altiplano, Puno]. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/20801>

- Castro Maldonado, Gómez Macho y Camargo Casallas. (2023). La investigación aplicada y el desarrollo experimental en el fortalecimiento de las competencias de la sociedad del siglo XXI. *Tecnura*, 27(75).
<https://revistas.udistrital.edu.co/ojs/index.php/Tecnura/issue/view/993>
- Chapilliquen, V. (2017). *Caracterización geotécnica del suelo y roca para el diseño de pozas sedimentadoras en la zona de ciénega norte – Tantauatay, Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca].
https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14074/1536/TESIS%20PROFESIONAL%20100%25_CHAPILLIQUEN%20CELIS.pdf?sequence=1
- Chen, Y. y Kulhawy, F. (2006). Undrained strength interrelationships among CIUC, UU and UC tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), 1732-1750.
- Coila. (2019). Caracterización geomecánica de las ignimbritas de la formación Huaylillas del Cerro Intiorko, con fines de cimentación (distrito de Alto Alianza – Tacna. *Universidad Nacional de San Agustín*.
<http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/9837>
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (5 ed.). México: LIMUSA.
https://www.academia.edu/35912353/Crespo_Villalaz_MEC%C3%81NICA_DE_SUELOS_Y_CIMENTACIONES_PDF
- Das, B. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. 4ta Ed.: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. 4 ed.: Cengage Learning.
- Denver, H. (1982). *Modulus of Elasticity for Sand Determined*. Proc. ESOPT 2.
- EGEA ANDINA. (2015). *Investigación geofísica - Ensayo de MASW y SEV*.
https://www.minem.gob.pe/minem/archivos/3106942-P2-2-1-1_compressed-1-85.pdf
- Estaire, J. (2017). *Informe de caracterizacion geotecnica* [Tesis de Master en mecanica del suelo e ingenieria de cimentaciones, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas].
https://www.researchgate.net/publication/321107724_INFORME_DE_CARACTERIZACION_GEOTECNICA

- FAO. (2022). *Organizacion de las Naciones Unidas para la Alimentacion y la Agricultura*. Portal de Suelos de la FAO: <https://www.fao.org/soils-portal/about/definiciones/es/>
- Ferrer Calderón, F. J. (2015). *Planeamiento de minado de largo plazo para proyecto minero no metálico*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica Del Perú]. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6812?fbclid=IwAR1hNsDKfZQyDgWAMaVxRQRLhkpvyw59JzDXDeZuqefBvZMVkWfuNve15B8>
- Guevara Alban, G., Verdesoto Arguello, A. y Castro Molina, N. (2020). Metodologías de investigación educativa (descriptivas, experimentales, participativas, y de investigación-acción). *Revista Científica mundo de la investigación y el conocimiento*. <https://www.recimundo.com/index.php/es/article/view/860>
- Hatanaka, M. y Feng, L. (2006). Estimating Relative Density of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 46(3), 299-313. <https://doi.org/doi.org/10.3208/sandf.46.299>
- Hatanaka, M. y Uchida, A. (1996). Correlación empírica entre la resistencia a la penetración y el ángulo de fricción interna de suelos arenosos. *Suelos y cimentaciones*, 36(4), 1-9. https://doi.org/doi.org/10.3208/sandf.36.4_1
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C. y Baptista Lucio, M. (2018). *Metodología de la investigación* (6ta ed.). Interamericana Editores, S.A.
- Hernandez, P. (Abril de 2009). La caracterización geotécnica del terreno. Un enfoque moderno. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 3(1), 1-19.
- INYGE. (2022). Caracterización Geológica. http://www.inyge.cl/inatge/caract_geo.html
- ITC. (Abril de 2007). *Instituto Tecnico de la construccion*. https://web.ua.es/estudio-geotecnico/doc/full/Informe_completo_2.pdf
- Kulhawy, F. y Mayne, P. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute EL-6800, Project 1493-6. Electric Power Research Institute.
- Liao, S. y Whitman, R. (1986). Overburden Correction Factors for SPT in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3). [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:3\(373\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:3(373))
- Mamani, G. y Ramos, R. (2019). *Estudio geotécnico de la sub rasante para diseño de pavimentos flexibles en las vias de Alto Tacna, distrito Alto e la Alianza, Tacna*.

- [Tesis de grado, Universidad Privada de Tacna].
<http://hdl.handle.net/20.500.12969/1626>
- Montoya Tapia, K. y Guerrero Medina, M. (2021). *Influencia hidrológica y geotecnia en la instalación del puente modular Taspá del distrito Chalaco, provincia de Morropón, departamento de Piura*. [Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Peruana de los Andes, Huancayo].
<https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/4053?locale-attribute=en>
- Mora, A. (1995). *Caracterización geotécnica del terreno, con ejemplos de gran canaria y Tenerife*. Santa Cruz de Tenerife: Departament de construcció arquitectònica mecànica del sòl i cimentacions.
https://accedacris.ulpgc.es/bitstream/10553/10932/4/74441_00000_0000.pdf
- Mra, A. y Choque, K. (2020). *Análisis de la estabilidad de taludes en la vía alterna ar-115, a partir de la caracterización geológica-geotécnica, Arequipa-2018*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco].
<http://repositorio.unsaac.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12918/5663/253T20200368.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Nagappa, V. (2022). Experimental Study of Bearing Capacity Bridge Foundation Determination. *1st International Conference on Technologies for Smart Green Connected Society 2021*. Institute of Physics.
<https://doi.org/10.1149/10701.0891ecst>
- Nij Patzán, J. E. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. Guatemala. http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf
- Orozco, K. y Seminario, L. (2020). *Estudio de métodos de prevención y mitigación contra la licuefacción en los suelos de Piura*. [Tesis de grado, Universidad de PIRHUA]
<https://hdl.handle.net/11042/4726>.
- Ortiz Olivares, B. (2019). *Estudio geotécnico con fines de cimentación del Puente Juan Santos Atahualpa, carretera Variante Uchumayo tramo II*. [Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero geólogo, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8923>

- Ortiz Ortiz, S. E. (2016). *Estimación de reservas de caliza en el sector Chuwitayo-Chiguaza*. [Tesis de grado, Escuela Superior Politécnica de Chimborazo]. Retrieved 09 de Setiembre de 2019, from <http://dspace.esPOCH.edu.ec/handle/123456789/5415?fbclid=IwAR0nH77Pd2dvAdI2OpBAfI8JmPjz6esjtos3Pe4P5bgiXIVZzspR332xE7U>
- Peck, R., Hanson, W. y Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed. John Wiley y Sons.
- Perez, V. (2020). *Caracterización geológico-geotécnico para el trazo del camino vecinal Salamanca Huaytapampa en la provincia de Condesuyos – Arequipa*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/20.500.12773/11740?show=full>
- Piérola Vera, D. (2017). *Optimización del plan de minado de cantera de caliza La Unión distrito de Baños del Inca– Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/5634/Pi%C3%A9rola_Ve ra_Demetrio.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). Norma E050: Suelos y Cimentaciones. <https://www.jorgealvahurtado.com/files/N.T.E.%20E%20050%20-%20Suelos%20y%20Cimentaciones.pdf>
- Rivera Zeta, M., Piedra Rubio, R. y Paripan García, Y. (2016). Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *Civilizate*(8). <https://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate/article/download/18630/18868/>
- Salazar Martínez, J. (2021). *Diseño de cimentaciones para puentes en Guanajuato*. [Tesis para obtener el título de Ingeniero civil, Universidad de Guanajuato]. <http://repositorio.ugto.mx/handle/20.500.12059/5294>
- Sanchez Espinoza, B. (2023). Estudio geotécnico, geológico y geofísico para el emplazamiento de la presa piques – San Juan de Bigote – Morropón – Piura. *Rev. Inst. InvestIg. Fac. Minas Metal. Clenc. Geogr.*, 26(52). <https://doi.org/https://doi.org/10.15381/iigeo.v26i52.26025>

- Sarmiento Mejía, Z. V. (1979). *Análisis del Área de Minerales No Metálicos del Perú*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Schmunk, C., Dogan, M. y Altun, S. (2023). Predicting propeller jet scour in silty and sandy marine environments. *Ocean Engineering*, 286, 115558. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.115558>
- Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. y Chung, R. (1985). Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12). [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:12\(1425\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1425))
- Servicio Geológico Mexicano. (2017). *Gobierno de Mexico*. Rocas: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Rocas/Introduccion-rocas.html>
- Skempton, A. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over-Consolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425-447. [https://doi.org/doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.425](https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.425)
- Sow, L., Diouf, G. y Diop, M. (2021). Experimental campaign for the physical, mechanical and chemical characterisation of the Matam soil: application to the study of supports of the Balterdi Bridge. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(4), 213. <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00581-2>
- Stein, S. y Wysession, M. (2005). *An Introduction to Seismology, Earthquakes and Earth Structure*. https://www.academia.edu/41442447/An_Introduction_to_Seismology_Earthquakes_and_Earth_Structure
- Tarqui, E. (2012). *Zonificación geotécnica para cimentaciones superficiales en la zona urbana del distrito de mazocruz, el collao, depto. de puno*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann]. <http://repositorio.unjbg.edu.pe/handle/UNJBG/2933>
- Tipo Cansaya, R. (2024). *Caracterización geotécnica para la cimentación del puente Menocucho-Provincia de Trujillo-La Libertad*. [Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero geólogo. Universidad Nacional del Altiplano, Puno]. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/852>

- Universitat Politècnica de Catalunya. (2022). *Mecánica de Rocas*. [Tesis de grado, Universitat Politècnica de Catalunya]. https://deca.upc.edu/es/el-departamento/secciones/itcg/docencia/asignaturas/gmcp/tema-1/mr2021-22_temal-intro.pdf
- Useche, M., Artigas, W., Queipo, B. y Perozo, É. (2019). *Técnicas e instrumentos de recolección de datos cuali-cuantitativos*. Colombia. <https://repositoryinst.uniguajira.edu.co/bitstream/handle/uniguajira/467/88.%20Tecnicas%20e%20instrumentos%20recolecci%C3%B3n%20de%20datos.pdf?sequence=1>
- Valdiviezo Sandoval, K. (2019). *Uso de columnas de grava compactada para aumentar la capacidad portante del suelo en la Avenida Mártires de Uchuraccay, ubicada en el distrito de Piura - Provincia de Piura - Departamento de Piura*. [Trabajo de investigación para optar por el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Piura]. <https://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1939?locale-attribute=es>
- Vásquez Ramírez, A., Guanuchi Orellana, L., Cahuana Tapia, R., Vera Teves, R. y Holgado Tisoc, J. (2023). *Métodos de investigación científica*. Instituto Universitario de Innovación Ciencia y Tecnología Inudi Perú S.A.C. <https://doi.org/https://doi.org/10.35622/inudi.b.094>
- Vesic, A. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 99, 45-73.
- Villilli, N. (2018). *Caracterización geotécnica de los suelos del volcanico sencca, mediante refracción sísmica y análisis de ondas superficiales (MASW), en el A.A.H.H. villa florida del distrito de Yura- Arequipa*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/6297>
- Yang Q, J. y Dane J, J. (2023). Desafíos geotécnicos en el diseño y la construcción de cimentaciones y aproximaciones de puentes en una formación granítica accidentada. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 325, 185-210. https://doi.org/10.1007/978-981-99-1121-9_11
- YomineriaChile. (2022). *Matriz rocosa*. <https://yomineria.jimdofree.com/mineria/matriz->

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia.

TÍTULO: CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA PARA LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE LAS DAMAS, PROVINCIA DE MORROPÓN – PIURA				
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
General ¿Cuáles son las características geotécnicas del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y qué medidas de mejoramiento son más adecuadas para garantizar su estabilidad estructural?	General Determinar las características geotécnicas del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y las medidas de mejoramiento son más adecuadas para garantizar su estabilidad estructural.	General - La identificación de la caracterización geotécnica del terreno de cimentación del puente Las Damas, ubicado en la provincia de Morropón, Piura, y las medidas de mejoramiento, permitirán el adecuado diseño de la cimentación garantizando el óptimo funcionamiento de la subestructura del puente.		Tipo de investigación: El tipo de investigación es descriptivo-aplicado, debido a que utilizando conocimientos nuevos se dio respuesta al requerimiento de la optimización de la estabilidad de las cimentaciones del puente “Las Damas”. Nivel de investigación: Según el nivel de investigación, esta será descriptiva porque se tomarán datos y muestras reales de la zona, y analítica porque se necesitará de nuestro criterio para determinar las caracterizaciones de los diferentes materiales.
Específicos 1. ¿Cuáles serán las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas?	Específicos 1. Determinar las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas.	Específicas 1. La determinación de las propiedades físicas y químicas del suelo de cimentación del puente Las Damas permitirá establecer el estrato más estable y el tipo de cimentación.	Independiente Características Geotécnicas Dependiente Estabilidad de la cimentación	
2. ¿Cuáles serán las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas?	2. Determinar las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas.	2. La determinación de las propiedades mecánicas del suelo de cimentación del puente Las Damas permitirá definir su resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y comportamiento bajo cargas estructurales.		
2. ¿Cuál será el tipo de suelo presente en la zona de estudio según SUCS Y AASHTO del	3. Determinar el tipo de suelo presente en la zona de estudio según SUCS Y AASHTO del	3. La determinación del tipo de suelo presente en la zona de estudio, según las clasificaciones SUCS y AASHTO, permitirá		Diseño de investigación: No experimental, pues se debieron realizar ensayos en laboratorio que influirán directamente en el diseño de cimentaciones del puente “Las Damas”. Transversal, debido a que se estudia en un momento determinado de tiempo.

puente Las Damas?	puente Las Damas.	identificar con precisión el comportamiento geotécnico de los estratos y su influencia en la selección del tipo de cimentación del puente Las Damas.	Método de investigación: Inductivo- deductivo, porque induce de principios explicativos a partir de los fenómenos observados, y después en una segunda etapa, se construye enunciados que los contengan y se refieren a los fenómenos.
3. ¿Cuál será el potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas?	4. Evaluar el potencial de licuación de los suelos de fundación del puente Las Damas.	4. La evaluación del potencial de licuación en el área del puente Las Damas evidenciará una profundidad media de licuación de 5 metros, diferenciándose en los estribos (con mayor susceptibilidad superficial) y en los pilares (con menor vulnerabilidad por la mayor densificación del suelo en profundidad).	
4. ¿Cuál será la estimación de profundidad de cimentación por estribo/pilar del puente Las Damas, que sería una alternativa de mejoramiento para garantizar su estabilidad estructural?	5. Estimar profundidad de cimentación por estribo/pilar del puente Las Damas, que sería una alternativa de mejoramiento para garantizar su estabilidad estructural.	5. La estimación de la profundidad de cimentación por estribo y pilar del puente Las Damas permitirá definir alternativas de mejoramiento del suelo que aseguren una adecuada capacidad portante y estabilidad estructural frente a cargas estáticas y dinámicas.	
5. ¿Cuál será la resistencia factorada por AASHTO-LRFD y el asentamiento de la cimentación del puente Las Damas?	6. Determinar la resistencia factorada por AASHTO-LRFD y el asentamiento de la cimentación del puente Las Damas.	6. La resistencia factorada y el asentamiento promedio del material de cimentación del puente Las Damas será de 2,5 kg/cm ² y un valor aproximado de asentamiento de 2,0 cm, garantizando la estabilidad de la subestructura.	

Anexo 2. Análisis granulométrico – Estribo derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

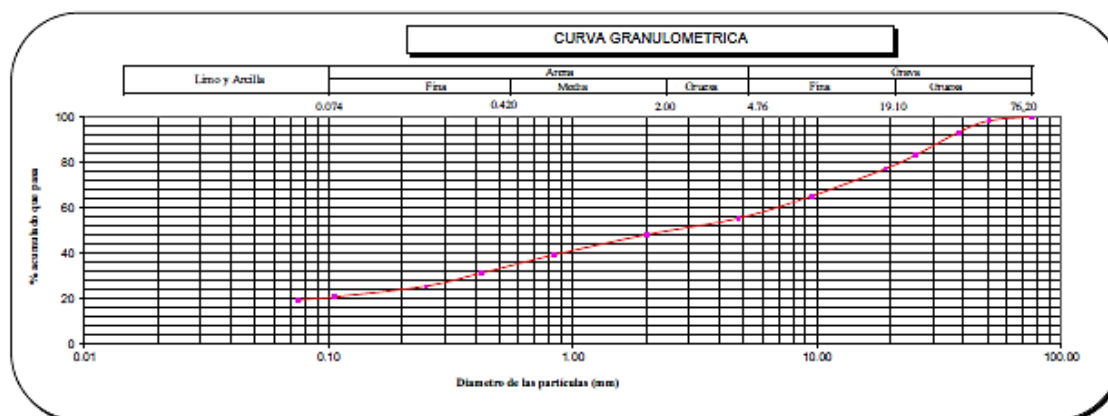
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	5 - 01
MUESTRA	M1
PROF. (m)	0.00 – 1.60

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla	Abertura (mm)	Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº						Límite Líquido (LL)	N.P.
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	2 "	50.800	354	98.2	1.8	1.8	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	1028	93.1	5.1	6.9	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GM
	1 "	25.400	2011	83.0	10.1	17.0	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-b
	3/4 "	19.100	1193	77.1	6.0	23.0	Índice de Grupo	0
	3/8 "	9.520	2415	65.0	12.1	35.1	% Grava	44.9
	Nº 4	4.760	1954	55.2	9.8	44.9	% Arena	35.8
	Nº 10	2.000	1448.3	48.0	7.2	52.1	% < Nº 200	19.3
	Nº 20	0.840	1770.1	39.1	8.9	61.0	Descripción de Muestra:	
	Nº 40	0.425	1589.1	31.2	7.9	68.9		
	Nº 60	0.250	1166.7	25.4	5.8	74.7		
	Nº 140	0.106	945.4	20.6	4.7	79.4	Grava limosa con arena	
	Nº 200	0.075	261.5	19.3	1.3	80.7		
	< 200	MTC E 137	3863.1	0.0	19.3	100.0		



Referencias :

- ASTM D 422-03-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04a2 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 µm) sieve

Equipos utilizados

- Balance BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balance BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Juego de tamices TME: GranTest

Anexo 3. Límites de Atterberg – Estribo derecho (Muestra 01)

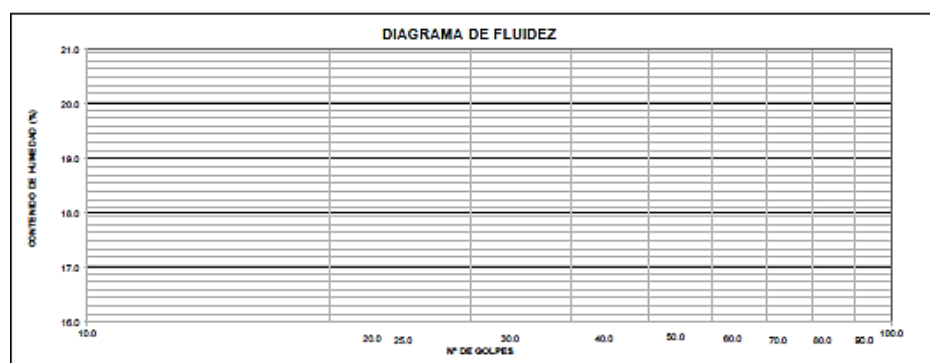
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
	LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG	
MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 01
MUESTRA	: M1
PROF (m)	: 0.00 – 1.60

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA			OBSERVACIONES
LÍMITE LIQUIDO	(%)	N.P.	La muestra fue proporcionada por el solicitante. Ensayo efectuado al material pesante la malla N° 40. Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	N.P.	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	N.P.	

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Copa Casagrande CCG-01: Pinzón-CLM-366-2019 (15-04-2019)

Anexo 4. Contenido de humedad – Estribo derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 01
MUESTRA	: M1 PROFUNDIDAD : 0.00 – 1.60

Peso tara	(g)	26.9
Peso tara + muestra húmeda	(g)	335.8
Peso tara + muestra seca	(g)	322.3
Peso de agua	(g)	13.5
Peso de suelo seco	(g)	295.4
Contenido de Humedad	(%)	4.6

Observaciones :

Referencia:

ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 5. Gravedad específica y absorción– Estribo derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 01
MUESTRA	: M1
PROFUNDIDAD: 0.00 – 1.60	

DESCRIPCIÓN	AGREGADO FINO		
	1	2	RESULTADO
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE) (g)	500.00	500.00	
PESO FIOLA + H2O (g)	686.30	686.49	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL (g)	1186.30	1186.49	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (g)	985.52	986.25	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS (g)	200.78	200.24	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C (g)	494.90	494.76	
VOLUMEN DE MASA (g)	195.68	195.00	
PESO BULK BASE SECA (g/cm3)	2.465	2.471	2.468
PESO BULK BASE SATURADA (g/cm3)	2.490	2.497	2.494
PESO APARENTE BASE SECA (g/cm3)	2.529	2.537	2.533
ABSORCIÓN (%)	1.03%	1.06%	1.04%

Observaciones :

- Agregado fino: Material pasante la malla N°4.

Referencia :

- ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 6. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Estribo derecho (Muestra 01)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 17/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 Puentes de Carretera en la Red Vial Nacional, Ruta PE-1NR en el Tramo Tambo Grande – Morropón – Chulucanas, Departamento Piura"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
CG-Da-1 - M1	0.00 - 1.50	1,188.67	792.45	396.22	8.3

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.162 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 7. Análisis granulométrico – Estribo derecho (Muestra 02)



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

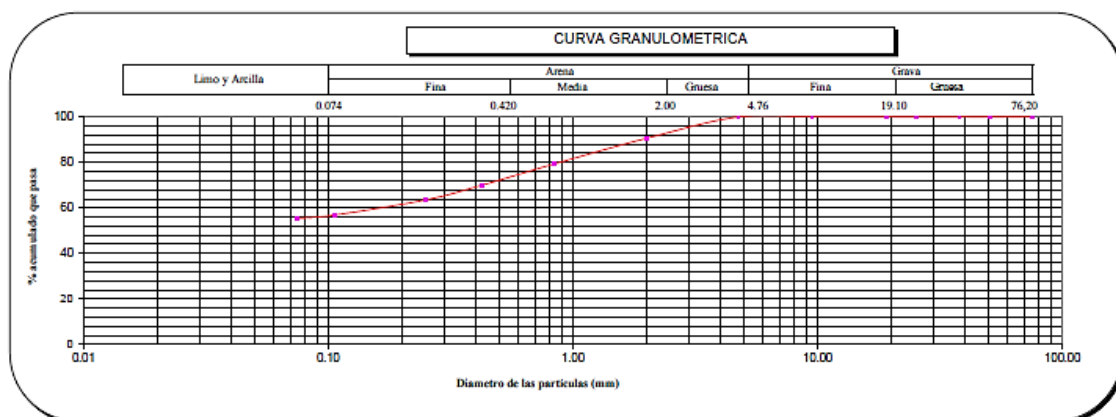
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 01
MUESTRA	M2
PROF. (m)	1.60 – 8.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla	Abertura (mm)	Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº						Límite Líquido (LL)	31.0
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	24.0
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	7.0
	1 1/2 "	38.100	0	100.0	0.0	0.0	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	ML
	1 "	25.400	0	100.0	0.0	0.0	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-4
	3/4 "	19.100	0	100.0	0.0	0.0	Índice de Grupo	4
	3/8 "	9.520	0	100.0	0.0	0.0	% Grava	0.0
	Nº 4	4.760	0	100.0	0.0	0.0	% Arena	44.8
	Nº 10	2.000	189.3	90.5	9.5	9.5	% < Nº 200	55.4
	Nº 20	0.840	224.7	79.3	11.2	20.7	Descripción de Muestra:	
	Nº 40	0.425	187.3	69.9	9.4	30.1		
	Nº 60	0.250	129.0	63.5	6.5	36.6		
	Nº 140	0.106	133.2	56.8	6.7	43.3	Limo arenoso de baja plasticidad	
	Nº 200	0.075	29.2	55.4	1.5	44.8		
	< 200	MTC E 137	1103.2	0.0	55.4	100.0		



Referencias:

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 um) sieve

Anexo 8. Límites de Atterberg – Estribo derecho (Muestra 02)

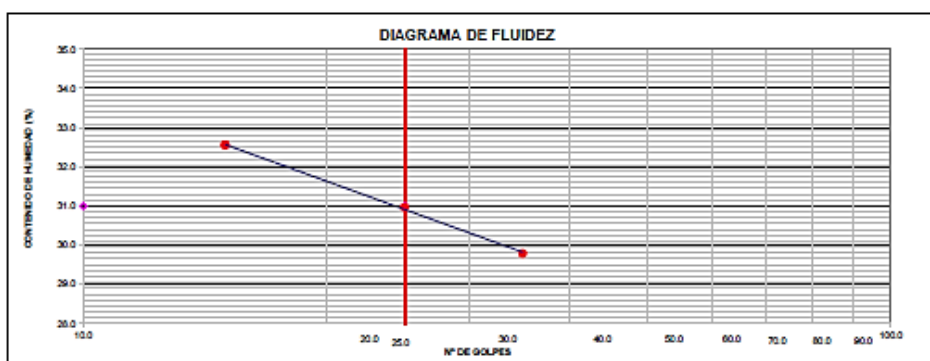


FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 01
MUESTRA	: M2
PROF (m)	: 1.60 – 8.00

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)				
Nº TARRO	19	33	37	
TARRO + SUELO HÚMEDO	42.25	43.01	44.22	
TARRO + SUELO SECO	38.88	41.08	40.43	
AGUA	3.39	3.93	3.77	
PESO DEL TARRO	27.48	28.39	28.67	
PESO DEL SUELO SECO	11.38	12.69	11.58	
% DE HUMEDAD	29.79	30.97	32.56	
Nº DE GOLPES	35	25	15	

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)				
Nº TARRO	52	54		
TARRO + SUELO HÚMEDO	21.74	21.69		
TARRO + SUELO SECO	20.03	20.01		
AGUA	1.69	1.68		
PESO DEL TARRO	12.66	13.42		
PESO DEL SUELO SECO	7.39	6.59		
% DE HUMEDAD	22.87	25.49		



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA		
LÍMITE LIQUIDO	(%)	31.0
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	24.0
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	7.0

OBSERVACIONES
La muestra fue proporcionada por el solicitante.
Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40.
Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Copa Casagrande CCG-01: Pilsuar-CLM-166-2019 (15-04-2019)

Anexo 9. Contenido de humedad – Estribo derecho (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	---

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 01
MUESTRA	: M2
	PROFUNDIDAD : 1.60 – 8.00

Peso tara	(g)	34.2
Peso tara + muestra húmeda	(g)	284.5
Peso tara + muestra seca	(g)	271.1
Peso de agua	(g)	13.4
Peso de suelo seco	(g)	236.9
Contenido de Humedad	(%)	5.7

Observaciones :

Referencia:

ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

Anexo 10. Gravedad específica y absorción– Estribo derecho (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 01
MUESTRA	: M2
PROFUNDIDAD: 1.60 – 8.00	

DESCRIPCIÓN		AGREGADO FINO		RESULTADO
		1	2	
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	(g)	500.00	500.00	
PESO FIOLA + H2O	(g)	662.80	662.99	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	(g)	1162.80	1162.99	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	(g)	920.52	921.20	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	(g)	242.28	241.78	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	(g)	495.80	495.66	
VOLUMEN DE MASA	(g)	238.08	237.45	
PESO BULK BASE SECA	(g/cm3)	2.046	2.050	2.048
PESO BULK BASE SATURADA	(g/cm3)	2.064	2.068	2.066
PESO APARENTE BASE SECA	(g/cm3)	2.082	2.087	2.085
ABSORCIÓN	(%)	0.85%	0.88%	0.86%

Observaciones :

- Agregado fino: Material pasante la malla N°4.

Referencia :

- ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Fiola FIO-01

Anexo 11. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Estribo derecho (Muestra 02)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

SONDAJE : S - 01

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M2	1.60 – 8.00	1,095.24	745.06	350.18	8.2

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 12. Ensayo de corte directo - Estribo derecho

	ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS ASTM 3080
---	--

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

Muestra : M2 Estado: Muestra Remoldeada
 SONDAGE : S-1
 Profundidad (m) : 1.60 – 8.00 SUCS: ML

ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2		ESPECIMEN 3	
Altura Inicial:	21.9 mm	Altura Inicial:	21.9 mm	Altura Inicial:	21.9 mm
Lado de caja :	60.7 mm	Lado de caja :	60.7 mm	Lado de caja :	60.7 mm
Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²	Area Inicial:	28.9 cm ²
Densidad Seca:	1.830 gr/cm ³	Densidad Seca:	1.830 gr/cm ³	Densidad Seca:	1.830 gr/cm ³
Humedad Inic.:	14.2 %	Humedad Inic.:	14.2 %	Humedad Inic.:	14.2 %
Est. Normal :	0.69 kg/cm ²	Est. Normal :	1.38 kg/cm ²	Est. Normal :	2.77 kg/cm ²
Est. Corte:	0.45 kg/cm ²	Est. Corte:	0.66 kg/cm ²	Est. Corte:	1.01 kg/cm ²

Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Deformación horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.011	0.091	0.011	0.153	0.011	0.305
0.023	0.093	0.023	0.232	0.023	0.401
0.046	0.179	0.046	0.326	0.046	0.529
0.068	0.263	0.068	0.400	0.068	0.672
0.091	0.322	0.091	0.463	0.091	0.803
0.114	0.390	0.114	0.508	0.114	0.910
0.137	0.440	0.137	0.562	0.137	0.960
0.160	0.438	0.160	0.592	0.160	1.006
0.183	0.447	0.183	0.611	0.183	1.005
0.205	0.433	0.205	0.612	0.205	1.007
0.228	0.435	0.228	0.611	0.228	1.004
0.251	0.431	0.251	0.616	0.251	1.007
0.274	0.426	0.274	0.619	0.274	0.989
0.297	0.418	0.297	0.624	0.297	0.986
0.320	0.409	0.320	0.629	0.320	0.981
0.342	0.402	0.342	0.646	0.342	0.976
0.365	0.394	0.365	0.660	0.365	0.971
0.388	0.390	0.388	0.652	0.388	0.964
0.411	0.386	0.411	0.635	0.411	0.960
0.434	0.379	0.434	0.627	0.434	0.955
0.457	0.372	0.457	0.619	0.457	0.950

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-03: CHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-03: CFM-312-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: CHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Equipo de Corte Directo ECO-03: PINZUAR - CFM-019-2019 (15-04-19)

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO DERECHO

Muestra : M2

Estado: Muestra Remoldeada

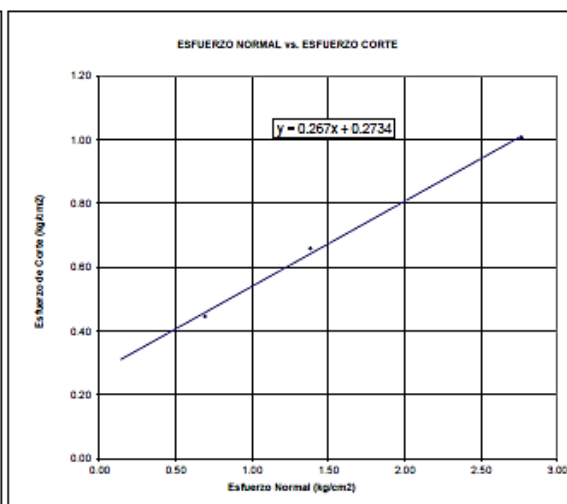
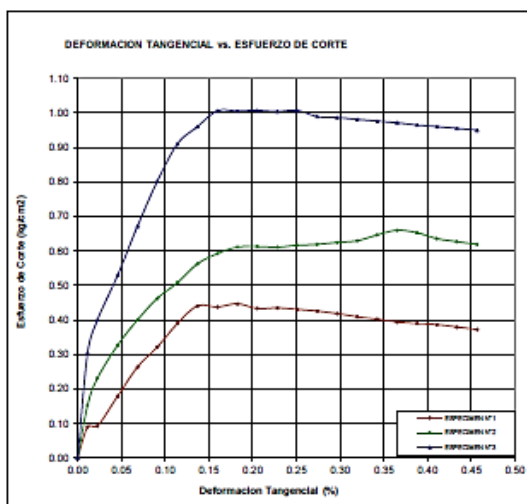
SONDAJE : S-1

Profundidad (m) : 1.60 – 8.00

SUCS: ML

GRAFICOS

VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min



Resultados:

Cohesión c : 0.27 kg/cm²
Angulo de fricción ϕ : 15.0°

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP S.A.C.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

- Horno METROTERT-01: CTM-113-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

- Equipo de Corte Directo ECD-01: PINZUAR - CTM-019-2019 (15-04-19)

Anexo 13. Análisis granulométrico – Pilar derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

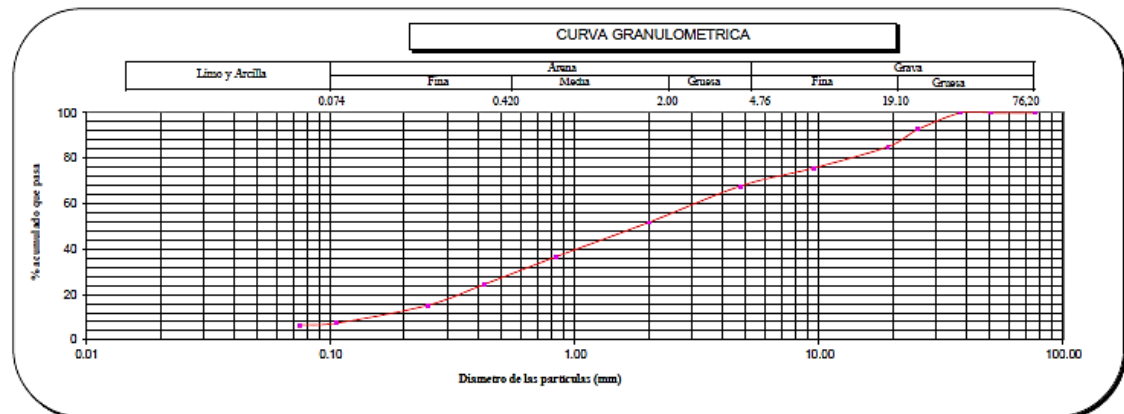
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 02
MUESTRA	M1
PROF. (m)	0.00 – 2.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422	Malla		Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº	Abertura (mm)						
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Líquido (LL)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 "	25.400	954	92.7	7.3	7.3	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	SP - SM
	3/4 "	19.100	993	85.0	7.6	14.9	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-b
	3/8 "	9.520	1217	75.7	9.4	24.3	Índice de Grupo	0
	Nº 4	4.760	1036	67.7	8.0	32.3	% Grava	32.3
	Nº 10	2.000	2082.7	51.7	16.0	48.3	% Arena	61.2
	Nº 20	0.840	1950.2	36.7	15.0	63.3	% < Nº 200	6.5
	Nº 40	0.425	1590.5	24.4	12.2	75.5	Descripción de Muestra:	
	Nº 60	0.250	1192.8	15.3	9.2	84.7		
	Nº 140	0.106	1022.4	7.4	7.9	92.6		
	Nº 200	0.075	113.6	6.5	0.9	93.5	Arena pobremente gradada con limo y grava	
	< 200	MTC E 137	847.5	0.0	6.5	100.0		



Referencias:

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the Nº 200 (75 µm) sieve

Anexo 14. Límites de Atterberg – Pilar derecho (Muestra 01)

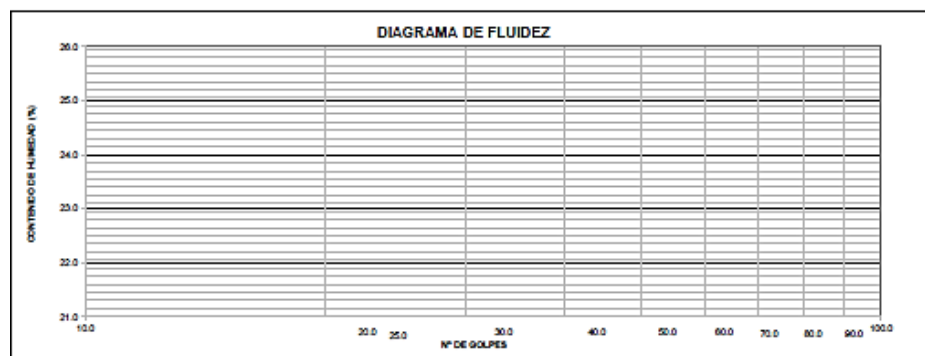
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG	
MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: 5 - 02
MUESTRA	: M1
PROF. (m)	: 0.00 – 2.00

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA		OBSERVACIONES
LÍMITE LIQUIDO	(%)	
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Copa Casagrande CCG-01: Phiszer-CLM-386-2019 (15-04-2019)

Anexo 15. Contenido de humedad – Pilar derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO
MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 02
MUESTRA	: M1 PROFUNDIDAD : 0.00 – 2.00

Peso tara	(g)	31.0
Peso tara + muestra húmeda	(g)	466.5
Peso tara + muestra seca	(g)	446.4
Peso de agua	(g)	20.2
Peso de suelo seco	(g)	415.4
Contenido de Humedad	(%)	4.9

Observaciones :

Referencia:

ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: CHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: CHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 16. Gravedad específica y absorción– Pilar derecho (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 02
MUESTRA	: M1
	PROFUNDIDAD: 0.00 – 2.00

DESCRIPCIÓN		AGREGADO FINO		RESULTADO
		1	2	
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	(g)	500.60	500.00	
PESO FIOLA + H2O	(g)	672.32	672.51	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	(g)	1172.92	1172.51	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	(g)	962.64	963.35	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	(g)	210.28	209.16	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	(g)	491.40	491.26	
VOLUMEN DE MASA	(g)	201.08	200.42	
PESO BULK BASE SECA	(g/cm3)	2.337	2.349	2.343
PESO BULK BASE SATURADA	(g/cm3)	2.381	2.391	2.386
PESO APARENTE BASE SECA	(g/cm3)	2.444	2.451	2.447
ABSORCIÓN	(%)	1.87%	1.78%	1.83%

Observaciones :

- Agregado fino: Material pasante la malla N°4.

Referencia :

- ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Fiola FIO-01

Anexo 17. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Pilar derecho (Muestra 01)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

SONDAJE : S - 02

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M1	0.00 – 2.00	780.86	531.20	249.66	7.8

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 18. Análisis granulométrico – Pilar derecho (Muestra 02)



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

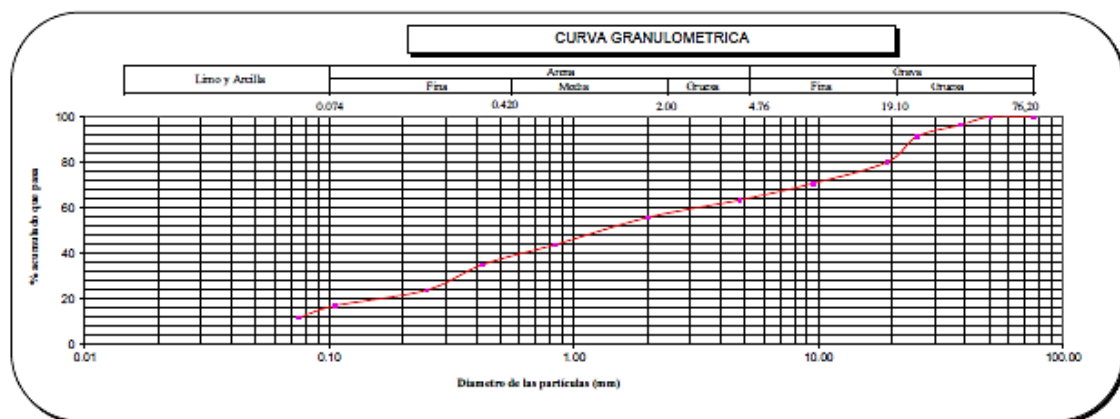
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	5 - 02
MUESTRA	M2
PROF. (m)	2.00 – 4.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla		Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº	Abertura (mm)						
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Líquido (LL)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	111	96.2	3.8	3.8	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 "	25.400	147	91.3	5.0	8.8	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	SP - SM
	3/4 "	19.100	333	80.0	11.3	20.1	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-b
	3/8 "	9.520	277	70.6	9.4	29.5	Índice de Grupo	0
	Nº 4	4.760	215	63.3	7.3	36.8	% Grava	36.8
	Nº 10	2.000	227.4	55.6	7.7	44.5	% Arena	51.7
	Nº 20	0.840	349.5	43.7	11.8	56.3	% < Nº 200	11.6
	Nº 40	0.425	259.2	34.9	8.8	65.1	Descripción de Muestra:	
	Nº 60	0.250	331.4	23.7	11.2	76.3		
	Nº 140	0.106	202.2	16.9	6.9	83.2		
	Nº 200	0.075	155.7	11.6	5.3	88.5		
	< 200	MTC E 137	341.3	0.0	11.6	100.0	Arena pobremente gradada con limo y grava	



Referencias:

- ASTM D 422-03 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04a3 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 µm) sieve

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: CHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTST-01: CTM-312-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: CHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Juego de tamices TME: GranTest

Anexo 19. Límites de Atterberg – Pilar derecho (Muestra 02)

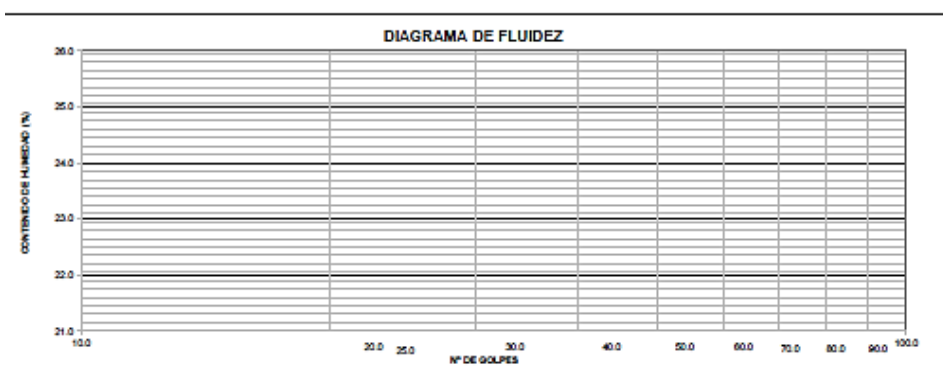
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG	
MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: 5 - 02
MUESTRA	: M2
PROF (m)	: 2.00 – 4.00

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA			OBSERVACIONES
LÍMITE LIQUIDO	(%)	N.P.	La muestra fue proporcionada por el solicitante. Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40. Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	N.P.	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	N.P.	

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Cope Casagrande COG-01: Phisuar-CLM-386-2019 (15-04-2019)

Anexo 20. Contenido de humedad – Pilar derecho (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
	LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 02
MUESTRA	: M2 PROFUNDIDAD : 2.00 – 4.00

Peso tara	(g)	34.9
Peso tara + muestra húmeda	(g)	326.5
Peso tara + muestra seca	(g)	305.7
Peso de agua	(g)	20.8
Peso de suelo seco	(g)	270.8
Contenido de Humedad	(%)	7.7

Observaciones :

-

Referencia:

- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 21. Gravedad específica y absorción– Pilar derecho (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 02
MUESTRA	: M2
	PROFUNDIDAD: 2.00 – 4.00

DESCRIPCIÓN	AGREGADO FINO		
	1	2	RESULTADO
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	(g)	500.60	500.00
PESO FIOLA + H2O	(g)	665.80	665.99
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	(g)	1166.40	1165.99
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	(g)	960.15	960.86
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	(g)	206.25	205.13
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	(g)	494.40	494.26
VOLUMEN DE MASA	(g)	200.05	199.39
PESO BULK BASE SECA	(g/cm3)	2.397	2.410
PESO BULK BASE SATURADA	(g/cm3)	2.427	2.438
PESO APARENTE BASE SECA	(g/cm3)	2.471	2.479
ABSORCIÓN	(%)	1.25%	1.16%
			1.21%

Observaciones :

- Agregado fino: Material pasante la malla N°4.

Referencia :

- ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Fiola FIO-01

Anexo 22. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Pilar derecho (Muestra 02)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

SONDAJE : S - 02

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M2	2.00 – 4.00	1,210.33	823.35	386.98	8.1

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 23. Ensayo de corte directo - Pilar derecho

	ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS ASTM 3080
---	---

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

Muestra : M3 Estado: Muestra Remoldeada
 SONDAGE : S-2
 Profundidad (m) : 4.00 – 9.40 SUCS: SP

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm
Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm
Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²
Densidad Seca:	1.830	gr/cm ³	Densidad Seca:	1.830	gr/cm ³	Densidad Seca:	1.830	gr/cm ³
Humedad Inic.:	13.7	%	Humedad Inic.:	13.7	%	Humedad Inic.:	13.7	%
Esf. Normal :	0.69	kg/cm ²	Esf. Normal :	1.38	kg/cm ²	Esf. Normal :	2.77	kg/cm ²
Esf. Corte:	0.52	kg/cm ²	Esf. Corte:	0.84	kg/cm ²	Esf. Corte:	1.70	kg/cm ²

Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.011	0.035	0.011	0.199	0.011	0.317
0.023	0.052	0.023	0.317	0.023	0.460
0.046	0.062	0.046	0.373	0.046	0.630
0.068	0.093	0.068	0.431	0.068	0.783
0.091	0.135	0.091	0.455	0.091	0.940
0.114	0.163	0.114	0.478	0.114	1.065
0.137	0.201	0.137	0.499	0.137	1.150
0.160	0.236	0.160	0.568	0.160	1.257
0.183	0.281	0.183	0.605	0.183	1.379
0.205	0.318	0.205	0.721	0.205	1.446
0.228	0.343	0.228	0.749	0.228	1.532
0.251	0.376	0.251	0.768	0.251	1.574
0.274	0.465	0.274	0.795	0.274	1.581
0.297	0.493	0.297	0.822	0.297	1.586
0.320	0.505	0.320	0.839	0.320	1.598
0.342	0.520	0.342	0.830	0.342	1.614
0.365	0.524	0.365	0.811	0.365	1.645
0.388	0.505	0.388	0.795	0.388	1.668
0.411	0.492	0.411	0.781	0.411	1.673
0.434	0.481	0.434	0.758	0.434	1.696
0.457	0.476	0.457	0.749	0.457	1.682

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - PILAR DERECHO

Muestra : M3

Estado: Muestra Remoldeada

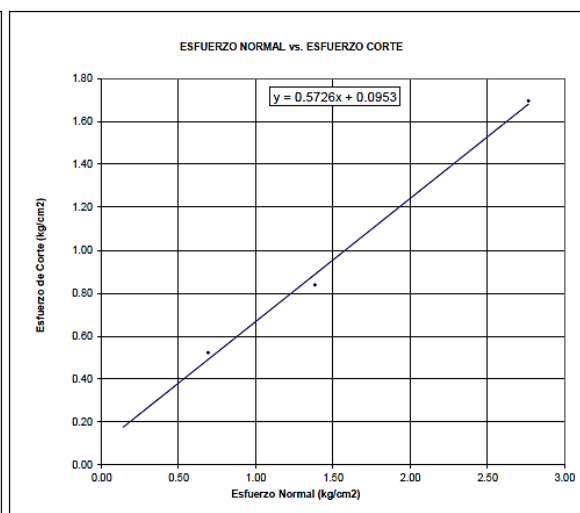
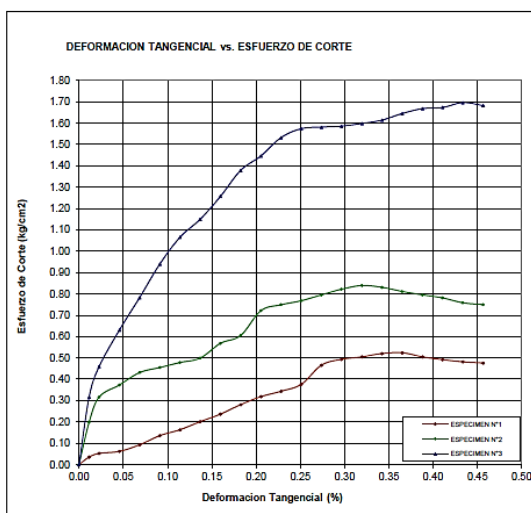
SONDAJE : S-1

Profundidad (m) : 4.00 – 9.40

SUCS: SP

GRAFICOS

VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min



Resultados:

Cohesión c : 0.10 kg/cm²
Angulo de fricción ϕ : 29.8°

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Anexo 24. Análisis granulométrico – Pilar izquierdo (Muestra 01)



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

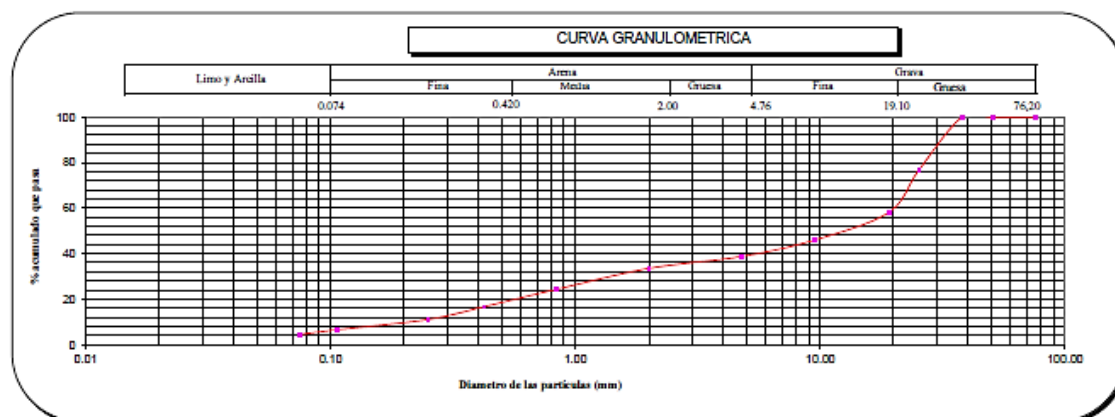
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 03
MUESTRA	M1
PROF. (m)	0.00 – 2.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla	Abertura (mm)	Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº						Límite Líquido (LL)	N.P.
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	0	100.0	0.0	0.0	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP
	1 "	25.400	1021	76.8	23.2	23.2	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a
	3/4 "	19.100	822	58.1	18.7	41.9	Índice de Grupo	0
	3/8 "	9.520	533	46.0	12.1	54.0	% Grava	61.3
	Nº 4	4.760	321	38.7	7.3	61.3	% Arena	34.2
	Nº 10	2.000	229.0	33.5	5.2	66.5	% < Nº 200	4.5
	Nº 20	0.840	403.0	24.3	9.2	75.7	Descripción de Muestra:	
	Nº 40	0.425	336.6	16.7	7.7	83.4		
	Nº 60	0.250	247.2	11.1	5.6	89.0		
	Nº 140	0.106	199.5	6.5	4.5	93.5		
	Nº 200	0.075	88.8	4.5	2.0	95.5	Grava pobremente gradada con arena	
	< 200	MTC E 137	198.8	0.0	4.5	100.0		



Referencias:

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 µm) sieve

Equipos utilizados

- Balance BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balance BAL-03: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

Anexo 25. Límites de Atterberg – Pilar izquierdo (Muestra 01)

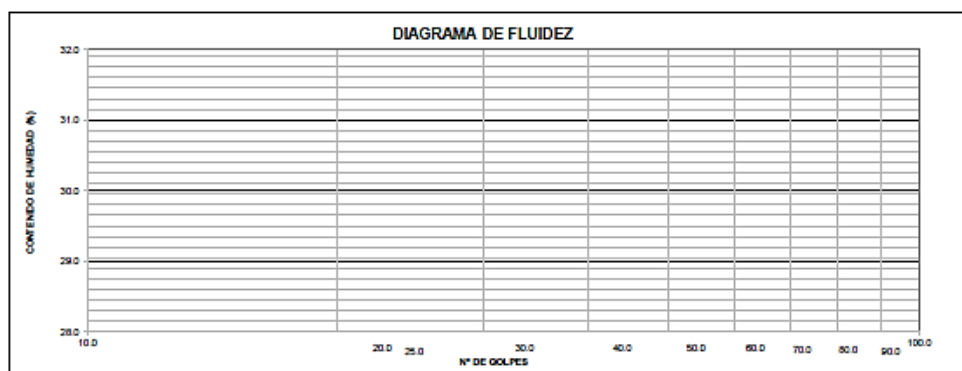
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG	
MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 03
MUESTRA	: M1
PROF (m)	: 0.00 – 2.00

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA		OBSERVACIONES
LÍMITE LÍQUIDO	(%)	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	N.P.

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Anexo 26. Contenido de humedad – Pilar izquierdo (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 03
MUESTRA	: M1 PROFUNDIDAD : 0.00 – 2.00

Peso tara	(g)	40.0
Peso tara + muestra húmeda	(g)	311.2
Peso tara + muestra seca	(g)	294.1
Peso de agua	(g)	17.1
Peso de suelo seco	(g)	254.1
Contenido de Humedad	(%)	6.7

Observaciones :

- _____

Referencia:

- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - OMM-243-2019 (15-04-19)

- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - OMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 27. Gravedad específica y absorción– Pilar izquierdo (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 03
MUESTRA	: M1
PROFUNDIDAD: 0.00 – 2.00	

DESCRIPCIÓN	AGREGADO FINO		
	1	2	RESULTADO
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE) (g)	500.60	500.00	
PESO FIOLA + H2O (g)	673.50	673.69	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL (g)	1174.10	1173.69	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (g)	970.15	970.87	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS (g)	203.95	202.82	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C (g)	493.10	492.96	
VOLUMEN DE MASA (g)	196.45	195.78	
PESO BULK BASE SECA (g/cm3)	2.418	2.431	2.424
PESO BULK BASE SATURADA (g/cm3)	2.455	2.465	2.460
PESO APARENTE BASE SECA (g/cm3)	2.510	2.518	2.514
ABSORCIÓN (%)	1.52%	1.43%	1.47%

Observaciones :

- *Agregado fino: Material pasante la malla N°4.*

Referencia :

- *ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.*

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Fiola FIO-01

Anexo 28. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Pilar izquierdo (Muestra 01)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

SONDAJE : S - 03

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M1	0.00 – 2.00	1,454.76	989.64	465.13	7.9

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 29. Análisis granulométrico – Pilar izquierdo (Muestra 02)



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

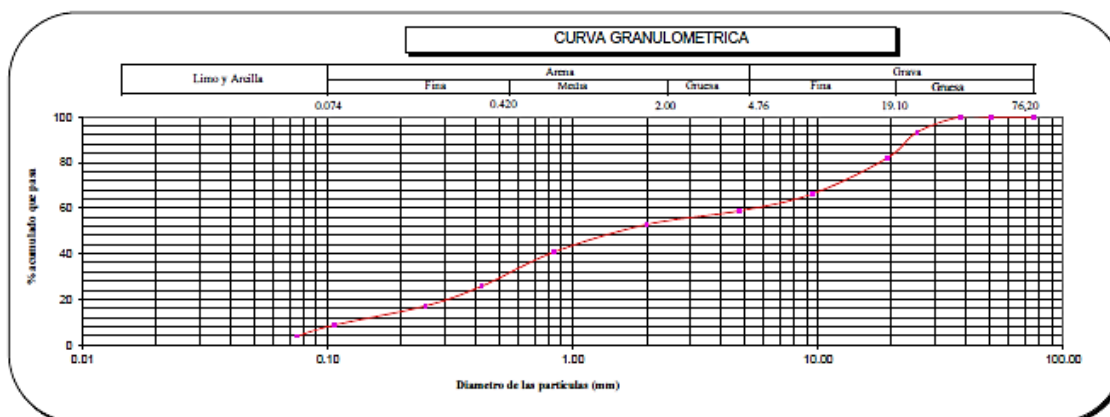
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 03
MUESTRA	M2
PROF. (m)	2.00 – 18.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422	Malla	Abertura (mm)	Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº						Límite Líquido (LL)	N.P.
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	0	100.0	0.0	0.0	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	SP
	1 "	25.400	236	93.3	6.7	6.7	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-b
	3/4 "	19.100	401	81.8	11.5	18.2	Índice de Grupo	0
	3/8 "	9.520	544	66.3	15.5	33.7	% Grava	41.2
	Nº 4	4.760	263	58.7	7.5	41.2	% Arena	54.8
	Nº 10	2.000	209.2	52.8	6.0	47.2	% < Nº 200	3.9
	Nº 20	0.840	421.2	40.7	12.0	59.2	Descripción de Muestra:	
	Nº 40	0.425	524.1	25.8	15.0	74.2		
	Nº 60	0.250	304.5	17.1	8.7	82.9	Arena pobremente gradada con grava	
	Nº 140	0.106	294.2	8.7	8.4	91.3		
	Nº 200	0.075	165.5	3.9	4.7	96.0		
	< 200	MTC E 137	137.4	0.0	3.9	100.0		



Referencias:

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 um) sieve

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)
- Juego de tamices TMZ: GranTest

Anexo 30. Límites de Atterberg – Pilar izquierdo (Muestra 02)

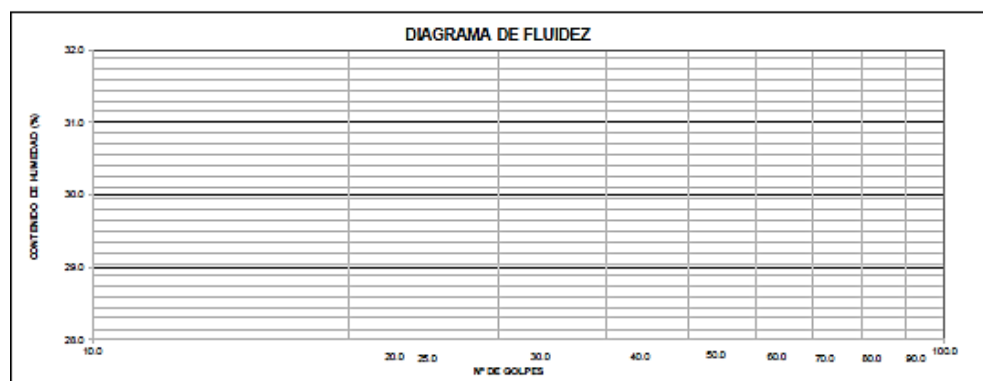
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG	
MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 03
MUESTRA	: M2
PROF (m)	: 2.00 – 18.00

LÍMITE LÍQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA			OBSERVACIONES
LÍMITE LÍQUIDO	(%)	N.P.	La muestra fue proporcionada por el solicitante. Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40. Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	N.P.	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	N.P.	

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Anexo 31. Contenido de humedad – Pilar izquierdo (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 03
MUESTRA	: M2 PROFUNDIDAD : 2.00 – 18.00

Peso tara	(g)	25.5
Peso tara + muestra húmeda	(g)	247.4
Peso tara + muestra seca	(g)	222.1
Peso de agua	(g)	25.3
Peso de suelo seco	(g)	196.6
Contenido de Humedad	(%)	12.9

Observaciones:

-

Referencia:

- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

- Horno METROTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 32. Gravedad específica y absorción– Pilar izquierdo (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 03
MUESTRA	: M2
PROFUNDIDAD: 2.00 – 18.00	

DESCRIPCIÓN	AGREGADO FINO		
	1	2	RESULTADO
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	500.60	500.00	
PESO FIOLA + H2O	665.80	665.99	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	1166.40	1165.99	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	952.10	952.80	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	214.30	213.18	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	494.92	494.78	
VOLUMEN DE MASA	208.62	207.96	
PESO BULK BASE SECA	2.309	2.321	2.315
PESO BULK BASE SATURADA	2.336	2.345	2.341
PESO APARENTE BASE SECA	2.372	2.379	2.376
ABSORCIÓN	1.15%	1.05%	1.10%

Observaciones :

- *Agregado fino: Material pasante la malla N°4.*

Referencia :

- *ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.*

Anexo 33. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Pilar izquierdo (Muestra 02)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

SONDAJE : S - 03

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M2	2.00 – 18.00	800.12	544.30	255.82	7.8

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 34. Ensayo de corte directo - Pilar izquierdo

	ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS ASTM 3080
---	---

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

Muestra : M2 Estado: Muestra Remoldeada
 SONDAGE : S-3
 Profundidad (m) : 2.00 – 18.00 SUCS: SP

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm
Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm
Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²
Densidad Seca:	1.740	gr/cm ³	Densidad Seca:	1.740	gr/cm ³	Densidad Seca:	1.740	gr/cm ³
Humedad Inic.:	8.6	%	Humedad Inic.:	8.6	%	Humedad Inic.:	8.6	%
Esf. Normal :	0.69	kg/cm ²	Esf. Normal :	1.38	kg/cm ²	Esf. Normal :	2.77	kg/cm ²
Esf. Corte:	0.50	kg/cm ²	Esf. Corte:	0.74	kg/cm ²	Esf. Corte:	1.59	kg/cm ²

Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)
0.000	0.000
0.011	0.055
0.023	0.094
0.046	0.151
0.068	0.197
0.091	0.270
0.114	0.287
0.137	0.329
0.160	0.394
0.183	0.421
0.205	0.439
0.228	0.466
0.251	0.482
0.274	0.498
0.297	0.501
0.320	0.473
0.342	0.463
0.365	0.455
0.388	0.450
0.411	0.441
0.434	0.431
0.457	0.426

Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)
0.000	0.000
0.011	0.262
0.023	0.337
0.046	0.455
0.068	0.567
0.091	0.613
0.114	0.645
0.137	0.657
0.160	0.683
0.183	0.692
0.205	0.704
0.228	0.719
0.251	0.728
0.274	0.744
0.297	0.736
0.320	0.728
0.342	0.722
0.365	0.716
0.388	0.705
0.411	0.695
0.434	0.690
0.457	0.683

Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)
0.000	0.000
0.011	0.443
0.023	0.566
0.046	0.841
0.068	0.992
0.091	1.124
0.114	1.268
0.137	1.393
0.160	1.471
0.183	1.512
0.205	1.532
0.228	1.541
0.251	1.567
0.274	1.574
0.297	1.594
0.320	1.580
0.342	1.573
0.365	1.567
0.388	1.556
0.411	1.550
0.434	1.538
0.457	1.529

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - PILAR IZQUIERDO

Muestra : M2

Estado: Muestra Remoldeada

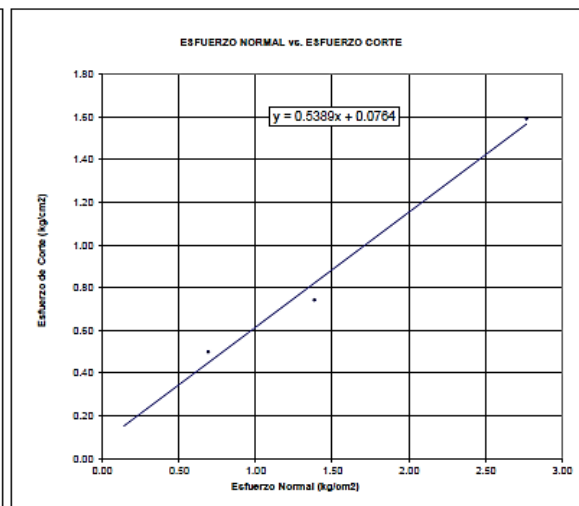
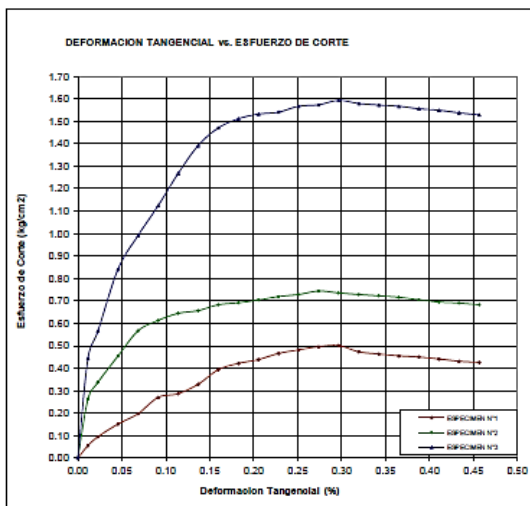
SONDAJE : S-3

Profundidad (m) : 2.00 – 18.00

SUCS: SP

GRAFICOS

VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min



Resultados:

Cohesión c : 0.08 kg/cm²
Angulo de fricción ϕ : 28.3°

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Equipo de Corte Directo ECD-01: PINZUAR - CFTM-019-2019 (15-04-19)

Anexo 35. Análisis granulométrico – Estribo izquierdo (Muestra 01)



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

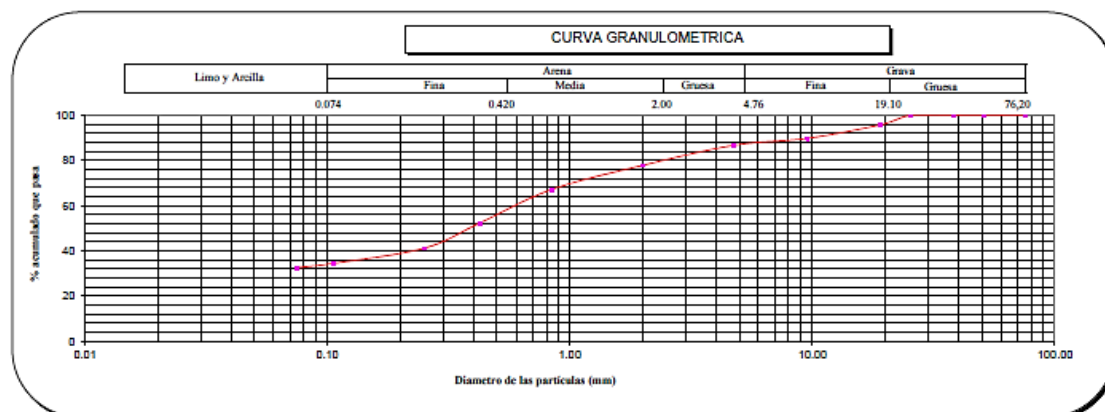
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 04
MUESTRA	M1
PROF. (m)	0.00 – 2.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D 422	Malla		Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº	Abertura (mm)						
	3"	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Líquido (LL)	20.0
	2"	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	17.0
	1 1/2"	38.100	0	100.0	0.0	0.0	Índice Plástico (IP)	3.0
	1"	25.400	0	100.0	0.0	0.0	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	SM
	3/4"	19.100	502	95.8	4.2	4.2	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-2-4
	3/8"	9.520	721	89.8	6.0	10.2	Índice de Grupo	0
	Nº 4	4.760	368	86.7	3.1	13.3	% Grava	13.3
	Nº 10	2.000	1064.1	77.9	8.9	22.2	% Arena	54.3
	Nº 20	0.840	1290.9	67.1	10.8	33.0	% < Nº 200	32.5
	Nº 40	0.425	1779.4	52.3	14.8	47.8	Descripción de Muestra:	
	Nº 60	0.250	1343.3	41.1	11.2	59.0		
	Nº 140	0.106	802.5	34.4	6.7	65.7		
	Nº 200	0.075	226.8	32.5	1.9	67.6	Arena limosa	
	< 200	MTC E 137	3895.3	0.0	32.5	100.0		



Referencias :

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the N° 200 (75 um) sieve

Anexo 36. Límites de Atterberg – Estribo izquierdo (Muestra 01)

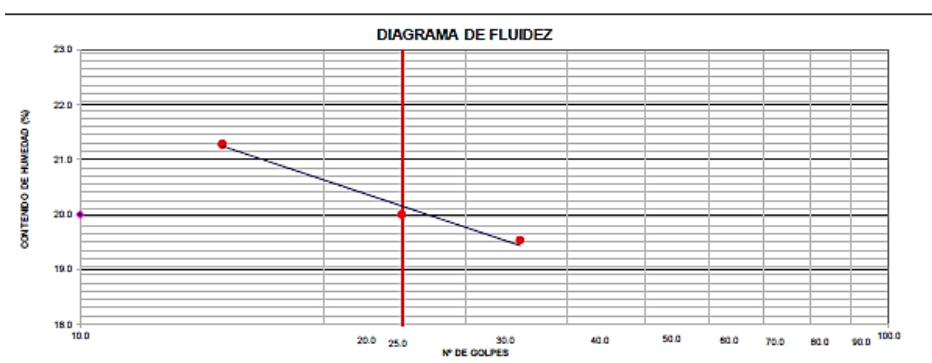
GEONAYLAMP S.A.C.	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
-----------------------------	--

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 04
MUESTRA	: M1
PROF (m)	: 0.00 – 2.00

LÍMITE LÍQUIDO (MTC E 110 - 2016)				
Nº TARRO	14	13	12	
TARRO + SUELO HÚMEDO	42.10	42.33	43.12	
TARRO + SUELO SECO	39.79	40.00	40.55	
AGUA	2.31	2.33	2.57	
PESO DEL TARRO	27.96	28.35	28.47	
PESO DEL SUELO SECO	11.83	11.65	12.08	
% DE HUMEDAD	19.53	20.00	21.27	
Nº DE GOLPES	35	25	15	

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO	17	13	
TARRO + SUELO HÚMEDO	22.02	23.04	
TARRO + SUELO SECO	20.82	21.75	
AGUA	1.20	1.29	
PESO DEL TARRO	13.89	14.35	
PESO DEL SUELO SECO	6.93	7.40	
% DE HUMEDAD	17.32	17.43	



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA			OBSERVACIONES	
LÍMITE LÍQUIDO	(%)	20.0	La muestra fue proporcionada por el solicitante. Ensayo efectuado al material pasante la malla Nº 40. Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".	
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	17.0		
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	3.0		

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Cope Casagrande CCG-01: Pinzuel-CLM-386-2019 (15-04-2019)

Anexo 37. Contenido de humedad – Estribo izquierdo (Muestra 01)



CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 04
MUESTRA	: M1 PROFUNDIDAD : 0.00 – 2.00

Peso tara	(g)	33.6
Peso tara + muestra húmeda	(g)	401.2
Peso tara + muestra seca	(g)	378.6
Peso de agua	(g)	22.6
Peso de suelo seco	(g)	345.0
Contenido de Humedad	(%)	6.6

Observaciones :

-

Referencia:

- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 38. Gravedad específica y absorción– Estribo izquierdo (Muestra 01)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	---

**GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS
 PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS
 MTC E 205 & 206 - 2016**

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 04
MUESTRA	: M1
PROFUNDIDAD: 0.00 – 2.00	

DESCRIPCIÓN		AGREGADO FINO		RESULTADO
		1	2	
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	(g)	500.00	500.00	
PESO FIOLA + H2O	(g)	668.90	669.09	
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	(g)	1168.90	1169.09	
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	(g)	959.34	960.05	
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	(g)	209.56	209.04	
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	(g)	493.50	493.36	
VOLUMEN DE MASA	(g)	203.06	202.40	
PESO BULK BASE SECA	(g/cm3)	2.355	2.360	2.358
PESO BULK BASE SATURADA	(g/cm3)	2.386	2.392	2.389
PESO APARENTE BASE SECA	(g/cm3)	2.430	2.438	2.434
ABSORCIÓN	(%)	1.32%	1.35%	1.33%

Observaciones :

- *Agregado fino: Material pasante la malla N°4.*

Referencia :

- *ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.*

Anexo 39. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Estribo izquierdo (Muestra 01)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

SONDAJE : S - 04

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M1	0.00 – 2.00	1,291.43	878.53	412.91	8.1

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 40. Análisis granulométrico – Estribo izquierdo (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	---

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

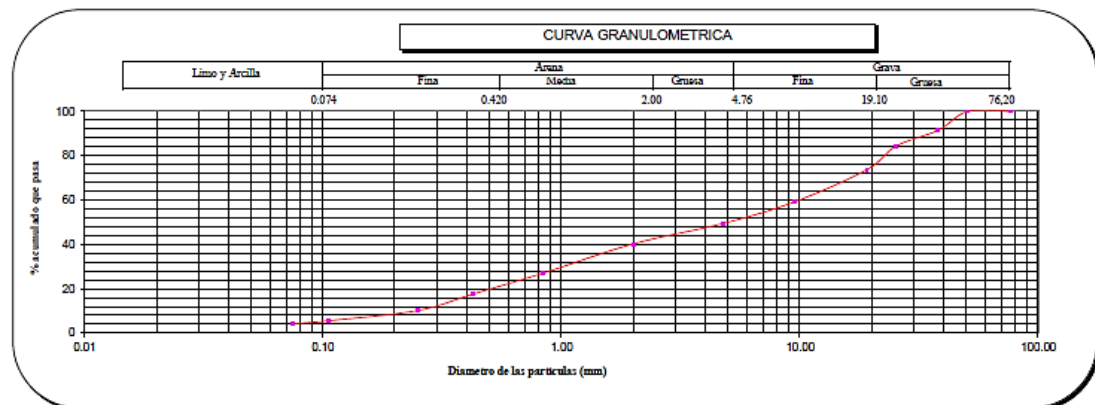
MTC E 107 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	S - 04
MUESTRA	M2
PROF. (m)	2.00 – 15.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422	Malla		Peso (g)	% que pasa	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	
	Nº	Abertura (mm)						
	3 "	76.200	0	100.0	0.0	0.0	Límite Líquido (LL)	N.P.
	2 "	50.800	0	100.0	0.0	0.0	Límite Plástico (LP)	N.P.
	1 1/2 "	38.100	329	91.5	8.5	8.5	Índice Plástico (IP)	N.P.
	1 "	25.400	274	84.3	7.1	15.6	Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP
	3/4 "	19.100	411	73.7	10.7	26.3	Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a
	3/8 "	9.520	558	59.2	14.5	40.8	Índice de Grupo	0
	Nº 4	4.760	377	49.4	9.8	50.6	% Grava	50.6
	Nº 10	2.000	354.5	40.2	9.2	59.8	% Arena	45.2
	Nº 20	0.840	505.2	27.0	13.1	72.9	% < Nº 200	4.1
	Nº 40	0.425	366.2	17.5	9.5	82.4	Descripción de Muestra:	
	Nº 60	0.250	284.1	10.2	7.4	89.8		
	Nº 140	0.106	177.1	5.6	4.6	94.4		
	Nº 200	0.075	54.6	4.1	1.4	95.8	Grava pobremente gradada con arena	
	< 200	MTC E 137	159.4	0.0	4.1	100.0		



Referencias:

- ASTM D 422-63-02 Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates
- ASTM D 4318-05 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils
- ASTM D 2487-05 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system)
- ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass
- ASTM D 3282-04e1 Standard practice for classification of soils-aggregate mixtures for highway construction purposes
- ASTM D 1140-00 Standard test for amount of material in soils finer than the Nº 200 (75 µm) sieve

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Juego de tamices TMC: GranTest

Anexo 41. Límites de Atterberg – Estribo izquierdo (Muestra 02)

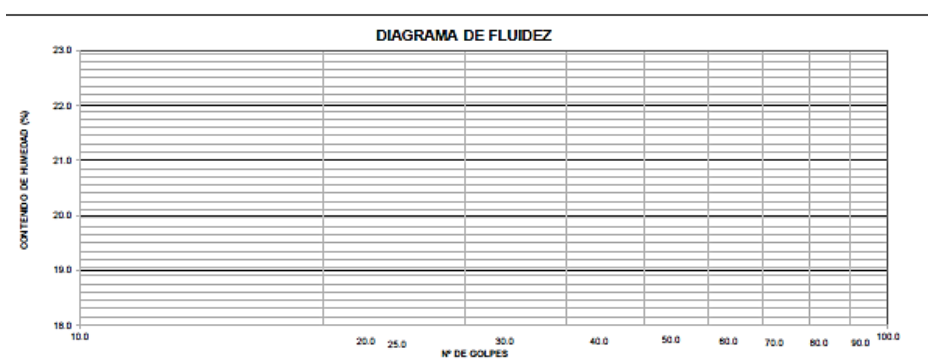
	INGENIERIA GEOTÉCNICA
	MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES	

FECHA : 9/03/2020

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - 2016	
DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO
DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 04
MUESTRA	: M2
PROF (m)	: 2.00 – 15.00

LÍMITE LIQUIDO (MTC E 110 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			
Nº DE GOLPES			

LÍMITE PLÁSTICO (MTC E 111 - 2016)			
Nº TARRO			
TARRO + SUELO HÚMEDO			
TARRO + SUELO SECO			
AGUA			
PESO DEL TARRO			
PESO DEL SUELO SECO			
% DE HUMEDAD			



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA			OBSERVACIONES
LÍMITE LÍQUIDO	(%)	N.P.	La muestra fue proporcionada por el solicitante. Ensayo efectuado al material pasante la malla N° 40. Ensayo realizado mediante el "MÉTODO DE MULTIPUNTO".
LÍMITE PLÁSTICO	(%)	N.P.	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	(%)	N.P.	

Referencia:

ASTM D 4318-05 Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - OMM-243-2019 (13-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (13-04-19)
- Cope Casagrande CCG-01: Píruar-CLM-386-2019 (13-04-2019)

Anexo 42. Contenido de humedad – Estribo izquierdo (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO

MTC E 108 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
SONDAJE	: S - 04
MUESTRA	: M2 PROFUNDIDAD : 2.00 – 15.00

Peso tara	(g)	40.9
Peso tara + muestra húmeda	(g)	322.2
Peso tara + muestra seca	(g)	301.1
Peso de agua	(g)	21.1
Peso de suelo seco	(g)	260.2
Contenido de Humedad	(%)	8.1

Observaciones:

Referencia:

ASTM D 2216-05 Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)

- Horno METROTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)

- Balanza BAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Anexo 43. Gravedad específica y absorción– Estribo izquierdo (Muestra 02)

	INGENIERIA GEOTÉCNICA MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
---	--

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGREGADOS FINOS
PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADOS GRUESOS
MTC E 205 & 206 - 2016

FECHA : 9/03/2020

DATOS GENERALES	
SOLICITANTE	: NAYLAMP INGENIEROS SAC
PROYECTO	: ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"
UBICACIÓN	: PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

DATOS DE LA MUESTRA	
PROGRESIVA	: S - 04
MUESTRA	: M2
PROFUNDIDAD: 2.00 – 15.00	

DESCRIPCIÓN	AGREGADO FINO		
	1	2	RESULTADO
PESO MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA (EN AIRE)	(g)	500.00	500.00
PESO FIOLA + H2O	(g)	666.95	667.14
PESO FIOLA + H2O + MATERIAL	(g)	1166.95	1167.14
PESO FIOLA + H2O + MAT. SATURADO Y SUPERFICIE SECA	(g)	972.54	973.26
VOLUMEN MASA + VOLUMEN DE VACÍOS	(g)	194.41	193.88
PESO MATERIAL SECO A 105 °C	(g)	496.31	496.17
VOLUMEN DE MASA	(g)	190.72	190.05
PESO BULK BASE SECA	(g/cm3)	2.553	2.559
PESO BULK BASE SATURADA	(g/cm3)	2.572	2.579
PESO APARENTE BASE SECA	(g/cm3)	2.602	2.611
ABSORCIÓN	(%)	0.74%	0.77%
			0.76%

Observaciones :

- *Agregado fino: Material pasante la malla N°4.*

Referencia :

- *ASTM C 128-04a Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.*

Anexo 44. Análisis de sales, sulfatos y cloruros - Estribo izquierdo (Muestra 02)



ANALISIS DE SALES, SULFATOS Y CLORUROS EN SUELOS

FECHA: 9/03/2020

PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11
PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-
1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS,
DEPARTAMENTO PIURA"

SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC

UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

SONDAJE : S - 04

MUESTRA	PROFUNDIDAD	S.S.T.	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
M2	2.00 – 15.00	1,226.86	834.60	392.26	8.2

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

Anexo 45. Ensayo de corte directo - Estribo izquierdo

	ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS NO DRENADAS ASTM 3080
---	--

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

Muestra : M2	Estado: Muestra Remoldeada
SONDAJE : S-4	
Profundidad (m) : 2.00 – 15.00	SUCS: GP

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm	Altura Inicial:	21.9	mm
Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm	Lado de caja :	60.7	mm
Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²	Area Inicial:	28.9	cm ²
Densidad Seca:	2.080	gr/cm ³	Densidad Seca:	2.080	gr/cm ³	Densidad Seca:	2.080	gr/cm ³
Humedad Inic.:	7.7	%	Humedad Inic.:	7.7	%	Humedad Inic.:	7.7	%
Esf. Normal :	0.89	kg/cm ²	Esf. Normal :	1.38	kg/cm ²	Esf. Normal :	2.77	kg/cm ²
Esf. Corte:	0.44	kg/cm ²	Esf. Corte:	1.08	kg/cm ²	Esf. Corte:	1.79	kg/cm ²

Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)	Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)	Deformacion horizontal (%)	Esfuerzo de Corte (kg/cm2)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.011	0.069	0.011	0.203	0.011	0.245
0.023	0.090	0.023	0.249	0.023	0.385
0.046	0.128	0.046	0.332	0.046	0.511
0.068	0.154	0.068	0.493	0.068	0.688
0.091	0.193	0.091	0.569	0.091	0.868
0.114	0.230	0.114	0.654	0.114	1.009
0.137	0.275	0.137	0.685	0.137	1.251
0.160	0.301	0.160	0.742	0.160	1.336
0.183	0.348	0.183	0.779	0.183	1.429
0.205	0.356	0.205	0.814	0.205	1.503
0.228	0.360	0.228	0.844	0.228	1.602
0.251	0.371	0.251	0.882	0.251	1.679
0.274	0.382	0.274	0.880	0.274	1.726
0.297	0.394	0.297	0.906	0.297	1.757
0.320	0.393	0.320	0.946	0.320	1.758
0.342	0.405	0.342	0.972	0.342	1.769
0.365	0.421	0.365	0.988	0.365	1.764
0.388	0.432	0.388	1.027	0.388	1.775
0.411	0.441	0.411	1.054	0.411	1.784
0.434	0.444	0.434	1.062	0.434	1.787
0.457	0.440	0.457	1.055	0.457	1.775

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP SAC.

Equipos utilizados

- Balanza BAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza BAL-02: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Equipo de Corte Directo ECD-01: FINZUAR - CFTM-019-2019 (15-04-19)

Fecha: 3/09/2020

Proyecto : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"

Solicitante : NAYLAMP INGENIEROS SAC

Ubicación : PUENTE LAS DAMAS - ESTRIBO IZQUIERDO

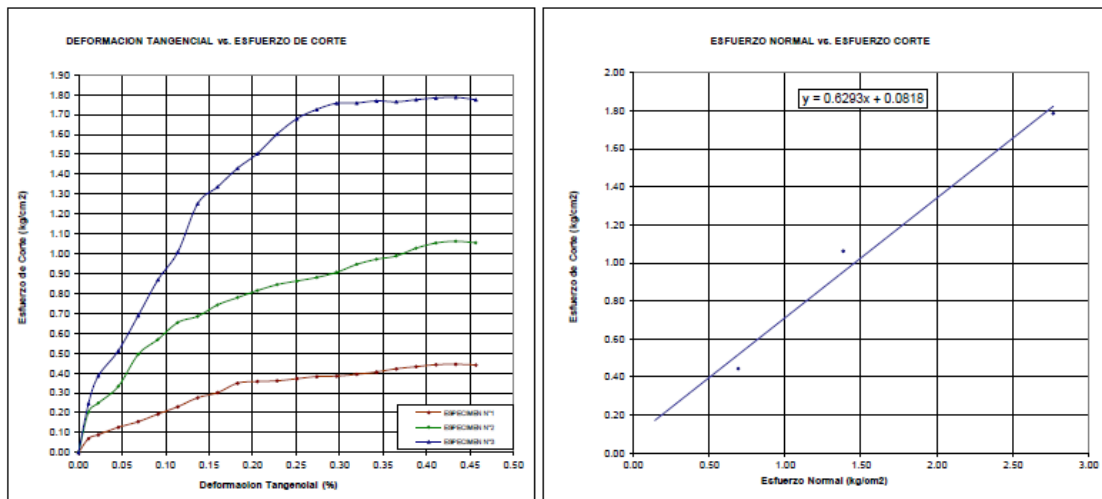
Muestra : M2
SONDAJE : S-4
Profundidad (m) : 2.00 – 15.00

Estado: Muestra Remoldeada

SUCS: GP

GRAFICOS

VELOCIDAD DE CORTE 0.5 mm/min



Resultados:

Cohesión (c) : 0.08 kg/cm²
Angulo de fricción (φ) : 32.2°

OBSERVACIONES:

Muestra tomada en campo por el cliente.

Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita de la Gerencia de GEONAYLAMP S.A.C.

Equipos utilizados

- Balanza RAL-01: OHAUS - CMM-243-2019 (15-04-19)
- Horno METROTTEST-01: CTM-112-2019 (15-04-19)
- Balanza RAL-03: OHAUS - CMM-245-2019 (15-04-19)

Equipo de Corte Directo ECD-01: PINZUAR - CFTM-019-2019 (15-04-19)

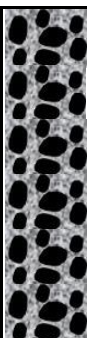
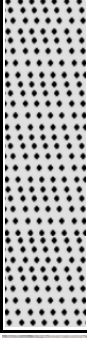
Anexo 46. Descripción e identificación de suelos calicata CG-Da-01

  Ministerio de Transportes y Comunicaciones Vice ministerio de Transportes Dirección General de Caminos y Ferrocarriles										
REGISTRO DE EXCAVACIÓN ASTM D 2488 Práctica Estándar para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual - Manual)										
FECHA : 12/1/2022										
DATOS GENERALES										
SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA" UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS										
DATOS DE LA EXCAVACIÓN										
COORDENADAS : E: 0601927 N: 9430735 CALICATA : CG-Da-01 PROFUNDIDAD (m) : 3.0m N. FREÁTICO (m) : -										
PROF. (m)	G R A F I C O	Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia. Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	AASHTO	LÍMITES DE ATTERBERG			% H	Nº MUESTRA	PROF. (m)
					L.L. %	L.P. %	I.P. %			
0.10										0.10
1.50		Grava limosa con arena. Moderado contenido de finos, se evidencia fragmentos sugangulosos a angulosos, color pardo claro, no presenta plasticidad, compactación medianamente suelta. %Grava: 41.9 ; % Arena: 36.4 ; %Finos: 21.8	GM	A-1 (b)	N.P.	N.P.	N.P.	5.70	M1	
3.00		Limo arenoso con escaso u nulo contenido de grava de forma sub redondeado a sub angulosa color pardo amarillento claro, semi húmedo, baja de plasticidad. %Grava: 0.0 ; % Arena: 32.9 ; %Finos: 67.2	ML	A-4	34.00	24.00	10.00	6.90	M2	3.00
										
Referencias : NTP 339.150 (2001) "Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual" NTP 339.136 (1999) "SUELOS. Símbolos, unidades, terminologías y definiciones"										

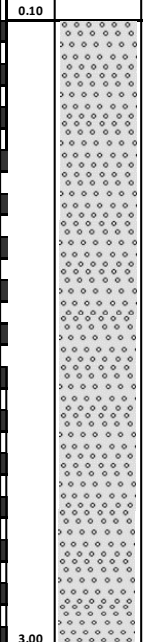
Anexo 47. Descripción e identificación de suelos calicata CG-Da-02

  Ministerio de Transportes y Comunicaciones Vice ministerio de Transportes Dirección General de Caminos y Ferrocarriles										
REGISTRO DE EXCAVACIÓN ASTM D 2488 Práctica Estándar para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual - Manual)										
FECHA : 12/1/2022										
DATOS GENERALES										
SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA" UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS										
DATOS DE LA EXCAVACIÓN										
COORDENADAS : E: 0601957 N: 9430710 CALICATA : CG-Da-02 PROFUNDIDAD (m) : 3.0m N. FREÁTICO (m) : -										
PROF. (m)	G R A F I C O	Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia. Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	AASHTO	LÍMITES DE ATTERBERG			% H	Nº MUESTRA	PROF. (m)
					L.L. %	L.P. %	I.P. %			
0.10		Arena pobremente gradada con limo y grava. Se evidencia poco contenido de finos. Material color beige claro, no plástica. Compacidad suelta a medianamente densa %Grava: 40.3 ; % Arena: 51.1 ; %Finos: 8.6	SP - SM	A-1 (a)	N.P.	N.P.	N.P.	5.00	M1	0.10
3.00										3.00
										
Referencias : NTP 339.150 (2001) "Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual" NTP 339.136 (1999) "SUELOS. Símbolos, unidades, terminologías y definiciones"										

Anexo 48. Descripción e identificación de suelos calicata CG-Da-03

				Ministerio de Transportes y Comunicaciones		Vice ministerio de Transportes		Dirección General de Caminos y Ferrocarriles		
REGISTRO DE EXCAVACIÓN ASTM D 2488 Práctica Estándar para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual - Manual)										
FECHA : 12/1/2022										
DATOS GENERALES										
SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC										
PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"										
UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS										
DATOS DE LA EXCAVACIÓN										
COORDENADAS : E: 0601990 N: 9430682		CALICATA : CG-Da-03								
PROFUNDIDAD (m) : 3.0m		N. FREÁTICO (m) : -								
PROF. (m)	G R A F I C O	Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia. Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	AASHTO	LÍMITES DE ATTERBERG			% H	Nº MUESTRA	PROF. (m)
					L.L. %	L.P. %	I.P. %			
0.50		Grava pobremente gradada con arena, color beige claro, no plástica. Compacidad suelta a medianamente densa %Grava: 63.5 ; % Arena: 33.2 ; %Finos: 3.3	GP	A-1 (a)	N.P.	N.P.	N.P.	5.20	M1	
1.00										
1.50										
3.00		Arena pobremente gradada con grava. Se evidencia poco o nulo contenido de finos. Material color beige claro, no plástica. Compacidad suelta a medianamente densa %Grava: 47.4 ; % Arena: 48.8 ; %Finos: 3.9	SP	A-1 (a)	N.P.	N.P.	N.P.	10.00	M2	3.00
 										
Referencias : NTP 339.150 (2001) "Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual" NTP 339.136 (1999) "SUELOS. Símbolos, unidades, terminologías y definiciones"										

Anexo 49. Descripción e identificación de suelos calicata CG-Da-04

 NAYLAMP INGENIEROS S.A.C.		 PERÚ		Ministerio de Transportes y Comunicaciones	Viceministerio de Transportes	Dirección General de Caminos y Ferrocarriles				
REGISTRO DE EXCAVACIÓN ASTM D 2488 Práctica Estándar para la Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual - Manual)										
FECHA : 12/1/2022										
DATOS GENERALES										
SOLICITANTE : NAYLAMP INGENIEROS SAC										
PROYECTO : ESTUDIO DEFINITIVO DEL PROYECTO: "CONSTRUCCION DE 11 PUENTES DE CARRETERA EN LA RED VIAL NACIONAL, RUTA PE-1NR EN EL TRAMO TAMBOGRANDE – MORROPON – CHULUCANAS, DEPARTAMENTO PIURA"										
UBICACIÓN : PUENTE LAS DAMAS										
DATOS DE LA EXCAVACIÓN										
COORDENADAS : E: 0602023 N: 9430667		CALICATA : CG-Da-04								
PROFUNDIDAD (m) : 3.0m		N. FREÁTICO (m) : -								
PROF. (m)	G R A F I C O	Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia. Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	AASHTO	LÍMITES DE ATTERBERG			% H	Nº MUESTRA	PROF. (m)
					L.L. %	L.P. %	I.P. %			
0.10										0.10
		Arena limosa . Se evidencia poco contenido de gravas sugangulosos a angulosos, color pardo claro, poca plasticidad., %G: 11.4, %S: 54.9, %F: 33.7.	SM	A-2- (4)	N.P.	N.P.	N.P.	8.30	M1	
3.00										3.00
										
Referencias : NTP 339.150 (2001) "Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual" NTP 339.136 (1999) "SUELOS. Símbolos, unidades, terminologías y definiciones"										

Anexo 50. Registro de perforación – Estribo derecho puente Las Damas

GEO NAYLAMP		REGISTRO DE PERFORACION No. S - 01			
"CONSTRUCCION DE 11 PUENTES, TRAMO TAMBO GRANDE-MORROPÓN" - PUENTE LAS DAMAS					
PUENTE	: LAS DAMAS	PROGRESIVA	: KM 52+014.46	FECHA DE FINALIZACION	: ENERO 2022
ESTRIBO	: DERECHO	INCLINACION DEL SONDEO	: 90°	REGISTRADO POR	: W. LIPA
COORDENADAS	N : 9,430,735.00 E : 601,927.00	NIVEL FREATICO (m)	: N.P.	REVISADO POR	: D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	: 101.00	EQUIPO	: HIDRAULICA	PERFORISTA	: E. PARIONA
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	: 30.00	FECHA DE INICIO	: DICIEMBRE 2019	No. DE CAJAS DE TESTIGO	: 07

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) DE MUESTREO PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS		
									ROD (%)	% GRAVA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD	
1.00			0.00 a 1.60 m.: Depósito Fluvial. Grava Limosa con arena, forma angulosa, color pardo, seca, no plástica.		Qh-tf	Dep. Fluvial	85%											
2.00			1.60 a 8.00 m.: Depósito Aluvial reciente. Limo con arena, color pardo oscuro, seca, baja plasticidad, compacidad medianamente densa. Presenta lentes de arena limosa de grano fino.		Qh-al	Depósito Aluvial reciente	95%	10										01
3.00							95%											
4.00							95%											
5.00							100%	13										
6.00							95%	13										
7.00							95%	11										
8.00							78%	12										
9.00			8.00 a 14.00 m.: Arena mal gradada con grava, color pardo rojizo claro, seca, no plástica, compacidad muy densa. La grava encontrada es de forma sub-angulosa con presencia esporádica de lentes de limo.		Op-al	Depósito Aluvial antiguo	25%											
10.00								27										
11.00																		
12.00																		
13.00							25%											
14.00																		
15.00			14.00 a 17.25 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava limosa con arena, forma sub angulosa, color pardo amarillento claro, seca, no plástica, compacidad muy densa.		GM													
16.00							45%											
17.00																		
18.00			17.25 a 20.00 m.: Arena limosa con grava, color gris claro, seca, baja plasticidad, compacidad medianamente densa. Presencia de grava con forma sub-angulosa.		SM		85%	29										
19.00																		
20.00							45%											

SUELOS		INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA		GRADO DE METEORIZACION ROCA (SRM, 1981)		COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
GM	ML	SRD	Subredondeado	Rb	Roca extremadamente blanda	M1	Roca fresca	Nept	COMPACTACION
RD	Redondeado	Ri	Roca muy blanda	M2	Ligeramente meteorizada	0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA
e	Diámetro de gravas	R2	Roca blanda	M3	Moderadamente meteorizada	5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
G	Gravas	R3	Roca moderadamente dura	M4	Altamente meteorizada	11 - 20	MEDIANAMENTE DENSE	4 - 8	MEDIA
A	Arenas	R4	Roca dura	M5	Completamente meteorizada	21 - 30	MEDIANAMENTE DENSE	8 - 15	COMPACTA
F	Fines	R5	Roca muy dura	M6	Suelo residual	31 - 50	DENSE	15 - 30	MUY FIRME
						Más de 50	MUY DENSE	> 30	DURA

COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
Nept	COMPACTACION	Nept	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 20	MEDIANAMENTE DENSE	4 - 8	MEDIA
21 - 30	MEDIANAMENTE DENSE	8 - 15	COMPACTA
31 - 50	DENSE	15 - 30	MUY FIRME
Más de 50	MUY DENSE	> 30	DURA

ESCALA:
GRAFICA
HQJA:
01 de 02

PUENTE	:	LAS DAMAS	PROGRESIVA	:	KM 52+014.46	FECHA DE FINALIZACION	:	ENERO 2022
ESTRIBO	:	DERECHO	INCLINACION DEL SONDEO	:	90			
COORDENADAS	:	N : 9,430,735.00 E : 601,927.00	NIVEL FREATICO (m)	:	N.P.	REGISTRADO POR	:	W.LIPA
COTA DE BOCA (msnm)	:	101.00	EQUIPO	:	HIDRAULICA	REVISADO POR	:	D. VASQUEZ
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	:	30.00	FECHA DE INICIO	:	DICIEMBRE 2019	PERFORISTA	:	E. PARIONA
						No. DE CAJAS DE TESTIGO	:	07

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREATICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) Y No. DE MUESTRAS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS
										ROD (%)	% GRAYA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO		
21.00			21.00	20.00 a 24.00 m.: Arena mal gradada con limo y grava, color gris oscuro, húmeda, no plástica, compactidad muy densa. Presencia de grava con forma sub-angulosa a sub-redondeada.			SP-SM	25%			30.8	63.1	6.1	NP	NP	M-6 20.00-24.00	
22.00			22.00														
23.00			23.00														
24.00			24.00														
25.00			25.00	24.00 a 30.00 m.: Grava mal gradada con arena, forma angulosa, color gris claro, seca, no plástica, compactidad muy densa. Presencia de cantos y bloques de roca.		Qp-al Deposito Aluvial Antiguo	GP	25%			74.7	21.8	3.6	NP	NP	M-7 24.00-30.00	
26.00			26.00														
27.00			27.00														
28.00			28.00														
29.00			29.00					25%									
30.00			30.00														

LEYENDA

SUELOS



INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA

ABREVIATURA	Clase	Descripción
SRD	Subredondeado	Ra Roca extremadamente blanda
RD	Redondeado	Ri Roca muy blanda
Ø	Diámetro de gravas	Rb Roca blanda
G	Gravas	Ra Roca moderadamente dura
A	Arenas	Ra Roca dura
F	Finos	Ra Roca muy dura

GRADO DE METEORIZACION ROCA (BSM, 1981)

Indice	Descripción
M1	Roca fresca
M2	Ligeramente meteorizada
M3	Moderadamente meteorizada
M4	Altamente meteorizada
M5	Completamente meteorizada
M6	Suelo residual

COMPACTIDAD RELATIVA DE ARENA

Nºpt	COMPACTIDAD
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 20	MEDIANAMENTE DENSA
21 - 30	MEDIANAMENTE DENSA
31 - 50	DENSA
MÁS DE 50	MUY DENSA

CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA

Nºpt	CONSISTENCIA	COMPRESION (kg/cm²)
< 2	MUY BLANDA	< 0.25
2 - 4	BLANDA	0.25 - 0.50
4 - 8	MEDIA	0.50 - 1.00
8 - 15	COMPACTA	1.00 - 2.00
15 - 30	MUY FIRME	2.00 - 4.00
> 30	DURA	> 4.00

ESCALA:
GRAFICA

HQJA:
02 de 02

Anexo 51. Registro de perforación – Pilar derecho puente Las Damas

GEO NAYLAMP		REGISTRO DE PERFORACION No. S - 02			
"CONSTRUCCION DE 11 PUENTES, TRAMO TAMBO GRANDE-MORROPÓN" - PUENTE LAS DAMAS					
PUENTE	LAS DAMAS		PROGRESIVA	KM 52+053.54	
PILAR	1		INCLINACION DEL SONDEO	90°	
COORDENADAS	N : 9,430,710.00 E : 601,957.00		NIVEL FREATICO (m)	N.P.	
COTA DE BOCA (msnm)	98.00		EQUIPO	HIDRAULICA	
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	30.00		FECHA DE INICIO	DICIEMBRE 2019	
FECHA DE FINALIZACION	ENERO 2022		REGISTRADO POR	W. LIPA	
			REVISADO POR	D. VASQUEZ	
			PERFORISTA	E. PARIONA	
			No. DE CAJAS DE TESTIGO	07	

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREATICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLÓGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCOS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) DE MUESTREO PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS			
										ROD (%)	% GRAVA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD		
1			1.00	0.00 a 2.00 m.: Depósito Fluvial. Arena mal gradada con limo y grava, color pardo claro, seco, no plástica. Presencia de grava con forma sub-angulosa.		Qh-fl	SP-SM	100%												
2			2.00																	
3			3.00	2.00 a 4.00 m.: Depósito Aluvial Reciente. Arena mal gradada con limo y grava, seca, no plástica, compacidad suelta. Presencia de grava con forma sub-redondeada.			SP-SM	95%												
4			4.00																	
5			5.00	4.00 a 9.40 m.: Arena mal gradada con grava, color pardo, seco, no plástica, compacidad suelta. La grava encontrada es de forma sub-redondeada. Presencia esporádica de lentes de limo.		Qh-al	SP	100%												
6			6.00																	
7			7.00																	
8			8.00																	
9			9.00																	
10			10.00	9.40 a 14.00 m.: Limo con arena, color pardo oscuro, seco, baja plasticidad, consistencia compacta a muy firme. Presencia esporádica de clastos de grava.			ML													
11			11.00																	
12			12.00																	
13			13.00																	
14			14.00																	
15			15.00	14.00 a 27.00 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava mal gradada con arena, forma sub-redondeada, color pardo amarillento claro a gris claro, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de limos y arcillas.		Qp-al	GP													
16			16.00																	
17			17.00																	
18			18.00																	
19			19.00																	
20			20.00																	

SUELOS		INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA		GRADO DE METEORIZACION ROCA (SRM-1981)		COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
ABREVIATURA	Clase	Descripción	Indice	Descripción	Nept	COMPACTACION	Nept	CONSISTENCIA	COMPRESION QU (Kg/cm2)
SP	SRD	Subredondeado	Rb	Roca extremadamente blanda	M1	Roca fresca	0 - 4	MUY SUELTA	< 0.25
SP-SM	RD	Redondeado	Rt	Roca muy blanda	M2	Ligeramente meteorizada	5 - 10	SUELTA	0.25 - 0.50
	Q	Diametro de gravas	Rd	Roca blanda	M3	Moderadamente meteorizada	11 - 20	MODERADAMENTE DENSA	0.50 - 1.00
	G	Gravas	Rd	Roca Moderadamente dura	M4	Altamente meteorizada	21 - 30	MODERADAMENTE DENSA	1.00 - 2.00
	A	Arenas	Rd	Roca dura	M5	Completamente meteorizada	31 - 50	DENSA	2.00 - 4.00
	F	Finos	Rd	Roca muy dura	M6	Suelo residual	MÁS DE 50	MUY DENSA	> 4.00

COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
Nept	COMPACTACION	Nept	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 20	MODERADAMENTE DENSA	4 - 8	MODERADA
21 - 30	MODERADAMENTE DENSA	8 - 15	COMPACTA
31 - 50	DENSA	15 - 30	MUY FIRME
MÁS DE 50	MUY DENSA	> 30	DURA

ESCALA:	
GRAFICA	
HOJA:	
01 de 02	

PUENTE	:	LAS DAMAS	PROGRESIVA	:	KM 52+053.54	FECHA DE FINALIZACION	:	ENERO 2022	
PILAR	:	1	INCLINACION DEL SONDEO	:	90				
COORDENADAS	N	:	9,430,710.00	NIVEL FREATICO (m)	:	N.P.	REGISTRADO POR	:	W. LIPA
	E	:	601,957.00	EQUIPO	:	HIDRAULICA	REVISADO POR	:	D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	:	98.00	FECHA DE INICIO	:	DICIEMBRE 2019		PERFORISTA	:	E. PARIONA
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	:	30.00					No. DE CAJAS DE TESTIGO	:	07

PROFUNDIDAD (m)		TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREÁTICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) Y No. DE MUESTRAS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS						
											ROD (%)	% GRAVA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD					
21				21.00	14.00 a 27.00 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava mal gradada con arena, forma sub-redondeada, color pardo amarillento claro a gris claro, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de lentes de limo.		Qp-al Depósito Aluvial Antiguo	GP	20	40	60	80												
22				22.00																				
23				23.00																				
24				24.00																				
25				25.00	27.00 a 30.00 m.: Depósito Eluvial. Grava limosa con arena, forma angulosa, color negro, húmeda, no plástica, compacidad muy densa. Presencia de lentes arcillas.		Qp-el Depósito Eluvial	GM	20	40	60	80												
26				26.00																				
27				27.00																				
28				28.00																				
29				29.00																				
30				30.00																				
31																								
32																								
33																								
34																								
35																								
36																								
37																								
38																								
39																								
40																								

LEYENDA

SUELOS



ÍNDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA

ABREVIATURA	Clase	Descripción
SRD	Subredondeado	Ra Roca extremadamente blanda
RD	Redondeado	Rb Roca muy blanda
e	Diámetro de gravas	Rc Roca blanda
G	Gravas	Rd Roca moderadamente dura
A	Armas	Re Roca dura
F	Finos	Rf Roca muy dura

GRADO DE METEORIZACION ROCA (SRM, 1981)

Índice	Descripción
M1	Roca fresca
M2	Ligeramente meteorizada
M3	Moderadamente meteorizada
M4	Altamente meteorizada
M5	Completamente meteorizada
M6	Suelo residual

COMPACTADIDAD RELATIVA DE ARENA

Nºpt	COMPACTAD
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 20	MEDIANAMENTE DENSE
21 - 30	MEDIANAMENTE DENSE
31 - 50	DENSE
MÁS DE 50	MUY DENSE

CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA

Nºpt	CONSISTENCIA	COMPRESION QU (Kg/cm2)
< 2	MUY BLANDA	< 0.25
2 - 4	BLANDA	0.25 - 0.50
4 - 8	MEDIA	0.50 - 1.00
8 - 15	COMPACTA	1.00 - 2.00
15 - 30	MUY FIRME	2.00 - 4.00
> 30	DURA	> 4.00

ESCALA:

GRÁFICA

HOJA:

02 de 02

Anexo 52. Registro de perforación – Pilar izquierdo puente Las Damas

GEO NAYLAMP		REGISTRO DE PERFORACION No. S - 03			
"CONSTRUCCION DE 11 PUENTES, TRAMO TAMBO GRANDE-MORROPÓN" - PUENTE LAS DAMAS					
PUENTE	: LAS DAMAS	PROGRESIVA	: KM 52+096.82	FECHA DE FINALIZACION	: ENERO 2022
PILAR	: 2	INCLINACION DEL SONDEO	: 90°	REGISTRADO POR	: W. LIPA
COORDENADAS	N : 9,430,682.00 E : 601,990.00	NIVEL FREATICO (m)	: N.P.	REVISADO POR	: D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	: 98.50	EQUIPO	: HIDRAULICA	PERFORISTA	: E. PARIONA
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	: 30.00	FECHA DE INICIO	: DICIEMBRE 2019	No. DE CAJAS DE TESTIGO	: 07

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREATICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	PERFIL DEALDADO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) No. DE MUESTRAS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS	
										ROD (%)	% GRAVA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD
1			1.00	0.00 a 2.00 m.: Depósito Fluvial. Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color pardo oscuro, seca, no plástica. Presencia esporádica de lentes de limo.		QH-fl Dep. Fluvial	GP	85%			61.3	34.2	4.5	NP	NP	NP	M-1 0.00-2.00	01
2			2.00															
3			3.00	2.00 a 18.00 m.: Depósito Aluvial. Arena mal gradada con grava, color pardo amarillento clara, seca, no plástica, compacidad suelta a muy densa. La grava presente es de forma sub-angulosa con presencia esporádica de lentes de limo.		QH-al Depósito Aluvial Resistente	SP	4									M-2 2.00-18.00	02
4			4.00															
5			5.00															
6			6.00															
7			7.00															
8			8.00															
9			9.00															
10			10.00															
11			11.00															
12			12.00															
13			13.00															
14			14.00															
15			15.00															
16			16.00															
17			17.00															
18			18.00															
19			19.00	18.00 a 26.00 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color gris con tonalidades amarillentas, seca, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de lentes de limo.		QH-fl Dep. Fluvial	GP				56.7	38.6	4.7	NP	NP	NP	M-3 18.00-26.00	05
20			20.00															

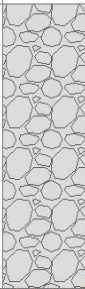
SUELOS		INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA		GRADO DE METEORIZACION ROCA (SRM, 1981)		COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA		ESCALA: GRAFICA
ABREVIATURA	Clase	Descripción	Indice	Descripción	Nept	COMPACTACION	Nept	CONSISTENCIA		
SRD	Subredondeado	Rb	Roca extremadamente blanda	M1	Roca fresca	0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA	
RD	Redondeado	Rf	Roca muy blanda	M2	Ligeramente meteorizada	5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA	
g	Diámetro de gravos	Rb	Roca blanda	M3	Moderadamente meteorizada	11 - 20	MEDIANAMENTE DENSE	4 - 8	MEDIA	
G	Gravos	Ra	Roca moderadamente dura	M4	Altamente meteorizada	21 - 30	MEDIANAMENTE DENSE	8 - 15	COMPACTA	
A	Arenas	Rd	Roca dura	M5	Completamente meteorizada	31 - 50	DENSE	15 - 30	MUY FIRME	
F	Finos	Ra	Roca muy dura	M6	Suelo residual	MAS DE 50	MUY DENSE	> 30	DURA	

COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
Nept	COMPACTACION	Nept	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 20	MEDIANAMENTE DENSE	4 - 8	MEDIA
21 - 30	MEDIANAMENTE DENSE	8 - 15	COMPACTA
31 - 50	DENSE	15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 50	MUY DENSE	> 30	DURA

COMPRESION QU (Kg/cm²)	
Nept	COMPRESION
< 0.25	< 0.25
0.25 - 0.50	0.25 - 0.50
0.50 - 1.00	0.50 - 1.00
1.00 - 2.00	1.00 - 2.00
2.00 - 4.00	2.00 - 4.00
> 4.00	> 4.00

ESCALA:	
GRAFICA	
HOJA:	
01 de 02	

PUENTE	:	LAS DAMAS	PROGRESIVA	:	KM 52+096.82	FECHA DE FINALIZACION	:	ENERO 2022
PILAR	:	2	INCLINACION DEL SONDEO	:	90			
COORDENADAS	N	9,430,682.00	NIVEL FREATICO (m)	:	N.P.	REGISTRADO POR	:	W. LIPA
	E	601,990.00	EQUIPO	:	HIDRAULICA	REVISADO POR	:	D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	:	98.50	FECHA DE INICIO	:	DICIEMBRE 2019	PERFORISTA	:	E. PARIONA
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	:	30.00				No. DE CAJAS DE TESTIGO	:	07

PROFUNDIDAD (m)		TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREATICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) Y No. DE MUESTRAS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS			
											ROD (%)	% GRAVA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD		
21				21.00	18.00 a 26.00 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color gris con tonalidades amarillentas, seca, no plástica, compacidad muy densa. Presencia esporádica de lentes de limo.		Op-el Depósito Aluvial Antiguo	GP	85%	0	20	40	60	56.7	38.6	4.7	NP	NP	NP	M-3 18.00-26.00	06
22				22.00																	
23				23.00																	
24				24.00																	
25				25.00																	
26				26.00	26.00 a 27.20 m.: Depósito Eluvial. Arena limosa de grano medio, color pardo anaranjado claro, seca, baja plasticidad, compacidad muy densa.		Op-el Depósito Eluvial	SM	85%	0	20	40	60	0.0	67.8	32.1	25	23	2	M-4 26.00-27.20	07
27				27.00																	
28				28.00																	
29				29.00																	
30				30.00																	
31					27.20 a 30.00 m.: Grava mal gradada con limo y arena, color rojizo a gris, seca, no plástica.		GP-GM	100%	0	20	40	60	76.4	17.8	5.8	NP	NP	NP	M-5 27.20-30.00	07	
32																					
33																					
34																					
35																					
36																					
37																					
38																					
39																					
40																					

SUELOS



LEYENDA

ABREVIATURA		INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA		GRADO DE METEORIZACION ROCA (SRM-1981)		COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
	Clase	Descripción		Indice	Descripción	Niapt	COMPACTACION	Niapt	CONSISTENCIA
SRD	Subredondeado	Ra Roca extremadamente blanda		M1	Roca fresca	0 - 4	MUY SUELTA	< 2	MUY BLANDA
RD	Redondeado	Ra Roca muy blanda			meteorizada	5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
e	Diámetro de gravos	Ra Roca blanda			Prizada	11 - 20	MEDIANAMENTE DENSA	4 - 8	MEDIA
C	Granos	Ra Roca Moderadamente dura			Completamente meteorizada	21 - 30	MEDIANAMENTE DENSA	8 - 15	COMPACTA
A	Arenosa	Ra Roca dura			Suelo residual	31 - 50	DENSA	15 - 30	MUY FIRME
F	Fines	Ra Roca muy dura				MRS DE 50	MUY DENSA	> 30	DURA
									COMPRESION (kg/cm ²)
									<0.25
									0.25 - 0.50
									0.50 - 1.00
									1.00 - 2.00
									2.00 - 4.00
									> 4.00

ESCALA:
GRAFICA

HOJA:
02 de 02

Anexo 53. Registro de perforación – Estribo izquierdo puente Las Damas

GEO NAYLAMP		REGISTRO DE PERFORACION No. S - 04			
"CONSTRUCCION DE 11 PUENTES, TRAMO TAMBO GRANDE-MORROPÓN" - PUENTE LAS DAMAS					
PUENTE	: LAS DAMAS	PROGRESIVA	: KM 52+134.94	FECHA DE FINALIZACION	: ENERO 2022
ESTRIBO	: IZQUIERDO	INCLINACION DEL SONDEO	: 90°	REGISTRADO POR	: W. LIPA
COORDENADAS	N : 9,430,662.00 E : 602,023.00	NIVEL FREATICO (m)	: N.P.	REVISADO POR	: D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	: 99.50	EQUIPO	: HIDRAULICA	PERFORISTA	: E. PARIONA
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	: 30.00	FECHA DE INICIO	: DICIEMBRE 2019	No. DE CAJAS DE TESTIGO	: 07

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCES	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) DE MUESTROS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS			
									ROD (%)	% GRASA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO			% INDICE PLASTICIDAD		
1		1.00	0.00 a 2.00 m.: Depósito Aluvial Reciente. Arena limosa con grava, color pardo claro, seca, baja plasticidad. Presencia de grava con forma sub-redondeada.		Qh-fl	Dep. Fluvial	100%												
2		2.00					100%												
3		3.00	2.00 a 15.00 m.: Grava mal gradada con arena, forma sub-angulosa, color gris, seca, no plástica, compactación medianamente densa. Presencia esporádica de lentes de limo.				89%	21											
4		4.00					89%	11											
5		5.00					85%	7											
6		6.00						6											
7		7.00																	
8		8.00																	
9		9.00																	
10		10.00																	
11		11.00																	
12		12.00																	
13		13.00																	
14		14.00																	
15		15.00																	
16		16.00	15.00 a 20.00 m.: Arena mal gradada con grava, color pardo claro, no plástica, compactación muy densa. Presencia esporádica de lentes de limo y arcilla.																
17		17.00																	
18		18.00																	
19		19.00																	
20		20.00																	

SUELOS		INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA		GRADO DE METEORIZACION ROCA (URM, 1981)		COMPACTACION RELATIVA DE ARENA		CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA	
SM	AREN. LIMOSA	SRD	Subredondeado	R0	Roca extremadamente blanda	M1	Roca fresca	0 - 4	MUY SUELTA
GP	GRAVA MAL GRADADA	RD	Redondeado	R1	Roca muy blanda	M2	Ligeramente meteorizada	< 2	MUY BLANDA
		Q	Diámetro de gravas	R2	Roca blanda	M3	Moderadamente meteorizada	2 - 4	BLANDA
		G	Gravas	R3	Roca moderadamente dura	M4	Altamente meteorizada	4 - 8	MEDIA
		A	Arenas	R4	Roca dura	M5	Completamente meteorizada	8 - 15	COMPACTA
		F	Finos	R5	Roca muy dura	M6	Suelo residual	15 - 30	MUY FIRME
SP	AREN. MAL GRADADA							> 30	DURA

Diagrama	Descripción	Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA		GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA		

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA
	GRAVA MAL GRADADA
	AREN. MAL GRADADA

Diagrama	Descripción
	AREN. LIMOSA

PUENTE	:	LAS DAMAS	PROGRESIVA	:	KM 52+134.94	FECHA DE FINALIZACION	:	ENERO 2022	
ESTRIBO	:	IZQUIERDO	INCLINACION DEL SONDEO	:	90				
COORDENADAS	N	:	9,430,662.00	NIVEL FREATICO (m)	:	N.P.	REGISTRADO POR	:	W. LIPA
	E	:	602,023.00	EQUIPO	:	HIDRAULICA	REVISADO POR	:	D. VASQUEZ
COTA DE BOCA (msnm)	:	99.50	FECHA DE INICIO	:	DICIEMBRE 2019	No. DE CAJAS DE TESTIGO	:	07	
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	:	30.00							

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	NIVEL FREATICO	TRAMO DE PERFORACION (m)	DESCRIPCION LITOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	UNIDAD GEOLOGICA	SUCS	RECUPERACION (%)	ENSAYOS SPT (N)	PARAMETROS DE SUELO						PROFUNDIDAD (m) y No. DE MUESTRAS PARA LABORATORIO	No. DE CAJAS
										ROD (%)	% GRASA	% ARENA	% FINO	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO		
21			21.00	20.00 a 28.30 m.: Depósito Aluvial Antiguo. Grava mal gradada con limo y arena, forma sub-redondeada, color gris oscuro, seca, no plástica, compacidad muy densa.		QP-al Depósito Aluvial Antiguo	GP-GM	25%								M-4 20.00-28.30	06
22			22.00														
23			23.00														
24			24.00														
25			25.00	28.30 a 30.00 m.: Depósito Eluvial. Grava arcillosa con arena, forma angulosa, color rojizo a gris, seca, baja plasticidad, compacidad muy densa.		QP-el Depósito Eluvial	GC	25%								M-5 28.30-30.00	07
26			26.00														
27			27.00														
28			28.00														
29			29.00														
30			30.00														
31																	
32																	
33																	
34																	
35																	
36																	
37																	
38																	
39																	
40																	

LEYENDA

SUELOS



INDICE MANUAL DE RESISTENCIA DE ROCA

ABREVIATURA	Clase	Descripción
SRD	Subredondeado	Ra Roca extremadamente blanda
RD	Redondeado	Ra Roca muy blanda
g	Diámetro de gravas	Ra Roca blanda
G	Gravas	Ra Roca Moderadamente dura
A	Arenas	Ra Roca dura
F	Finos	Ra Roca muy dura

GRADO DE METEORIZACION ROCA (BRM, 1981)

Indice	Descripción
M1	Roca fresca
M2	Ligeramente meteorizada
M3	Moderadamente meteorizada
M4	Altamente meteorizada
M5	Completamente meteorizada
M6	Suelo residual

COMPACIDAD RELATIVA DE ARENA

Nºpt	COMPACIDAD
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 20	MEDIANAMENTE DENSA
21 - 30	MEDIANAMENTE DENSA
31 - 50	DENSA
MÁS DE 50	MUY DENSA

CONSISTENCIA RELATIVA DE ARCILLA

Nºpt	CONSISTENCIA	COMPRESION (kg/cm²)
< 2	MUY BLANDA	< 0.25
2 - 4	BLANDA	0.25 - 0.50
4 - 8	MEDIA	0.50 - 1.00
8 - 15	COMPACTA	1.00 - 2.00
15 - 30	MUY FIRME	2.00 - 4.00
> 30	DURA	> 4.00

ESCALA:

GRAFICA

HOJA:

02 de 02

Anexo 54. Resumen de ensayos de laboratorio estándar puente Las Damas - Perforaciones

SONDAJE	MUESTRA	PROF.	GRANULOMETRIA			LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION		PESO ESPECIFICO				Sales Solubles (ppm)	Cloratos (ppm)	Sulfatos (ppm)	
			%Grav a	%Arena	%Finos	L.L.	L.P.	I.P.	SUCS	AASHTO	AGREGADO FINO							
												P.B.B. SECA	P.B.B. SAT	P.A.B. SECA	Abs.			
S-LD-01	M-01	0,00 – 1,60	44,8	35,9	19,3	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0	2,47	2,49	2,53	0,01	1150,00	782,31	367,69
	M-02	1,60 – 8,00	0,0	44,6	55,4	31	24	7	ML	A-4	4	2,05	2,07	2,09	0,01	1095,24	745,06	350,18
	M-03	8,00 –14,00	28,7	68,2	3,1	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-a	0	2,40	2,42	2,45	0,01	1697,62	1154,84	542,78
	M-04	14,00 – 17,25	50,4	25,2	24,5	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0	2,48	2,51	2,55	0,01	1074,44	730,91	343,53
	M-05	17,25 – 20,00	33,1	45,8	21,0	23	20	3	SM	A-1-b	0	2,35	2,39	2,43	0,01	1665,39	1132,92	532,47
	M-06	20,00 – 24,00	30,8	63,1	6,1	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0	2,52	2,56	2,60	0,01	915,96	623,10	292,86
	M-07	24,00 – 30,00	74,7	21,8	3,6	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0	2,52	2,56	2,62	0,01	1419,74	965,81	453,93
S-LD-02	M-01	0,00 – 2,00	32,3	61,2	6,5	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0	2,34	2,39	2,45	0,02	780,86	531,20	249,66
	M-02	2,00 – 4,00	36,7	51,7	11,6	N.P.	N.P.	N.P.	SP - SM	A-1-b	0	2,40	2,43	2,48	0,01	1210,33	823,35	386,98
	M-03	4,00 – 9,40	46,3	49,1	4,7	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-a	0	2,42	2,46	2,53	0,02	1028,78	699,85	328,93
	M-04	9,40 – 14,00	1,2	27,3	71,5	30	23	7	ML	A-4	7	2,06	2,08	2,11	0,01	1594,61	1084,77	509,84
	M-05	14,00 – 27,00	59,1	37,7	3,2	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0	2,52	2,54	2,57	0,01	877,04	596,62	280,41
	M-06	27,00 – 30,00	59,4	15,0	25,6	N.P.	N.P.	N.P.	GM	A-1-b	0	2,50	2,51	2,52	0,00	1359,40	924,76	434,64

S-LD-03	M-01	0,00 – 2,00	61,3	34,2	4,5	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0	2,424	2,460	2,514	1,47%	1454,76	989,64	465,13
	M-02	2,00 – 18,00	41,3	54,8	3,9	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-b	0	2,315	2,341	2,376	1,10%	800,12	544,30	255,82
	M-03	18,00 – 26,00	56,7	38,6	4,7	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0	2,507	2,533	2,573	1,02%	1100,95	748,94	352,00
	M-04	26,00 – 27,20	0,0	67,9	32,1	25	23	2	SM	A-2-4	0	2,353	2,372	2,399	0,82%	1706,47	1160,86	545,61
	M-05	27,20 – 30,00	76,4	17,8	5,8	N.P.	N.P.	N.P.	GP - GM	A-1-a	0	2,526	2,560	2,613	1,31%	938,56	638,47	300,08
S-LD-04	M-01	0,00 – 2,00	13,3	54,2	32,5	20	17	3	SM	A-2-4	0	2,358	2,389	2,434	1,33%	1291,43	878,53	412,91
	M-02	2,00 – 15,00	50,6	45,2	4,1	N.P.	N.P.	N.P.	GP	A-1-a	0	2,556	2,575	2,607	0,76%	1226,86	834,60	392,26
	M-03	15,00 – 20,00	38,0	57,3	4,8	N.P.	N.P.	N.P.	SP	A-1-b	0	2,401	2,439	2,495	1,58%	269,72	183,48	86,24
	M-04	20,00 – 28,30	59,7	34,4	5,9	N.P.	N.P.	N.P.	GP - GM	A-1-a	0	2,522	2,560	2,623	1,54%	148,34	100,91	47,43
	M-05	28,30 – 30,00	57,5	19,0	23,5	23	16	7	GC	A-2-4	0	2,550	2,589	2,653	1,51%	971,66	660,99	310,67

Anexo 55. Cálculo de N de SPT corregido y coeficiente de balasto del estribo derecho

CALCULO DE N DE SPT CORREGIDO Y COEFICIENTE DE BALASTO

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural	101,17 msnm
Profundidad del nivel freático	2,00 m
Eficiencia del Martillo	60%

MÉTODOS DE CÁLCULO

Método de corrección de C_N	Liao y Whitman (1986)
Método de Cálculo de ϕ	Kulhawy y Chen (2007)

DATOS DE CAMPO ENSAYO SPT				
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. Finos (%)
1,0	GM	1,83	11	19,3
2,0	GM	1,83	10	19,3
3,0	ML	1,83	10	55,4
4,0	ML	1,83	13	55,4
5,0	ML	1,83	10	55,4
6,0	ML	1,83	9	55,4
7,0	ML	1,83	12	55,4
8,0	ML	1,83	18	55,4
9,0	SP	1,79	19	3,1
10,0	SP	1,79	22	3,1
11,0	SP	1,79	25	3,1
12,0	SP	1,79	29	3,1
13,0	SP	1,79	33	3,1
14,0	SP	1,79	35	3,1
15,0	GM	1,77	36	24,5
16,0	GM	1,77	37	24,5
17,0	GM	1,77	37	24,5
18,0	SM	1,75	38	21,0
19,0	SM	1,75	42	21,0
20,0	SM	1,75	47	21,0
21,0	SP	1,70	51	6,1
22,0	SP	1,70	51	6,1
23,0	SP	1,70	52	6,1
24,0	SP	1,70	53	6,1
25,0	GP	1,70	53	3,6
26,0	GP	1,70	54	3,6
27,0	GP	1,70	55	3,6
28,0	GP	1,70	56	3,6
29,0	GP	1,70	56	3,6
30,0	GP	1,70	57	3,6

CORRECCIÓN DE N DE SPT								
σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C_E	CB	CR	CS	C_N	N_{60}	$(N_1)_{60}$
0,183	0,183	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	5	10
0,366	0,366	0,60	1,0	0,75	1,0	1,81	5	8
0,549	0,449	0,60	1,0	0,80	1,0	1,74	5	8
0,732	0,532	0,60	1,0	0,85	1,0	1,68	7	11
0,915	0,615	0,60	1,0	0,85	1,0	1,64	5	8
1,098	0,698	0,60	1,0	0,95	1,0	1,59	5	8
1,281	0,781	0,60	1,0	0,95	1,0	1,56	7	11
1,464	0,864	0,60	1,0	0,95	1,0	1,52	10	16
1,643	0,943	0,60	1,0	0,95	1,0	1,49	11	16
1,822	1,022	0,60	1,0	1,00	1,0	1,47	13	19
2,001	1,101	0,60	1,0	1,00	1,0	1,44	15	22
2,180	1,180	0,60	1,0	1,00	1,0	1,42	17	25
2,359	1,259	0,60	1,0	1,00	1,0	1,40	20	28
2,538	1,338	0,60	1,0	1,00	1,0	1,38	21	29
2,715	1,415	0,60	1,0	1,00	1,0	1,36	22	29
2,892	1,492	0,60	1,0	1,00	1,0	1,34	22	30
3,069	1,569	0,60	1,0	1,00	1,0	1,32	22	29
3,244	1,644	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	23	30
3,419	1,719	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	25	33
3,594	1,794	0,60	1,0	1,00	1,0	1,28	28	36
3,764	1,864	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	31	39
3,934	1,934	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	31	38
4,104	2,004	0,60	1,0	1,00	1,0	1,24	31	39
4,274	2,074	0,60	1,0	1,00	1,0	1,23	32	39
4,444	2,144	0,60	1,0	1,00	1,0	1,22	32	39
4,614	2,214	0,60	1,0	1,00	1,0	1,21	32	39
4,784	2,284	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	33	40
4,954	2,354	0,60	1,0	1,00	1,0	1,19	34	40
5,124	2,424	0,60	1,0	1,00	1,0	1,18	34	40
5,294	2,494	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	34	40

PARÁMETROS					
ϕ	Su (kg/cm ²)	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)	K ₃₀ (MN/m ³)	Compacidad
36,66	-	116	2,41	24,1	Firme
35,88	-	96	2,25	22,5	Suelta
-	0,418	33	2,25	22,5	Suelta
-	0,558	44	2,76	27,6	Firme
-	0,417	33	2,25	22,5	Suelta
-	0,409	32	2,11	21,1	Suelta
-	0,532	42	2,58	25,8	Firme
-	0,781	61	3,87	38,7	Firme
38,62	-	158	4,15	41,5	Firme
39,34	-	189	5,08	50,8	Muy Firme
39,78	-	211	6,22	62,2	Muy Firme
40,31	-	241	8,16	81,6	Muy Firme
40,76	-	270	10,70	107,0	Densa
40,94	-	282	12,25	122,5	Densa
41,00	-	344	13,11	131,1	Densa
41,05	-	349	14,03	140,3	Densa
41,00	-	345	14,03	140,3	Densa
41,06	-	203	15,01	150,1	Densa
41,42	-	222	19,68	196,8	Densa
41,82	-	246	27,62	276,2	Densa
42,11	-	378	36,21	362,1	Muy Densa
42,07	-	375	36,21	362,1	Muy Densa
42,11	-	378	38,75	387,5	Muy Densa
42,15	-	382	41,46	414,6	Muy Densa
42,11	-	455	41,46	414,6	Muy Densa
42,15	-	459	44,37	443,7	Muy Densa
42,19	-	464	47,48	474,8	Muy Densa
42,23	-	468	50,80	508,0	Muy Densa
42,19	-	464	50,80	508,0	Muy Densa
42,23	-	469	54,36	543,6	Muy Densa

Anexo 56. Análisis de licuación - Método simplificado SEED y IDRISS del estribo derecho

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MÉTODO SIMPLIFICADO SEED & IDRISS (2004)

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural  101,17 msnmm
Profundidad del nivel freático  2,00 m

DATOS SÍMICOS

Aceleración Máxima a/g 0,54
Magnitud del Sismo M 6,40

Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60CS}	r _d	MSF	K _σ	K _σ	CSR _M	CRR _M	FSL
1,0	GM	1,83	19,3	10	0,183	0,183	14,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,349	0,217	 0,62
2,0	GM	1,83	19,3	8	0,366	0,366	12,0	0,981	1,335	1,09	1,00	0,344	0,192	 0,56
3,0	ML	1,83	55,4	8	0,549	0,449	14,0	-	-	-	-	-	-	-
4,0	ML	1,83	55,4	11	0,732	0,532	17,0	-	-	-	-	-	-	-
5,0	ML	1,83	55,4	8	0,915	0,615	14,0	-	-	-	-	-	-	-
6,0	ML	1,83	55,4	8	1,098	0,698	14,0	-	-	-	-	-	-	-
7,0	ML	1,83	55,4	11	1,281	0,781	16,0	-	-	-	-	-	-	-
8,0	ML	1,83	55,4	16	1,464	0,864	21,0	-	-	-	-	-	-	-
9,0	SP	1,79	3,1	16	1,643	0,943	16,0	0,846	1,335	1,01	1,00	0,517	0,222	 0,43
10,0	SP	1,79	3,1	19	1,822	1,022	19,0	0,824	1,335	1,00	1,00	0,516	0,259	 0,50
11,0	SP	1,79	3,1	22	2,001	1,101	22,0	0,802	1,335	0,99	1,00	0,511	0,308	 0,60
12,0	SP	1,79	3,1	25	2,180	1,180	25,0	0,779	1,335	0,98	1,00	0,505	0,378	 0,75
13,0	SP	1,79	3,1	28	2,359	1,259	28,0	0,757	1,335	0,96	1,00	0,498	0,492	 0,99
14,0	SP	1,79	3,1	29	2,538	1,338	29,0	0,736	1,335	0,95	1,00	0,490	0,543	 1,11
15,0	GM	1,77	24,5	29	2,715	1,415	34,0	0,714	1,335	0,94	1,00	0,481	1,135	 2,36
16,0	GM	1,77	24,5	30	2,892	1,492	35,0	0,694	1,335	0,92	1,00	0,472	1,367	 2,90
17,0	GM	1,77	24,5	29	3,069	1,569	34,0	0,674	1,335	0,92	1,00	0,462	1,111	 2,40
18,0	SM	1,75	21,0	30	3,244	1,644	34,0	0,654	1,335	0,90	1,00	0,453	1,097	 2,42
19,0	SM	1,75	21,0	33	3,419	1,719	37,0	0,636	1,335	0,88	1,00	0,444	2,055	 4,63
20,0	SM	1,75	21,0	36	3,594	1,794	41,0	0,618	1,335	0,84	1,00	0,435	1,538	 3,54
21,0	SP	1,70	6,1	39	3,764	1,864	39,0	0,602	1,335	0,82	1,00	0,427	1,422	 3,33
22,0	SP	1,70	6,1	38	3,934	1,934	38,0	0,586	1,335	0,81	1,00	0,419	1,366	 3,26
23,0	SP	1,70	6,1	39	4,104	2,004	39,0	0,572	1,335	0,80	1,00	0,411	1,384	 3,37
24,0	SP	1,70	6,1	39	4,274	2,074	39,0	0,558	1,335	0,79	1,00	0,404	1,366	 3,38
25,0	GP	1,70	3,6	39	4,444	2,144	39,0	0,546	1,335	0,78	1,00	0,397	1,349	 3,40
26,0	GP	1,70	3,6	39	4,614	2,214	39,0	0,535	1,335	0,77	1,00	0,391	1,332	 3,40
27,0	GP	1,70	3,6	40	4,784	2,284	40,0	0,525	1,335	0,76	1,00	0,386	1,349	 3,50
28,0	GP	1,70	3,6	40	4,954	2,354	40,0	0,516	1,335	0,75	1,00	0,381	1,333	 3,50
29,0	GP	1,70	3,6	40	5,124	2,424	40,0	0,508	1,335	0,74	1,00	0,377	1,318	 3,50
30,0	GP	1,70	3,6	40	5,294	2,494	40,0	0,501	1,335	0,73	1,00	0,374	1,302	 3,49

Anexo 57. Diseño de pilotes excavados en suelo - Método AASHTO - LRFD (2018) en condiciones normales del estribo derecho

DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS EN SUELO METODO AASHTO - LRFD (2018) CONDICIONES NORMALES

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural	101,17	msnm
Cota de fondo de cimentación	87,17	msnm
Profundidad de cimentación (Df)	14,00	m
Profundidad de licuefacción	13,00	m
Profundidad del nivel freático	2,00	m

MÉTODOS DE CÁLCULO

Método de Cálculo de ϕ Kulhaw y Chen (2007)

DATOS DE PILOTE

Diametro de Pilote (θ_p)	1,50	m
Resistencia de compresión f'_c	210	kg/cm ²

FACTORES DE RESISTENCIA Y ASENTAMIENTO

Factor de esfuerzo preconsolidación (m)	0,80
Resistencia lateral para suelo cohesivo (ϕ_s)	0,45
Resistencia por punta para suelo cohesivo (ϕ_p)	0,40
Resistencia lateral para suelo no cohesivo (ϕ_s)	0,55
Resistencia por punta para suelo no cohesivo (ϕ_p)	0,50

ASENTAMIENTOS

Asentamiento máximo permisible 5,00 cm

% DE ASENTAMIENTO DE LA BASE/ θ_p

% S lateral para suelo cohesivo	0,12
% S punta para suelo cohesivo	0,61
% S lateral para suelo n	0,20
% S punta para suelo n	1,77

PARÁMETROS DE SUELO					
Z (m)	Longitud Pilote (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (kg/cm ³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
14,0	1,0	SP	1,79	21	29
15,0	2,0	GM	1,77	22	29
16,0	3,0	GM	1,77	22	30
17,0	4,0	GM	1,77	22	29
18,0	5,0	SM	1,75	23	30
19,0	6,0	SM	1,75	25	33
20,0	7,0	SM	1,75	28	36
21,0	8,0	SP	1,70	31	39
22,0	9,0	SP	1,70	31	38
23,0	10,0	SP	1,70	31	39
24,0	11,0	SP	1,70	32	39
25,0	12,0	GP	1,70	32	39
26,0	13,0	GP	1,70	32	39
27,0	14,0	GP	1,70	33	40
28,0	15,0	GP	1,70	34	40
29,0	16,0	GP	1,70	34	40
30,0	17,0	GP	1,70	34	40

DISEÑO POR CAPACIDAD DE CARGA										
σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	q_s (kg/cm ²)	R_s kN	$\phi_s.R_s$ kN	q_p (kg/cm ²)	R_p kN	$\phi_p.R_p$ kN	$\phi_s.Q_s$ (t)	$\phi_p.Q_p$ (t)	Q_R (t)
2,538	1,338	1,017	470,217	258,619	12,304	2132,938	1066,469	26,363	108,712	135,075
2,715	1,415	0,745	814,700	448,085	12,655	2193,879	1096,939	45,676	111,818	157,495
2,892	1,492	0,773	1172,044	644,624	13,007	2254,820	1127,410	65,711	114,925	180,635
3,069	1,569	0,786	1535,480	844,514	13,007	2254,820	1127,410	86,087	114,925	201,012
3,244	1,644	1,142	2063,437	1134,890	13,358	2315,761	1157,880	115,687	118,031	233,718
3,419	1,719	1,228	2631,298	1447,214	14,764	2559,525	1279,763	147,524	130,455	277,979
3,594	1,794	1,330	3246,272	1785,450	16,522	2864,230	1432,115	182,003	145,985	327,988
3,764	1,864	1,413	3899,493	2144,721	17,928	3107,995	1553,997	218,626	158,410	377,036
3,934	1,934	1,430	4560,350	2508,193	17,928	3107,995	1553,997	255,677	158,410	414,087
4,104	2,004	1,462	5236,352	2879,994	18,280	3168,936	1584,468	293,577	161,516	455,093
4,274	2,074	1,495	5927,412	3260,076	18,631	3229,877	1614,938	332,322	164,622	496,943
4,444	2,144	1,117	6443,771	3544,074	18,631	3229,877	1614,938	361,272	164,622	525,893
4,614	2,214	1,143	6972,338	3834,786	18,983	3290,818	1645,409	390,906	167,728	558,634
4,784	2,284	1,170	7513,091	4132,200	19,334	3351,759	1675,880	421,223	170,834	592,057
4,954	2,354	1,196	8066,006	4436,304	19,686	3412,700	1706,350	452,223	173,940	626,162
5,124	2,424	1,207	8624,157	4743,286	19,686	3412,700	1706,350	483,515	173,940	657,455
5,294	2,494	1,234	9194,406	5056,923	20,038	3473,641	1736,821	515,487	177,046	692,533

DISEÑO POR CARGA DE SERVICIO			
S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S _{Total} (cm)
0,001	0,799	0,000	0,801
0,002	0,675	0,000	0,677
0,004	0,683	0,000	0,688
0,005	0,692	0,000	0,698
0,008	1,254	0,001	1,263
0,011	1,269	0,001	1,281
0,014	1,283	0,002	1,299
0,018	0,904	0,002	0,924
0,022	0,913	0,002	0,937
0,027	0,922	0,002	0,951
0,031	0,930	0,002	0,964
0,036	0,782	0,002	0,820
0,041	0,788	0,003	0,832
0,046	0,795	0,003	0,844
0,052	0,802	0,003	0,857
0,057	0,809	0,003	0,869
0,064	0,815	0,003	0,883

Anexo 58. Cálculo de N de SPT corregido y coeficiente de balasto del pilar derecho

CALCULO DE N DE SPT CORREGIDO Y COEFICIENTE DE BALASTO

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural	98,23 msnm
Profundidad del nivel freático	0,00 m
Eficiencia del Martillo	60%

MÉTODOS DE CÁLCULO

Método de corrección de C_N	Liao y Whitman (1986)
Método de Cálculo de ϕ	Kulhawy y Chen (2007)

DATOS DE CAMPO ENSAYO SPT				
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. Finos (%)
1,0	SP	1,83	6	6,5
2,0	SP	1,83	6	6,5
3,0	SP	1,83	7	11,6
4,0	SP	1,83	7	11,6
5,0	SP	1,83	8	4,7
6,0	SP	1,83	8	4,7
7,0	SP	1,83	7	4,7
8,0	SP	1,83	6	4,7
9,0	SP	1,83	8	4,7
10,0	ML	1,74	9	71,5
11,0	ML	1,74	24	71,5
12,0	ML	1,74	11	71,5
13,0	ML	1,74	22	71,5
14,0	ML	1,74	36	71,5
15,0	GP	2,05	36	3,2
16,0	GP	2,05	37	3,2
17,0	GP	2,05	37	3,2
18,0	GP	2,05	38	3,2
19,0	GP	2,05	42	3,2
20,0	GP	2,05	47	3,2
21,0	GP	2,05	51	3,2
22,0	GP	2,05	51	3,2
23,0	GP	2,05	52	3,2
24,0	GP	2,05	53	3,2
25,0	GP	2,05	53	3,2
26,0	GP	2,05	54	3,2
27,0	GP	2,05	55	3,2
28,0	GM	1,96	56	3,6
29,0	GM	1,96	56	25,6
30,0	GM	1,96	57	25,6

CORRECCIÓN DE N DE SPT									
σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C_E	CB	CR	CS	C_N	N_{60}	$(N_1)_{60}$	
0,183	0,083	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	3	5	
0,366	0,166	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	3	5	
0,549	0,249	0,60	1,0	0,80	1,0	1,94	3	7	
0,732	0,332	0,60	1,0	0,85	1,0	1,84	4	7	
0,915	0,415	0,60	1,0	0,85	1,0	1,77	4	7	
1,098	0,498	0,60	1,0	0,95	1,0	1,71	5	8	
1,281	0,581	0,60	1,0	0,95	1,0	1,65	4	7	
1,464	0,664	0,60	1,0	0,95	1,0	1,61	3	6	
1,647	0,747	0,60	1,0	0,95	1,0	1,57	5	7	
1,821	0,821	0,60	1,0	1,00	1,0	1,54	5	8	
1,995	0,895	0,60	1,0	1,00	1,0	1,51	14	22	
2,169	0,969	0,60	1,0	1,00	1,0	1,48	7	10	
2,343	1,043	0,60	1,0	1,00	1,0	1,46	13	19	
2,517	1,117	0,60	1,0	1,00	1,0	1,44	22	31	
2,722	1,222	0,60	1,0	1,00	1,0	1,41	22	30	
2,927	1,327	0,60	1,0	1,00	1,0	1,38	22	31	
3,132	1,432	0,60	1,0	1,00	1,0	1,35	22	30	
3,337	1,537	0,60	1,0	1,00	1,0	1,33	23	30	
3,542	1,642	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	25	33	
3,747	1,747	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	28	36	
3,952	1,852	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	31	39	
4,157	1,957	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	31	38	
4,362	2,062	0,60	1,0	1,00	1,0	1,23	31	38	
4,567	2,167	0,60	1,0	1,00	1,0	1,21	32	39	
4,772	2,272	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	32	38	
4,977	2,377	0,60	1,0	1,00	1,0	1,18	32	38	
5,182	2,482	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	33	39	
5,378	2,578	0,60	1,0	1,00	1,0	1,16	34	39	
5,574	2,674	0,60	1,0	1,00	1,0	1,14	34	38	
5,770	2,770	0,60	1,0	1,00	1,0	1,13	34	39	

PARÁMETROS					
ϕ	Su (kg/cm ²)	Es (kg/cm ²)	K_{30} (kg/cm ³)	K_{30} (MN/m ³)	Compacidad
34,24	-	53	1,72	17,2	Suelta
34,24	-	53	1,72	17,2	Suelta
34,99	-	64	1,84	18,4	Suelta
35,03	-	64	1,84	18,4	Suelta
35,39	-	70	1,97	19,7	Suelta
35,70	-	76	1,97	19,7	Suelta
35,04	-	65	1,84	18,4	Suelta
34,32	-	54	1,72	17,2	Suelta
35,37	-	70	1,97	19,7	Suelta
-	0,42	33	2,11	21,1	Suelta
-	1,09	86	5,82	58,2	Media
-	0,49	39	2,41	24,1	Suelta
-	0,96	76	5,08	50,8	Media
-	1,55	122	13,11	131,1	Densa
41,14	-	357	13,11	131,1	Media
41,17	-	359	14,03	140,3	Media
41,10	-	353	14,03	140,3	Media
41,13	-	356	15,01	150,1	Media
41,46	-	387	19,68	196,8	Densa
41,85	-	426	27,62	276,2	Densa
42,11	-	455	36,21	362,1	Densa
42,06	-	449	36,21	362,1	Densa
42,08	-	451	38,75	387,5	Densa
42,10	-	453	41,46	414,6	Densa
42,05	-	447	41,46	414,6	Densa
42,07	-	450	44,37	443,7	Densa
42,10	-	453	47,48	474,8	Densa
42,12	-	456	50,80	508,0	Densa
42,58	-	451	50,80	508,0	Densa
42,61	-	455	54,36	543,6	Densa

Anexo 59. Análisis de licuación - Método simplificado SEED y IDRISS del pilar derecho

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MÉTODO SIMPLIFICADO SEED & IDRISS (2004)

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural 98,23 msnmm
Profundidad del nivel freático 0,00 m

DATOS SÍMICOS

Aceleración Máxima a/g 0,54
Magnitud del Sismo M 6,40

Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60cs}	r _d	MSF	K _σ	K _a	CSR _M	CRR _M	FSL
1,0	SP	1,83	6,5	5	0,183	0,083	5,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,770	0,126	0,16
2,0	SP	1,83	6,5	5	0,366	0,166	5,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,759	0,126	0,17
3,0	SP	1,83	11,6	7	0,549	0,249	8,0	0,965	1,335	1,10	1,00	0,747	0,154	0,21
4,0	SP	1,83	11,6	7	0,732	0,332	8,0	0,948	1,335	1,09	1,00	0,734	0,152	0,21
5,0	SP	1,83	4,7	7	0,915	0,415	7,0	0,929	1,335	1,07	1,00	0,719	0,141	0,20
6,0	SP	1,83	4,7	8	1,098	0,498	8,0	0,910	1,335	1,06	1,00	0,704	0,148	0,21
7,0	SP	1,83	4,7	7	1,281	0,581	7,0	0,889	1,335	1,05	1,00	0,688	0,137	0,20
8,0	SP	1,83	4,7	6	1,464	0,664	6,0	0,868	1,335	1,03	1,00	0,672	0,127	0,19
9,0	SP	1,83	4,7	7	1,647	0,747	7,0	0,846	1,335	1,03	1,00	0,655	0,134	0,21
10,0	ML	1,74	71,5	8	1,821	0,821	14,0	-	-	-	-	-	-	-
11,0	ML	1,74	71,5	22	1,995	0,895	27,0	-	-	-	-	-	-	-
12,0	ML	1,74	71,5	10	2,169	0,969	15,0	-	-	-	-	-	-	-
13,0	ML	1,74	71,5	19	2,343	1,043	25,0	-	-	-	-	-	-	-
14,0	ML	1,74	71,5	31	2,517	1,117	37,0	-	-	-	-	-	-	-
15,0	GP	2,05	3,2	30	2,722	1,222	30,0	0,714	1,335	0,96	1,00	0,559	0,623	1,12
16,0	GP	2,05	3,2	31	2,927	1,327	31,0	0,694	1,335	0,95	1,00	0,537	0,700	1,30
17,0	GP	2,05	3,2	30	3,132	1,432	30,0	0,674	1,335	0,93	1,00	0,517	0,603	1,17
18,0	GP	2,05	3,2	30	3,337	1,537	30,0	0,654	1,335	0,92	1,00	0,499	0,593	1,19
19,0	GP	2,05	3,2	33	3,542	1,642	33,0	0,636	1,335	0,89	1,00	0,481	0,900	1,87
20,0	GP	2,05	3,2	36	3,747	1,747	36,0	0,618	1,335	0,85	1,00	0,465	1,560	3,35
21,0	GP	2,05	3,2	39	3,952	1,852	39,0	0,602	1,335	0,82	1,00	0,451	1,425	3,16
22,0	GP	2,05	3,2	38	4,157	1,957	38,0	0,586	1,335	0,80	1,00	0,437	1,360	3,11
23,0	GP	2,05	3,2	38	4,362	2,062	38,0	0,572	1,335	0,79	1,00	0,425	1,334	3,14
24,0	GP	2,05	3,2	39	4,567	2,167	39,0	0,558	1,335	0,77	1,00	0,413	1,343	3,25
25,0	GP	2,05	3,2	38	4,772	2,272	38,0	0,546	1,335	0,76	1,00	0,403	1,285	3,19
26,0	GP	2,05	3,2	38	4,977	2,377	38,0	0,535	1,335	0,75	1,00	0,393	1,262	3,21
27,0	GP	2,05	3,2	39	5,182	2,482	39,0	0,525	1,335	0,73	1,00	0,385	1,272	3,31
28,0	GM	1,96	3,6	39	5,378	2,578	39,0	0,516	1,335	0,72	1,00	0,378	1,253	3,32
29,0	GM	1,96	25,6	38	5,574	2,674	44,0	0,508	1,335	0,71	1,00	0,372	1,392	3,74
30,0	GM	1,96	25,6	39	5,770	2,770	44,0	0,501	1,335	0,70	1,00	0,367	1,371	3,74

Anexo 60. Diseño de pilotes excavados en suelo - Metodo AASHTO - LRFD (2018) en condiciones normales del pilar derecho

DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS EN SUELO METODO AASHTO - LRFD (2018)													
CONDICIONES NORMALES													
DATOS GENERALES				DATOS DE PILOTE				ASENTAMIENTOS					
Cota de terreno natural	98,23	msnm		Diametro de Pilote (θ_p)	1,50	m		Asentamiento maximo permisible	5,00	cm			
Cota de fondo de cimentación	83,23	msnm		Resistencia de compresión f'_c	210	kg/cm ²							
Profundidad de cimentación (D_f)	15,00	m		FACTORES DE RESISTENCIA Y ASENTAMIENTO				% DE ASENTAMIENTO DE LA BASE/θ_p					
Profundidad de licuefacción	14,00	m		Factor de esfuerzo preconsolidacion (m)	0,80			% S lateral para suelo cohesivo	0,12				
Profundidad del nivel freatico	0,00	m		Resistencia lateral para suelo cohesivo (ϕ_s)	0,45			% S punta para suelo cohesivo	0,61				
				Resistencia por punta para suelo cohesivo (ϕ_p)	0,40			% S lateral para suelo r:	0,20	0,20			
				Resistencia lateral para suelo no cohesivo (ϕ_s)	0,55			% S punta para suelo n:	1,77	1,77			
				Resistencia por punta para suelo no cohesivo (ϕ_p)	0,50								
MÉTODOS DE CÁLCULO													
Método de Cálculo de ϕ	Kulhavy y Chen (2007)												

PARÁMETROS DE SUELO						DISEÑO POR CAPACIDAD DE CARGA											DISEÑO POR CARGA DE SERVICIO			
Z (m)	Longitud Pilote (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (kg/cm ³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	q _s (kg/cm ²)	R _s kN	ϕ_s .R _s kN	q _p (kg/cm ²)	R _p kN	ϕ_p .R _p kN	ϕ_s .Q _s (t)	ϕ_p .Q _p (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S Total (cm)
15,0	1,0	GP	2,05	22	30	2,72	1,22	0,71	328,01	180,41	12,66	2193,88	1096,94	18,39	111,82	130,21	0,001	0,651	0,000	0,652
16,0	2,0	GP	2,05	22	31	2,93	1,33	0,74	671,64	369,40	13,01	2254,82	1127,41	37,66	114,92	152,58	0,002	0,664	0,000	0,666
17,0	3,0	GP	2,05	22	30	3,13	1,43	0,76	1024,10	563,26	13,01	2254,82	1127,41	57,42	114,92	172,34	0,004	0,677	0,000	0,680
18,0	4,0	GP	2,05	23	30	3,34	1,54	0,80	1391,71	765,44	13,36	2315,76	1157,88	78,03	118,03	196,06	0,005	0,716	0,000	0,722
19,0	5,0	GP	2,05	25	33	3,54	1,64	0,87	1794,39	986,91	14,76	2559,53	1279,76	100,60	130,45	231,06	0,008	0,728	0,001	0,737
20,0	6,0	GP	2,05	28	36	3,75	1,75	0,96	2238,79	1231,33	16,52	2864,23	1432,12	125,52	145,99	271,50	0,011	0,740	0,001	0,751
21,0	7,0	GP	2,05	31	39	3,95	1,85	1,04	2718,32	1495,07	17,93	3107,99	1554,00	152,40	158,41	310,81	0,014	0,751	0,001	0,766
22,0	8,0	GP	2,05	31	38	4,16	1,96	1,06	3206,43	1763,54	17,93	3107,99	1554,00	179,77	158,41	338,18	0,017	0,762	0,001	0,781
23,0	9,0	GP	2,05	31	38	4,36	2,06	1,09	3709,61	2040,29	18,28	3168,94	1584,47	207,98	161,52	369,50	0,021	0,773	0,001	0,795
24,0	10,0	GP	2,05	32	39	4,57	2,17	1,12	4227,75	2325,26	18,63	3229,88	1614,94	237,03	164,62	401,65	0,024	0,784	0,001	0,810
25,0	11,0	GP	2,05	32	38	4,77	2,27	1,14	4753,87	2614,63	18,63	3229,88	1614,94	266,53	164,62	431,15	0,028	0,794	0,002	0,824
26,0	12,0	GP	2,05	32	38	4,98	2,38	1,17	5294,70	2912,08	18,98	3290,82	1645,41	296,85	167,73	464,58	0,033	0,804	0,002	0,839
27,0	13,0	GP	2,05	33	39	5,18	2,48	1,20	5850,15	3217,58	19,33	3351,76	1675,88	327,99	170,83	498,82	0,038	0,814	0,002	0,854
28,0	14,0	GM	1,96	34	39	5,38	2,58	1,23	6419,51	3530,73	19,69	3412,70	1706,35	359,91	173,94	533,85	0,043	0,823	0,002	0,868
29,0	15,0	GM	1,96	34	38	5,57	2,67	1,25	6995,66	3847,61	19,69	3412,70	1706,35	392,21	173,94	566,15	0,048	0,832	0,003	0,882
30,0	16,0	GM	1,96	34	39	5,77	2,77	1,28	7585,57	4172,06	20,04	3473,64	1736,82	425,29	177,05	602,33	0,054	0,841	0,003	0,897

Anexo 61. Cálculo de N de SPT corregido y coeficiente de balasto del pilar izquierdo

CALCULO DE N DE SPT CORREGIDO Y COEFICIENTE DE BALASTO

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural 98,59 msnm
Profundidad del nivel freático 0,00 m
Eficiencia del Martillo 60%

MÉTODOS DE CÁLCULO

Método de corrección de C_N Liao y Whitman (1986)
Método de Cálculo de ϕ Kulhawy y Chen (2007)

DATOS DE CAMPO ENSAYO SPT				
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	N _{SPT_Campo}	Cont. Finos (%)
1,0	GP	1,74	4	4,5
2,0	GP	1,74	4	4,5
3,0	SP	1,74	4	3,9
4,0	SP	1,74	6	3,9
5,0	SP	1,74	6	3,9
6,0	SP	1,74	7	3,9
7,0	SP	1,74	8	3,9
8,0	SP	1,74	10	3,9
9,0	SP	1,74	12	3,9
10,0	SP	1,74	22	3,9
11,0	SP	1,74	25	3,9
12,0	SP	1,74	29	3,9
13,0	SP	1,74	33	3,9
14,0	SP	1,74	35	3,9
15,0	SP	1,74	36	3,9
16,0	SP	1,74	37	3,9
17,0	SP	1,74	38	3,9
18,0	SP	1,74	42	3,9
19,0	GP	2,06	47	4,7
20,0	GP	2,06	51	4,7
21,0	GP	2,06	51	4,7
22,0	GP	2,06	52	4,7
23,0	GP	2,06	53	4,7
24,0	GP	2,06	53	4,7
25,0	GP	2,06	54	4,7
26,0	GP	2,06	55	4,7
27,0	SM	1,78	56	32,1
28,0	GP	2,08	56	5,8
29,0	GP	2,08	57	5,8
30,0	GP	2,08	57	5,8

CORRECCIÓN DE N DE SPT								
σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	C_E	CB	CR	CS	C_N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
0,174	0,074	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	2	4
0,348	0,148	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	2	4
0,522	0,222	0,60	1,0	0,80	1,0	1,98	2	4
0,696	0,296	0,60	1,0	0,85	1,0	1,88	3	6
0,870	0,370	0,60	1,0	0,85	1,0	1,81	3	6
1,044	0,444	0,60	1,0	0,95	1,0	1,74	4	7
1,218	0,518	0,60	1,0	0,95	1,0	1,69	5	8
1,392	0,592	0,60	1,0	0,95	1,0	1,65	6	9
1,566	0,666	0,60	1,0	0,95	1,0	1,61	7	11
1,740	0,740	0,60	1,0	1,00	1,0	1,57	13	21
1,914	0,814	0,60	1,0	1,00	1,0	1,54	15	23
2,088	0,888	0,60	1,0	1,00	1,0	1,51	17	26
2,262	0,962	0,60	1,0	1,00	1,0	1,49	20	29
2,436	1,036	0,60	1,0	1,00	1,0	1,46	21	31
2,610	1,110	0,60	1,0	1,00	1,0	1,44	22	31
2,784	1,184	0,60	1,0	1,00	1,0	1,42	22	31
2,958	1,258	0,60	1,0	1,00	1,0	1,40	23	32
3,132	1,332	0,60	1,0	1,00	1,0	1,38	25	35
3,338	1,438	0,60	1,0	1,00	1,0	1,35	28	38
3,544	1,544	0,60	1,0	1,00	1,0	1,33	31	41
3,750	1,650	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	31	40
3,956	1,756	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	31	40
4,162	1,862	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	32	40
4,368	1,968	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	32	40
4,574	2,074	0,60	1,0	1,00	1,0	1,23	32	40
4,780	2,180	0,60	1,0	1,00	1,0	1,21	33	40
4,958	2,258	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	34	40
5,166	2,366	0,60	1,0	1,00	1,0	1,19	34	40
5,374	2,474	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	34	40
5,582	2,582	0,60	1,0	1,00	1,0	1,16	34	40

PARÁMETROS					
ϕ	Su (kg/cm ²)	Es (kg/cm ²)	K ₃₀ (kg/cm ³)	K ₃₀ (MN/m ³)	Compacidad
32,62	-	42	1,50	15,0	Muy Suelto
32,62	-	42	1,50	15,0	Muy Suelto
32,83	-	37	1,50	15,0	Muy Suelto
34,49	-	56	1,72	17,2	Suelta
34,33	-	54	1,72	17,2	Suelta
35,25	-	68	1,84	18,4	Suelta
35,67	-	75	1,97	19,7	Suelta
36,45	-	92	2,25	22,5	Suelta
37,08	-	108	2,58	25,8	Media
39,62	-	203	5,08	50,8	Media
40,05	-	226	6,22	62,2	Media
40,57	-	257	8,16	81,6	Media
41,01	-	287	10,70	107,0	Media
41,18	-	300	12,25	122,5	Media
41,23	-	304	13,11	131,1	Densa
41,28	-	307	14,03	140,3	Densa
41,33	-	311	15,01	150,1	Densa
41,67	-	339	19,68	196,8	Densa
42,05	-	447	27,62	276,2	Densa
42,30	-	477	36,21	362,1	Densa
42,23	-	469	36,21	362,1	Densa
42,25	-	471	38,75	387,5	Densa
42,26	-	472	41,46	414,6	Densa
42,20	-	465	41,46	414,6	Densa
42,22	-	468	44,37	443,7	Densa
42,24	-	470	47,48	474,8	Densa
42,78	-	275	50,80	508,0	Densa
42,22	-	467	50,80	508,0	Densa
42,24	-	470	54,36	543,6	Densa
42,19	-	464	54,36	543,6	Densa

Anexo 62. Análisis de licuación - Método simplificado SEED y IDRISS del pilar izquierdo

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MÉTODO SIMPLIFICADO SEED & IDRISS (2004)

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural  98,59 msnmm
Profundidad del nivel freático  0,00 m

DATOS SÍMICOS

Aceleración Máxima a/g 0,54
Magnitud del Sismo M 6,40

Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60cs}	r _d	MSF	K _σ	K _α	CSR _M	CRR _M	FSL
1,0	GP	1,74	4,5	4	0,174	0,074	4,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,821	0,118	 0,14
2,0	GP	1,74	4,5	4	0,348	0,148	4,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,810	0,118	 0,15
3,0	SP	1,74	3,9	4	0,522	0,222	4,0	0,965	1,335	1,10	1,00	0,797	0,118	 0,15
4,0	SP	1,74	3,9	6	0,696	0,296	6,0	0,948	1,335	1,10	1,00	0,782	0,135	 0,17
5,0	SP	1,74	3,9	6	0,870	0,370	6,0	0,929	1,335	1,08	1,00	0,767	0,133	 0,17
6,0	SP	1,74	3,9	7	1,044	0,444	7,0	0,910	1,335	1,07	1,00	0,751	0,140	 0,19
7,0	SP	1,74	3,9	8	1,218	0,518	8,0	0,889	1,335	1,06	1,00	0,734	0,148	 0,20
8,0	SP	1,74	3,9	9	1,392	0,592	9,0	0,868	1,335	1,05	1,00	0,716	0,156	 0,22
9,0	SP	1,74	3,9	11	1,566	0,666	11,0	0,846	1,335	1,04	1,00	0,698	0,174	 0,25
10,0	SP	1,74	3,9	21	1,740	0,740	21,0	0,824	1,335	1,04	1,00	0,680	0,305	 0,45
11,0	SP	1,74	3,9	23	1,914	0,814	23,0	0,802	1,335	1,03	1,00	0,662	0,344	 0,52
12,0	SP	1,74	3,9	26	2,088	0,888	26,0	0,779	1,335	1,02	1,00	0,643	0,432	 0,67
13,0	SP	1,74	3,9	29	2,262	0,962	29,0	0,757	1,335	1,01	1,00	0,625	0,579	 0,93
14,0	SP	1,74	3,9	31	2,436	1,036	31,0	0,736	1,335	1,00	1,00	0,607	0,739	 1,22
15,0	SP	1,74	3,9	31	2,610	1,110	31,0	0,714	1,335	0,98	1,00	0,590	0,728	 1,23
16,0	SP	1,74	3,9	31	2,784	1,184	31,0	0,694	1,335	0,97	1,00	0,572	0,717	 1,25
17,0	SP	1,74	3,9	32	2,958	1,258	32,0	0,674	1,335	0,95	1,00	0,556	0,820	 1,48
18,0	SP	1,74	3,9	35	3,132	1,332	35,0	0,654	1,335	0,93	1,00	0,540	1,378	 2,55
19,0	GP	2,06	4,7	38	3,338	1,438	38,0	0,636	1,335	0,90	1,00	0,518	1,517	 2,93
20,0	GP	2,06	4,7	41	3,544	1,544	41,0	0,618	1,335	0,88	1,00	0,498	1,598	 3,21
21,0	GP	2,06	4,7	40	3,750	1,650	40,0	0,602	1,335	0,86	1,00	0,480	1,523	 3,17
22,0	GP	2,06	4,7	40	3,956	1,756	40,0	0,586	1,335	0,84	1,00	0,464	1,490	 3,21
23,0	GP	2,06	4,7	40	4,162	1,862	40,0	0,572	1,335	0,82	1,00	0,449	1,459	 3,25
24,0	GP	2,06	4,7	40	4,368	1,968	40,0	0,558	1,335	0,80	1,00	0,435	1,429	 3,29
25,0	GP	2,06	4,7	40	4,574	2,074	40,0	0,546	1,335	0,79	1,00	0,423	1,401	 3,31
26,0	GP	2,06	4,7	40	4,780	2,180	40,0	0,535	1,335	0,77	1,00	0,412	1,374	 3,34
27,0	SM	1,78	32,1	40	4,958	2,258	46,0	0,525	1,335	0,76	1,00	0,404	1,559	 3,85
28,0	GP	2,08	5,8	40	5,166	2,366	40,0	0,516	1,335	0,75	1,00	0,395	1,331	 3,37
29,0	GP	2,08	5,8	40	5,374	2,474	40,0	0,508	1,335	0,73	1,00	0,387	1,307	 3,37
30,0	GP	2,08	5,8	40	5,582	2,582	40,0	0,501	1,335	0,72	1,00	0,380	1,284	 3,37

Anexo 63. Diseño de pilotes excavados en suelo - Método AASHTO - LRFD (2018) en condiciones normales del pilar izquierdo

DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS EN SUELO METODO AASHTO - LRFD (2018) CONDICIONES NORMALES													
DATOS GENERALES				DATOS DE PILOTE				ASENTAMIENTOS					
Cota de terreno natural	98,59	msnm		Diametro de Pilote (θ_p)	1,50	m		Asentamiento maximo permisible	5,00	cm			
Cota de fondo de cimentación	94,08	msnm		Resistencia de compresión f_c	210	kg/cm ²							
Profundidad de cimentación (D_f)	14,00	m		FACTORES DE RESISTENCIA Y ASENTAMIENTO				% DE ASENTAMIENTO DE LA BASE/θ_p					
Profundidad de licuefacción	13,00	m		Factor de esfuerzo preconsolidacion (m)	0,80			% S lateral para suelo cohesivo	0,12				
Profundidad del nivel freatico	0,00	m		Resistencia lateral para suelo cohesivo (ϕ_s)	0,45			% S punta para suelo cohesivo	0,61				
				Resistencia por punta para suelo cohesivo (ϕ_p)	0,40			% S lateral para suelo n	0,20	0,20			
				Resistencia lateral para suelo no cohesivo (ϕ_s)	0,55			% S punta para suelo n	1,77	1,77			
				Resistencia por punta para suelo no cohesivo (ϕ_p)	0,50								
METODOS DE CALCULO													
Método de Cálculo de ϕ	Kulhawy y Chen (2007)												

PARÁMETROS DE SUELO					
Z (m)	Longitud Pilote (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (kg/cm ³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
14,0	1,0	SP	1,74	21	31
15,0	2,0	SP	1,74	22	31
16,0	3,0	SP	1,74	22	31
17,0	4,0	SP	1,74	23	32
18,0	5,0	SP	1,74	25	35
19,0	6,0	GP	2,06	28	38
20,0	7,0	GP	2,06	31	41
21,0	8,0	GP	2,06	31	40
22,0	9,0	GP	2,06	31	40
23,0	10,0	GP	2,06	32	40
24,0	11,0	GP	2,06	32	40
25,0	12,0	GP	2,06	32	40
26,0	13,0	GP	2,06	33	40
27,0	14,0	SM	1,78	34	40
28,0	15,0	GP	2,08	34	40
29,0	16,0	GP	2,08	34	40
30,0	17,0	GP	2,08	34	40

DISEÑO POR CAPACIDAD DE CARGA											
σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	q _s (kg/cm ²)	R _s kN	$\phi_s.R_s$ kN	q _p (kg/cm ²)	R _p kN	$\phi_p.R_p$ kN	$\phi_s.Q_s$ (t)	$\phi_p.Q_p$ (t)	Q _R (t)	
2,436	1,036	0,936	432,501	237,876	12,304	2132,938	1066,469	24,248	108,712	132,961	
2,610	1,110	0,973	882,336	485,285	12,655	2193,879	1096,939	49,468	111,818	161,287	
2,784	1,184	1,010	1349,271	742,099	13,007	2254,820	1127,410	75,647	114,925	190,572	
2,958	1,258	1,047	1833,097	1008,203	13,358	2315,761	1157,880	102,773	118,031	220,804	
3,132	1,332	1,132	2356,250	1295,938	14,764	2559,525	1279,763	132,104	130,455	262,559	
3,338	1,438	0,903	2773,630	1525,497	16,522	2864,230	1432,115	155,504	145,985	301,489	
3,544	1,544	0,979	3226,140	1774,377	17,928	3107,995	1553,997	180,874	158,410	339,284	
3,750	1,650	1,000	3688,291	2028,560	17,928	3107,995	1553,997	206,785	158,410	365,194	
3,956	1,756	1,034	4166,226	2291,424	18,280	3168,936	1584,468	233,580	161,516	395,096	
4,162	1,862	1,068	4659,767	2562,872	18,631	3229,877	1614,938	261,251	164,622	425,873	
4,368	1,968	1,087	5162,116	2839,164	18,631	3229,877	1614,938	289,415	164,622	454,037	
4,574	2,074	1,120	5679,713	3123,842	18,983	3290,818	1645,409	318,434	167,728	486,162	
4,780	2,180	1,152	6212,438	3416,841	19,334	3351,759	1675,880	348,302	170,834	519,136	
4,958	2,258	1,586	6945,541	3820,047	19,686	3412,700	1706,350	389,403	173,940	563,343	
5,166	2,366	1,198	7499,360	4124,648	19,686	3412,700	1706,350	420,453	173,940	594,393	
5,374	2,474	1,230	8068,135	4437,474	20,038	3473,641	1736,821	452,342	177,046	629,388	
5,582	2,582	1,247	8644,789	4754,634	20,038	3473,641	1736,821	484,672	177,046	661,718	

DISEÑO POR CARGA DE SERVICIO			
S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S _{Total} (cm)
0,001	0,753	0,000	0,754
0,002	0,765	0,000	0,767
0,004	0,776	0,000	0,781
0,006	0,788	0,001	0,794
0,008	0,830	0,001	0,840
0,012	0,704	0,001	0,717
0,015	0,717	0,001	0,733
0,018	0,729	0,001	0,748
0,022	0,741	0,001	0,764
0,025	0,752	0,002	0,779
0,029	0,764	0,002	0,795
0,034	0,774	0,002	0,810
0,039	0,785	0,002	0,826
0,044	1,365	0,004	1,413
0,050	0,803	0,003	0,856
0,056	0,813	0,003	0,872
0,061	0,824	0,003	0,888

Anexo 64. Cálculo de N de SPT corregido y coeficiente de balasto del estribo izquierdo

CALCULO DE N DE SPT CORREGIDO Y COEFICIENTE DE BALASTO

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural 99,73 msnm
Profundidad del nivel freático 0,60 m
Eficiencia del Martillo 60%

MÉTODOS DE CÁLCULO

Método de corrección de C_N Liao y Whitman (1986)
Método de Cálculo de ϕ Kulhawy y Chen (2007)

DATOS DE CAMPO ENSAYO SPT					CORRECCIÓN DE N DE SPT										PARÁMETROS					
Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm³)	N _{SPT_Campo}	Cont. Finos (%)	σ _v (kg/cm²)	σ' _v (kg/cm²)	C _E	CB	CR	CS	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	φ	S _u (kg/cm2)	E _s (kg/cm²)	K ₃₀ (kg/cm³)	K ₃₀ (MN/m³)	Compacidad	
1,0	SM	2,01	11	32,5	0,201	0,161	0,60	1,0	0,75	1,0	2,00	5	10	36,66	-	67	2,41	24,1	Suelta	
2,0	SM	2,01	21	32,5	0,402	0,262	0,60	1,0	0,75	1,0	1,92	9	18	39,08	-	124	4,75	47,5	Media	
3,0	GP	2,01	11	4,1	0,603	0,363	0,60	1,0	0,80	1,0	1,81	5	10	36,52	-	112	2,41	24,1	Suelta	
4,0	GP	2,01	10	4,1	0,804	0,464	0,60	1,0	0,85	1,0	1,73	5	9	36,20	-	104	2,25	22,5	Suelta	
5,0	GP	2,01	8	4,1	1,005	0,565	0,60	1,0	0,85	1,0	1,66	4	7	35,15	-	80	1,97	19,7	Suelta	
6,0	GP	2,01	8	4,1	1,206	0,666	0,60	1,0	0,95	1,0	1,61	5	7	35,46	-	86	1,97	19,7	Suelta	
7,0	GP	2,01	7	4,1	1,407	0,767	0,60	1,0	0,95	1,0	1,56	4	6	34,81	-	73	1,84	18,4	Suelta	
8,0	GP	2,01	18	4,1	1,608	0,868	0,60	1,0	0,95	1,0	1,52	10	16	38,48	-	183	3,87	38,7	Media	
9,0	GP	2,01	19	4,1	1,809	0,969	0,60	1,0	0,95	1,0	1,48	11	16	38,60	-	189	4,15	41,5	Media	
10,0	GP	2,01	22	4,1	2,010	1,070	0,60	1,0	1,00	1,0	1,45	13	19	39,30	-	225	5,08	50,8	Media	
11,0	GP	2,01	25	4,1	2,211	1,171	0,60	1,0	1,00	1,0	1,42	15	21	39,72	-	250	6,22	62,2	Media	
12,0	GP	2,01	29	4,1	2,412	1,272	0,60	1,0	1,00	1,0	1,39	17	24	40,24	-	284	8,16	81,6	Media	
13,0	GP	2,01	33	4,1	2,613	1,373	0,60	1,0	1,00	1,0	1,37	20	27	40,68	-	318	10,70	107,0	Media	
14,0	GP	2,01	35	4,1	2,814	1,474	0,60	1,0	1,00	1,0	1,34	21	28	40,84	-	331	12,25	122,5	Media	
15,0	GP	2,01	45	4,1	3,015	1,575	0,60	1,0	1,00	1,0	1,32	27	36	41,78	-	419	24,12	241,2	Densa	
16,0	SP	1,71	45	4,8	3,186	1,646	0,60	1,0	1,00	1,0	1,31	27	35	41,74	-	345	24,12	241,2	Densa	
17,0	SP	1,71	45	4,8	3,357	1,717	0,60	1,0	1,00	1,0	1,29	27	35	41,69	-	341	24,12	241,2	Densa	
18,0	SP	1,71	46	4,8	3,528	1,788	0,60	1,0	1,00	1,0	1,28	28	35	41,74	-	345	25,81	258,1	Densa	
19,0	SP	1,71	48	4,8	3,699	1,859	0,60	1,0	1,00	1,0	1,27	29	36	41,87	-	356	29,55	295,5	Densa	
20,0	SP	1,71	47	4,8	3,870	1,930	0,60	1,0	1,00	1,0	1,25	28	35	41,74	-	345	27,62	276,2	Densa	
21,0	GP	2,04	51	5,9	4,074	2,034	0,60	1,0	1,00	1,0	1,24	31	38	42,01	-	444	36,21	362,1	Densa	
22,0	GP	2,04	51	5,9	4,278	2,138	0,60	1,0	1,00	1,0	1,22	31	37	41,96	-	438	36,21	362,1	Densa	
23,0	GP	2,04	52	5,9	4,482	2,242	0,60	1,0	1,00	1,0	1,20	31	38	41,99	-	441	38,75	387,5	Densa	
24,0	GP	2,04	53	5,9	4,686	2,346	0,60	1,0	1,00	1,0	1,19	32	38	42,01	-	443	41,46	414,6	Densa	
25,0	GP	2,04	53	5,9	4,890	2,450	0,60	1,0	1,00	1,0	1,17	32	37	41,96	-	438	41,46	414,6	Densa	
26,0	GP	2,04	54	5,9	5,094	2,554	0,60	1,0	1,00	1,0	1,16	32	38	41,99	-	441	44,37	443,7	Densa	
27,0	GP	2,04	55	5,9	5,298	2,658	0,60	1,0	1,00	1,0	1,15	33	38	42,02	-	444	47,48	474,8	Densa	
28,0	GP	2,04	56	5,9	5,502	2,762	0,60	1,0	1,00	1,0	1,13	34	38	42,05	-	447	50,80	508,0	Densa	
29,0	GC	1,96	56	23,5	5,698	2,858	0,60	1,0	1,00	1,0	1,12	34	38	42,49	-	443	50,80	508,0	Densa	
30,0	GC	1,96	57	23,5	5,894	2,954	0,60	1,0	1,00	1,0	1,11	34	38	42,52	-	446	54,36	543,6	Densa	

Anexo 65. Análisis de licuación - Método simplificado SEED y IDRISS del estribo izquierdo

ANÁLISIS DE LICUACIÓN MÉTODO SIMPLIFICADO SEED & IDRISS (2004)

DATOS GENERALES

Cota de terreno natural 99,73 msnmm
Profundidad del nivel freático 0,60 m

DATOS SÍMICOS

Aceleración Máxima a/g 0,54
Magnitud del Sismo M 6,40

Z (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (g/cm ³)	Cont. Finos (%)	(N ₁) ₆₀	σ _v (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)	(N ₁) _{60cs}	r _d	MSF	K _σ	K _α	CSR _M	CRR _M	FSL
1,0	SM	2,01	32,5	10	0,201	0,161	15,0	0,995	1,335	1,10	1,00	0,436	0,229	0,53
2,0	SM	2,01	32,5	18	0,402	0,262	24,0	0,981	1,335	1,10	1,00	0,528	0,394	0,75
3,0	GP	2,01	4,1	10	0,603	0,363	10,0	0,965	1,335	1,09	1,00	0,563	0,172	0,31
4,0	GP	2,01	4,1	9	0,804	0,464	9,0	0,948	1,335	1,07	1,00	0,577	0,159	0,28
5,0	GP	2,01	4,1	7	1,005	0,565	7,0	0,929	1,335	1,05	1,00	0,580	0,137	0,24
6,0	GP	2,01	4,1	7	1,206	0,666	7,0	0,910	1,335	1,04	1,00	0,578	0,136	0,23
7,0	GP	2,01	4,1	6	1,407	0,767	6,0	0,889	1,335	1,02	1,00	0,573	0,126	0,22
8,0	GP	2,01	4,1	16	1,608	0,868	16,0	0,868	1,335	1,02	1,00	0,564	0,224	0,40
9,0	GP	2,01	4,1	16	1,809	0,969	16,0	0,846	1,335	1,01	1,00	0,554	0,221	0,40
10,0	GP	2,01	4,1	19	2,010	1,070	19,0	0,824	1,335	0,99	1,00	0,543	0,258	0,47
11,0	GP	2,01	4,1	21	2,211	1,171	21,0	0,802	1,335	0,98	1,00	0,531	0,286	0,54
12,0	GP	2,01	4,1	24	2,412	1,272	24,0	0,779	1,335	0,97	1,00	0,519	0,346	0,67
13,0	GP	2,01	4,1	27	2,613	1,373	27,0	0,757	1,335	0,95	1,00	0,506	0,438	0,87
14,0	GP	2,01	4,1	28	2,814	1,474	28,0	0,736	1,335	0,93	1,00	0,493	0,477	0,97
15,0	GP	2,01	4,1	36	3,015	1,575	36,0	0,714	1,335	0,88	1,00	0,480	1,622	3,38
16,0	SP	1,71	4,8	35	3,186	1,646	35,0	0,694	1,335	0,87	1,00	0,471	1,291	2,74
17,0	SP	1,71	4,8	35	3,357	1,717	35,0	0,674	1,335	0,86	1,00	0,462	1,279	2,77
18,0	SP	1,71	4,8	35	3,528	1,788	35,0	0,654	1,335	0,85	1,00	0,453	1,258	2,78
19,0	SP	1,71	4,8	36	3,699	1,859	36,0	0,636	1,335	0,83	1,00	0,444	1,524	3,43
20,0	SP	1,71	4,8	35	3,870	1,930	35,0	0,618	1,335	0,83	1,00	0,435	1,227	2,82
21,0	GP	2,04	5,9	38	4,074	2,034	38,0	0,602	1,335	0,79	1,00	0,423	1,341	3,17
22,0	GP	2,04	5,9	37	4,278	2,138	37,0	0,586	1,335	0,78	1,00	0,412	1,817	4,41
23,0	GP	2,04	5,9	38	4,482	2,242	38,0	0,572	1,335	0,76	1,00	0,401	1,291	3,22
24,0	GP	2,04	5,9	38	4,686	2,346	38,0	0,558	1,335	0,75	1,00	0,391	1,268	3,24
25,0	GP	2,04	5,9	37	4,890	2,450	37,0	0,546	1,335	0,74	1,00	0,383	1,722	4,50
26,0	GP	2,04	5,9	38	5,094	2,554	38,0	0,535	1,335	0,72	1,00	0,374	1,225	3,27
27,0	GP	2,04	5,9	38	5,298	2,658	38,0	0,525	1,335	0,71	1,00	0,367	1,205	3,28
28,0	GP	2,04	5,9	38	5,502	2,762	38,0	0,516	1,335	0,70	1,00	0,361	1,186	3,29
29,0	GC	1,96	23,5	38	5,698	2,858	43,0	0,508	1,335	0,69	1,00	0,355	1,322	3,72
30,0	GC	1,96	23,5	38	5,894	2,954	43,0	0,501	1,335	0,68	1,00	0,351	1,303	3,71

Anexo 66. Diseño de pilotes excavados en suelo - Método AASHTO - LRFD (2018) en condiciones normales del estribo izquierdo

DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS EN SUELO METODO AASHTO - LRFD (2018)																				
CONDICIONES NORMALES																				
DATOS GENERALES				DATOS DE PILOTE				ASENTAMIENTOS												
Cota de terreno natural	✓	99,73	msnm	Diametro de Pilote (θ_p)	1,50	m		Asentamiento maximo permisible	5,00	cm										
Cota de fondo de cimentación	✓	84,73	msnm	Resistencia de compresión f_c	210	kg/cm ²														
Profundidad de cimentación (D_f)	✓	15,00	m	FACTORES DE RESISTENCIA Y ASENTAMIENTO				% DE ASENTAMIENTO DE LA BASE/θ_p												
Profundidad de licuefacción	✓	14,00	m	Factor de esfuerzo preconsolidacion (m)	0,80	✓		% S lateral para suelo cohesivo	0,12											
Profundidad del nivel freatico	✓	0,60	m	Resistencia lateral para suelo cohesivo (ϕ_s)	0,45	✓		% S punta para suelo cohesivo	0,61											
				Resistencia por punta para suelo cohesivo (ϕ_p)	0,40	✓		% S lateral para suelo n	0,20	0,20										
				Resistencia lateral para suelo no cohesivo (ϕ_s)	0,55	✓		% S punta para suelo n	1,77	1,77										
				Resistencia por punta para suelo no cohesivo (ϕ_p)	0,50	✓														
MÉTODOS DE CÁLCULO																				
Método de Cálculo de ϕ				Kulhaw y Chen (2007)																
PARÁMETROS DE SUELO						DISEÑO POR CAPACIDAD DE CARGA										DISEÑO POR CARGA DE SERVICIO				
Z (m)	Longitud Pilote (m)	Tipo Suelo SUCS	Densidad (kg/cm ³)	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	σ_v (kg/cm ²)	σ'_v (kg/cm ²)	q _s (kg/cm ²)	Rs kN	ϕ_s .Rs kN	q _p (kg/cm ²)	R _p kN	ϕ_p .R _p kN	ϕ_s .Q _s (t)	ϕ_p .Q _p (t)	Q _R (t)	S _{Fricción} (cm)	S _{Punta} (cm)	S _{Axial} (cm)	S _{Total} (cm)
15,0	1,0	GP	2,01	27	36	3,02	1,58	0,90	416,81	229,24	15,82	2742,35	1371,17	23,37	139,77	163,14	0,001	0,693	0,000	0,694
16,0	2,0	SP	1,71	27	35	3,19	1,65	1,26	999,97	549,98	15,82	2742,35	1371,17	56,06	139,77	195,84	0,003	0,842	0,000	0,845
17,0	3,0	SP	1,71	27	35	3,36	1,72	1,28	1591,05	875,08	15,82	2742,35	1371,17	89,20	139,77	228,98	0,005	0,851	0,000	0,856
18,0	4,0	SP	1,71	28	35	3,53	1,79	1,31	2197,65	1208,71	16,17	2803,29	1401,64	123,21	142,88	266,09	0,007	0,894	0,001	0,902
19,0	5,0	SP	1,71	29	36	3,70	1,86	1,36	2827,38	1555,06	16,87	2925,17	1462,59	158,52	149,09	307,61	0,010	0,904	0,001	0,914
20,0	6,0	SP	1,71	28	35	3,87	1,93	1,36	3456,88	1901,29	16,52	2864,23	1432,12	193,81	145,99	339,80	0,013	0,913	0,001	0,926
21,0	7,0	GP	2,04	31	38	4,07	2,03	1,07	3951,11	2173,11	17,93	3107,99	1554,00	221,52	158,41	379,93	0,016	0,770	0,001	0,788
22,0	8,0	GP	2,04	31	37	4,28	2,14	1,09	4453,39	2449,36	17,93	3107,99	1554,00	249,68	158,41	408,09	0,020	0,781	0,001	0,802
23,0	9,0	GP	2,04	31	38	4,48	2,24	1,12	4970,38	2733,71	18,28	3168,94	1584,47	278,67	161,52	440,18	0,023	0,791	0,002	0,816
24,0	10,0	GP	2,04	32	38	4,69	2,35	1,15	5501,99	3026,10	18,63	3229,88	1614,94	308,47	164,62	473,09	0,027	0,801	0,002	0,831
25,0	11,0	GP	2,04	32	37	4,89	2,45	1,17	6041,15	3322,63	18,63	3229,88	1614,94	338,70	164,62	503,32	0,032	0,811	0,002	0,845
26,0	12,0	GP	2,04	32	38	5,09	2,55	1,20	6594,74	3627,11	18,98	3290,82	1645,41	369,74	167,73	537,46	0,036	0,821	0,002	0,860
27,0	13,0	GP	2,04	33	38	5,30	2,66	1,23	7162,68	3939,48	19,33	3351,76	1675,88	401,58	170,83	572,41	0,042	0,831	0,003	0,875
28,0	14,0	GP	2,04	34	38	5,50	2,76	1,26	7744,93	4259,71	19,69	3412,70	1706,35	434,22	173,94	608,16	0,047	0,840	0,003	0,890
29,0	15,0	GC	1,96	34	38	5,70	2,86	1,27	8333,69	4583,53	19,69	3412,70	1706,35	467,23	173,94	641,17	0,053	0,848	0,003	0,904
30,0	16,0	GC	1,96	34	38	5,89	2,95	1,30	8936,08	4914,84	20,04	3473,64	1736,82	501,00	177,05	678,05	0,059	0,857	0,003	0,919

e