

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación
para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”

PARA OPTAR:
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Brandon Gabriel Huanca Cutipa
Bach. Ruth Siomara Flores Terrazas

TACNA-PERÚ
2019


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

“Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación
para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”

Tesis sustentada y aprobada el 24 de Junio del 2019.; estando el
jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



Ing. Rolando G. Salazar Calderón Juárez

SECRETARIO:



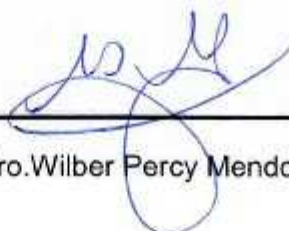
Mtro. Pedro Valerio Maquera Cruz

VOCAL:



Mag. Alfonso Oswaldo Flores Mello

ASESOR:



Mtro. Wilber Percy Mendoza Ramirez

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Brandon Gabriel Huanca Cutipa, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 71777899 .

Declaramos bajo juramento:

1. Soy autor de la tesis titulada:
“Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”
La misma que presentamos para optar:
El título profesional de Ingeniero Civil.
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente, asumo frente a la Universidad Privada de Tacna cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a la Universidad Privada de Tacna y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionarse, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrarse como causa del trabajo presentado; asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 24 de Junio del 2019

Bach. Huanca Cutipa, Brandon Gabriel



DNI: 71777899

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Ruth Siomara Flores Terrazas, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada con DNI 48307727 .

Declaramos bajo juramento:

1. Soy autora de la tesis titulada:
“Estudio geotécnico y geofísico con fines de cimentación para tres asociaciones de vivienda en la ciudad de Tacna”
La misma que presentamos para optar:
El título profesional de Ingeniero Civil.
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente, asumo frente a la Universidad Privada de Tacna cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a la Universidad Privada de Tacna y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionarse, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrarse como causa del trabajo presentado; asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 24 de Junio del 2019

Bach. Flores Terrazas, Ruth Siomara



DNI: 48307727

DEDICATORIA

A Dios por ser el centro de mi vida y acompañarme en los momentos difíciles y su amor incondicional, siendo, el siguiente verso, mi fortaleza: “Mas Jehová está conmigo como poderoso gigante; por tanto, los que me persiguen tropezarán, y no prevalecerán; serán avergonzados en gran manera, porque no prosperarán; tendrán perpetua confusión que jamás será olvidada”.

A mi madre Marleni Cutipa, por haberme dado la vida y haber sido siempre el pilar que me apoyó a terminar esta carrera.

A mi padre Oscar Huanca que siempre me brindó su apoyo en los momentos cruciales y me seguirá apoyando.

A mis abuelos Modesto y Maruja que me guiaron en cada paso de mi vida, y un especial agradecimiento a mi abuela Maruja que en paz descanse, quien siempre estuvo a mi lado guiándome y aconsejándome para no rendirme jamás, e inculcándome la palabra de Dios.

A mi hermano Brayan que me brindó su apoyo y compañía desde el momento que llegó a mi vida.

A mis primos David, Alex e Iván, por ser como unos hermanos y siempre brindarme su apoyo incondicional.

Finalmente agradezco a toda mi familia paterna por siempre estar a mi lado en todos mis logros y por el cariño que me brindan.

Bach. Huanca Cutipa, Brandon Gabriel

DEDICATORIA

Mi infinita gratitud a Dios por la vida que me dio, por ser la luz en medio de la oscuridad, por ser mi refugio en medio de la tormenta, por ser mi fortaleza en la tristeza y más que nada por ser mi amigo en medio de la soledad, gracias Señor por siempre acompañarme y mostrarme tu infinito amor cada día.

A mis padres Orlando Marcos Flores Castro e Hilda Terrazas Arenas, por todo su apoyo y amor incondicional, por cada palabra de aliento y fortaleza de seguir adelante y no dejarme caer, por todo el esfuerzo que hicieron para que pueda lograr mis metas y acompañarme en cada momento de mi vida.

A mis hermanos Lisette, Jhonatan, Renso y Yuliana por siempre estar a mi lado en cada momento y sacarme una sonrisa cuando más lo necesité, siendo sus ocurrencias mi alegría. A mi hermoso sobrino Fernando por alegrarme con su llegada y a mí cuñado por siempre hacerme reír.

A mis abuelos(as), tíos(as) y primos(as), por apoyarme incondicionalmente y estar cuando los necesito.

Señor, muchas gracias por la hermosa familia que me diste a quienes tú siempre bendices y usas para motivarme constantemente.

Bach. Flores Terrazas, Ruth Siomara

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestro infinito agradecimiento a Dios por todo lo que hizo, hace y va a hacer en nuestras vidas, por siempre acompañarnos y no dejarnos caer.

A nuestros familiares quienes siempre nos apoyan en cada momento de nuestra vida.

A nuestra casa de estudio, la Universidad Privada de Tacna, por nuestra formación académica.

A nuestro asesor, el Mtro.Ing. Wilber Percy Mendoza Ramírez, por la confianza, orientación y apoyo constante en el desarrollo de la tesis.

Al ing. Jonathan Zavaleta, por su apoyo y guía en la realización de los ensayos geofísicos.

Al equipo técnico del laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la “Universidad Nacional del Altiplano”, liderado por el Ing. Mariano García y el Bach. Deywid Marron, por su apoyo constante en el desarrollo de los ensayos básicos y especiales.

Al Mgt.Ing.Carlos Fernández Baca Vidal, por su apoyo incondicional y guía en el desarrollo de la tesis.

A los ingenieros que nos apoyaron en nuestra formación académica y nos apoyan en nuestra vida profesional.

Los autores.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
INTRODUCCIÓN	3
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.1. Descripción del problema	5
1.2. Formulación del problema	5
1.2.1. Pregunta general	5
1.2.2. Pregunta específica	6
1.3. Justificación e importancia	6
1.4. Objetivos	7
1.4.1. Objetivo general	7
1.4.2. Objetivos específicos	7
1.5. Hipótesis	7
1.5.1. Hipótesis general	7
1.5.2. Hipótesis específicas	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes del estudio	9
2.1.1. Antecedentes nacionales	9
2.1.2. Antecedentes internacionales	11
2.2. Bases teóricas	12
2.2.1. Estudio Geotécnico	12
2.2.2. Suelo	13
2.2.3. Cimentación	15
2.2.4. Capacidad de carga	18
2.2.5. Asentamiento	28
2.2.6. Métodos geofísicos	32
2.3. Definición de términos	41

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	42
3.1. Tipo y diseño de la investigación	42
3.1.1. Diseño de Investigación	42
3.1.2. Tipo de Investigación	42
3.2. Ubicación geográfica	42
3.3. Población o muestra de estudio	45
3.3.1. Población	45
3.3.2. Tamaño de Muestra	46
3.4. Operacionalización de variables	48
3.5. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos	49
3.5.1. Levantamiento Topográfico (Ortofoto)	49
3.5.2. Estudios geotécnicos	51
3.5.2.1. Ensayos geotécnicos de campo Indirectos	51
3.5.3. Ensayos geotécnicos de campo Directos	58
3.6. Procesamiento y análisis de datos	62
3.6.1. Levantamiento Topográfico	62
3.6.2. Métodos geofísicos	65
3.6.2.1. Refracción sísmica	66
3.6.2.2. Análisis multicanal de ondas de superficiales (MASW)	75
3.6.3. Ensayos de laboratorio	78
CAPITULO IV: RESULTADOS	89
4.2. Resultados de Refracción Sísmica	90
4.3. Resultados del MASSW	97
4.3.1. Parámetros Dinámicos	103
4.3.2. Clasificación Vs30	106
4.3.3. Capacidad Portante	107
4.4. Resultados de los ensayos de Laboratorio	111
4.4.1. Ensayos Especiales	112
4.4.2. Ensayos Químicos	115

4.5. Cálculo de la Capacidad de Carga	115
4.6. Asentamientos	117
4.7. Plano de Isovalores	120
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	121
CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	128
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
ANEXOS	133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi .	22
Tabla 2. Factores de capacidad de carga para diferentes ángulos	27
Tabla 3. Factores de forma, profundidad e inclinación según Meyerhof	28
Tabla 4. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de ripalidad	37
Tabla 5. Velocidades de onda Vp para distintos materiales	38
Tabla 6. Clasificación de perfiles de suelo	40
Tabla 7. Operacionalización de variables	48
Tabla 8. Fechas de realización de las calicatas	59
Tabla 9. Tipos de Muestras	61
Tabla 10. Márgenes de velocidad sísmica para la definición de la Ripabilidad en rocas	71
Tabla 11.. Velocidades de onda Vp para distintos materiales	72
Tabla 12.. Ubicación de las líneas geofísicas distribuidas en la zona de estudio	75
Tabla 13.. Ubicación de los estudios MASW	76
Tabla 14 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-01	90
Tabla 15 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-02	91
Tabla 16 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-03	92
Tabla 17 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-04	93
Tabla 18 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-05	94
Tabla 19 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-06	95
Tabla 20 Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-07	96
Tabla 21. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 01	97
Tabla 22. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 02	98
Tabla 23. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 03	99
Tabla 24. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 04	100
Tabla 25. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 05	101
Tabla 26. La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 06	102
Tabla 27. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-01	103
Tabla 28. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-02	103
Tabla 29. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-03	104
Tabla 30. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-04	104
Tabla 31. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-05	105
Tabla 32. Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-06	105
Tabla 33. Clasificación Sismorresistente E.030 y periodo de vibración Ts	106

Tabla 34. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de rilidad	107
Tabla 35. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-01	108
Tabla 36. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-02	108
Tabla 37. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-03	109
Tabla 38. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-04	109
Tabla 39. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-05	110
Tabla 40. Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-06	110
Tabla 41. Resultados de los ensayos de laboratorio	111
Tabla 42. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de riplidad	111
Tabla 43. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de riplidad	112
Tabla 44. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de riplidad	112
Tabla 45. Resultados de los ensayos de Corte Directo	113
Tabla 46. Resultados de los ensayos de Corte Directo	115
Tabla 47. Resultados de los ensayos Químicos	115
Tabla 48. Factores de influencia para asentamientos inmediatos	118
Tabla 49. Módulos de elasticidad para distintos suelos	119
Tabla 50. Relación de poisson para distintos suelos. Resultados de	119
Tabla 51. Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de riplidad	122
Tabla 52. Clasificación de perfiles de suelo	123
Tabla 53. Comparación con el INDECI	124
Tabla 54. Resultados de los ensayos Químicos	125
Tabla 55. Velocidades de onda Vp para distintos materiales	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema del estudio geotécnico por (Rodríguez et al., 1989)	13
Figura 2. Tipos de cimentación por (Rajapakse ,2008)	16
Figura 3. Tipos de cimentación superficial por (Crespo, 2004)	17
Figura 4. Tipos de cimentación profunda por (Rajapakse ,2008)	18
Figura 5. Falla por capacidad de carga de un cimiento corrido por (Das, 2006)	20
Figura 6. Diferencia entre D y Df por (Juárez y Rico, 1973)	24
Figura 7. Valores de Nc según Skempton por (Juárez y Rico, 1973)	25
Figura 8. Asentamiento inmediato por (Smith& Smith, 1998)	29
Figura 9. Asentamiento de consolidación por (Smith& Smith, 1998)	30
Figura 10. Asentamiento uniforme por (Coduto, 2001)	31
Figura 11. Asentamiento diferencial por (Coduto, 2001)	31
Figura 12. Distorsión angular por (Coduto, 2001)	32
Figura 13. Esquema de ensayo de refracción sísmica por (ASTM-D5777, 2011)	33
Figura 14. Procedimiento general del MASW por (Park et al., 2007)	35
Figura 15. Plano de ubicación.	43
Figura 16. Diagrama de Flujo de la metodología de investigación.	44
Figura 17. Ubicación del sector evaluado.	45
Figura 18. Número de puntos de investigación.	46
Figura 19. Nivel de confianza por (Spiegel y Stephens ,2009).	47
Figura 20. Zona donde se realizó el levantamiento topográfico (Ortofoto)	50
Figura 21. Equipo utilizado para el levantamiento topográfico (Ortofoto)	50
Figura 22. Ubicación de las Líneas sísmicas del ensayo de refracción sísmica.	52
Figura 23. Puntos de impacto del ensayo de refracción sísmica	52
Figura 24. Equipo utilizado para el ensayo de refracción sísmica	54
Figura 25. Ubicación de los puntos del ensayo de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)	55
Figura 26. Puntos de impacto del ensayo de Analisis Multicanal De Ondas De Superficiales (Masw)	56
Figura 27. Equipo utilizado para el ensayo Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)	57
Figura 28. Excavación de las calicatas en la zona de estudio.	58
Figura 29. Implementos de seguridad en la excavación de las calicatas.	60
Figura 30. Programa para el procesamiento del levantamiento topográfico.	62
Figura 31. Ubicación de las fotos tomadas.	62

Figura 32. Vista previa del modelo digital.	63
Figura 33. Posición de las fotografías.	63
Figura 34. Posición de los puntos.	64
Figura 35. Procesamiento de las fotografías.	64
Figura 36. Coincidencias de puntos.	65
Figura 37. Módulos de programa del Software SeisImager.	66
Figura 38. Diagrama tiempo-distancia por (ASTM-D5777, 2011)	68
Figura 39. Curva tiempo-distancia por (ASTM-D5777, 2011)	68
Figura 40. Distancia virtual XY	69
Figura 41. Registro de las ondas compresionales de la LS-01	73
Figura 42. Ondas compresionales, distancia vs tiempo de la LS-01	73
Figura 43. Perfil del terreno según domocrona de la LS-01	74
Figura 44. Perfil del terreno según la velocidad de la onda P de la LS-01 .	74
Figura 45. Procesamiento del registro de campo ensayo MASW-01	77
Figura 46. Variación de la velocidad de la onda S con la profundidad MASW-01	78
Figura 47. Dejando muestras en los laboratorios.	79
Figura 48. Ensayo de Densidad In situ de una de las seis muestras.	79
Figura 49. Ensayo de Contenido de Humedad de una de las muestras.	80
Figura 50. Realización del ensayo de Densidad Máxima y Mínima.	82
Figura 51. Muestra del ensayo de corte directo	84
Figura 52. Equipo del corte directo.	84
Figura 53. (a) y (b) Muestras para el ensayo de corte directo.	85
Figura 54. Levantamiento topográfico.	89
Figura 55. Esfuerzo corte vs esfuerzo normal (C-1 Y C-2)	113
Figura 56. Esfuerzo corte vs esfuerzo normal (C-3, C-4, C-5, C-6)	114
Figura 57. Perfil de estratos de refracción sísmica LS-03	121

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 0 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA	134
ANEXO 0 2.LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	135
ANEXO 0 3. METODOS GEOFISICOS	136
ANEXO 0 4. ENSAYOS DE LABORATORIO	137
ANEXO 0 5. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE	138
ANEXO 0 6. PLANOS DE ISOVALORES	139

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo plantear una adecuada alternativa de cimentación a partir de la realización de estudios geotécnicos mediante los ensayos de laboratorio y métodos geofísicos: Refracción sísmica y MASW; en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” ubicados en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna. Con los ensayos de Refracción Sísmica se conoció la estratigrafía del terreno y su ripabilidad, con el ensayo de MASW se encontró las propiedades dinámicas del suelo y su clasificación según la Norma técnica E.030, mientras que los ensayos de laboratorio determinan las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo. Del ensayo de MASW se obtuvo que el tipo de suelo es S1 que corresponde a un suelo muy rígido según la Norma técnica E.030, y de la exploración por calicatas se clasifica como grava pobremente graduada (GP). De los resultados se obtuvo un V_{s30} (promedio) de 652.86 m/s, un T_s (promedio) de 0.18 y una capacidad de carga admisible promedio de 7.77 kg/cm². De este modo se realizó una microzonificación de la zona con las velocidades de ondas de corte promedio V_{s30} , propiedades dinámicas del suelo y capacidad portante. Finalmente, conociendo las propiedades del suelo se propone una alternativa de cimentación para las tres asociaciones de vivienda.

PALABRAS CLAVES: Estudios Geotécnicos, Métodos geofísicos, Cimentación, Refracción Sísmica, MASW, Suelos, Ripabilidad.

ABSTRACT

The main objective of this research is to propose an adequate alternative based on geotechnical studies through laboratory tests and geophysical methods such as seismic refraction and Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) which were applied in the housing associations of "Los Damnificados del 23 de Junio - B", "Corazón de María" and "El Manantial". All these three housing associations are in the district of Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa in the city of Tacna, Peru. The stratigraphy of the terrain and its rippability were known with the help of the seismic refraction tests. With the MASW test, the dynamic properties of the soil and its classification according to technical standard E.030 were found, while the laboratory tests determined the physical, chemical and soil mechanics. It was obtained from the MASW test, that the soil type is S_1 which corresponds to a very rigid soil according to technical standard E.030, and from the exploration of pits, it is classified as poorly graded gravel (GP). From these results, we obtained a V_{s30} (average) of 652.86 m / s, a T_s (average) of 0.18 and an average admissible load capacity of 7.77 kg / cm² for local failure. In this way, a microzoning of the area was carried out with the average cutting wave velocities V_{s30} , dynamic soil properties and bearing capacity. Finally, after obtaining the properties of the soil, is proposed an adequate alternative foundation for the three housing associations.

KEY WORDS: Geotechnical studies, geophysical methods, cement foundations, seismic refraction, MASW, soils, rippability.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Tacna es considerada una Zona de Silencio sísmico o Laguna Sísmica. Se espera un sismo de mayor intensidad al ocurrido el 23 de junio del 2001, que registró una intensidad de 6.9 en la escala de Richter. La población no está preparada para este fenómeno y mucho menos las infraestructuras de las viviendas, debido a que la mayoría de ellas en la ciudad son producto de construcciones informales, las cuales no cuentan con estudios de suelos, planos y no intervino un profesional durante su proceso constructivo.

De este modo, después del terremoto del 2001, el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI,2004) desarrolló el mapa de peligros sísmicos en la ciudad de Tacna, el cual identificó los diferentes tipos de suelos que se ubican en la ciudad de Tacna, clasificando al distrito “Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa” entre gravas bien graduadas y pobremente graduadas. Debido al incremento de la población, se están poblando zonas que no fueron evaluadas detalladamente, por ejemplo, el sector denominado Viñani ubicado en el distrito “Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna”.

La presente investigación tiene como objetivo plantear una adecuada alternativa de cimentación a través de un estudio geotécnico, el cual beneficiará a las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial”. El estudio geotécnico fue realizado mediante la exploración de calicatas, realización de ensayos de laboratorio y métodos geofísicos. Obteniendo así las características del suelo, la cual nos permitirá proponer una adecuada alternativa de cimentación.

La presente Tesis fue dividida en cinco capítulos que describirán y detallarán el proceso de la investigación, a continuación, se hace una breve descripción de cada capítulo:

Capítulo I. En este capítulo se describe e identifica el problema, la justificación, los objetivos e hipótesis de la presente investigación.

Capítulo II. En este capítulo se describe el marco teórico, los antecedentes, las bases teóricas y se definen los términos de la presente investigación.

Capítulo III. En este capítulo se describe el marco metodológico, como el tipo y diseño de la investigación, su población, operacionalización de variables, técnicas e instrumentos para la recolección de datos, y el procesamiento y análisis de datos.

Capítulo IV. En este capítulo se describen los resultados finales de la presente investigación.

Capítulo V. Finalmente, en este capítulo, se finaliza la tesis con la discusión de resultados, conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos de toda la investigación.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

El Perú se ubica dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico y es clasificada como una zona altamente sísmica y volcánica a nivel mundial, existiendo así una amenaza incesante en la vida de todos los peruanos, y a todo tipo de construcción civil que se ejecute y desarrolle en el Perú.

La costa peruana presenta un alto grado de sismicidad que es principalmente provocado por el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamérica, según estudios geofísicos la ciudad heroica de Tacna está identificada como una zona con alto potencial sísmico, porque se encuentra en la zona de interacción de las dos placas tectónicas.

En el sur del Perú existen dos fallas activas: La Falla Incapuquio, localizada entre la Cordillera Occidental y el Piedemonte Pacífico y La Falla Chulibaya, ubicada en el departamento de Tacna, entre el Valle de Locumba y Curibaya. Se ha determinado que en la región de Tacna hay un gran silencio sísmico, por lo que las infraestructuras deben estar plenamente preparadas para un sismo de mayor intensidad a los que ya sucedieron.

Por estas razones la presente investigación realizará un estudio geotécnico a través de los métodos de campo directos e indirectos; mediante la realización de calicatas, realización de ensayos de laboratorio, realización del ensayo de Refracción Sísmica y la realización del ensayo de Medición de Ondas de Corte (MASW), para poder determinar así las propiedades físicas, químicas, mecánicas y dinámicas del suelo, la cual nos permitirá proponer una adecuada alternativa de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” ubicados en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, Tacna.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Pregunta general

¿En qué medida el estudio geotécnico a través de los métodos geofísicos de Refracción Sísmica y Medición de Ondas de Corte (MASW) influye en una adecuada alternativa de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa?

1.2.2. Pregunta específica

- ¿Cuáles son las propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.?
- ¿Cuáles son las propiedades dinámicas del suelo en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa?
- ¿Cuál es la adecuada alternativa de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa?

1.3. Justificación e importancia

En el sur del Perú hay un silencio sísmico y se espera un sismo de gran intensidad, que supere el sismo del 23 de junio de 2001, el cual tuvo una intensidad de 6.9 en la escala de Richter. Por lo tanto, se deben conocer las propiedades del suelo de manera que las estructuras estén bien diseñadas y preparadas para poder resistir un sismo de gran magnitud.

Se conoce que gran parte de las viviendas construidas en la ciudad de Tacna son resultado de construcciones informales, donde no intervienen profesionales en el proceso constructivo. Los propietarios prefieren restringir gastos en la contratación de un ingeniero y acuden a la asesoría de un maestro de obra.

De esta manera, el presente trabajo de investigación se justifica teniendo como propósito principal evaluar las características del terreno y poder conocer así sus propiedades físicas, químicas, mecánicas y dinámicas del suelo con la finalidad de proponer una adecuada alternativa de cimentación para futuras edificaciones, que beneficiará a la población de las de las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” ubicados en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar en qué medida el estudio geotécnico a través de los métodos geofísicos de Refracción Sísmica y Medición de Ondas de Corte (MASW) influye en una adecuada alternativa de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar las propiedades químicas, físicas y mecánicas del suelo en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.
- Determinar las propiedades dinámicas del suelo en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.
- Proponer la adecuada alternativa de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

El estudio geotécnico a través de los métodos geofísicos de Refracción Sísmica y Medición de Ondas de Corte (MASW) será una ayuda significativa para una adecuada propuesta de cimentación en las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial” en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

1.5.2. Hipótesis específicas

- Las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo son de un tipo de suelo GP, el cual presenta bajo contenidos de sulfatos.
- El suelo presenta las propiedades dinámicas del tipo de perfil de suelo S1 de acuerdo a la norma NTE E-0.30.
- La adecuada alternativa de cimentación está dada por zapatas aisladas y cimientos corridos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes nacionales

Los antecedentes a los que haremos referencia se realizaron en diversos contextos profesionales. Observándose que existe un gran interés por estudiar las características del suelo y las fallas que producirá a las edificaciones en la ciudad de Tacna.

INDECI (2004) realizó un estudio de mapas de peligros de la ciudad de Tacna debido al silencio sísmico que ocurre en la ciudad, hallando la clasificación SUCS y capacidades portantes tras ensayos *In situ* de sondajes de penetración estándar (SPT) en los distritos de la ciudad. De este modo, se encontró que el suelo del distrito de Pocollay tiene un SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos) de arenas limosas (SM) correspondiente a cenizas volcánicas y una capacidad portante mayor a 3 kg/cm^2 , en el distrito de Cercado y Gregorio Albarracín Lanchipa tiene un SUCS de gravas bien graduadas (GW) y pobremente graduadas respectivamente (GP) correspondiente a cenizas volcánicas y una capacidad portante mayor a 3 kg/cm^2 , en el distrito de Alto de la Alianza y Ciudad Nueva tiene una capacidad portante menor a 1 kg/cm^2 .

Cahuana (2009) realizó un estudio sobre el uso de los métodos sísmicos como herramienta versátil y económica en el campo de la geología y la geotecnia de suelos con fines de cimentación. Se analizó una muestra de 20,28 Ha en las asociaciones de viviendas: La Florida, San Pedro, Señor de los Milagros, Ramón Copaja y Corazón de Jesús, distrito Alto de la Alianza de Tacna, a través de los métodos geofísicos de refracción sísmica y refracción de microtemores; de este modo, se logró obtener un perfil geológico de la zona de estudio y por medio de la comparativa de las capacidades de carga tradicionales, y el método geofísico dando un resultado intermedio que puede ser aplicado a cualquier tipo de suelo. Finalmente, se concluyó que los métodos geofísicos dan un gran apoyo a la ingeniería en las propiedades del suelo que dependen de las ondas sísmicas, así, se halló que desde la Asociación “Los Milagros” hasta

“Ramón Copaja” es el área más estable, mientras que la asociación “La Florida” es el área más inestable con una capacidad portante menor a 94.73 KN/m^2 , por lo que no es recomendable la construcción de edificación incluso de un piso, pues el hacerlo genera costosas soluciones.

Huanacuni y Llanqui (2014) realizaron un estudio sobre las características dinámicas del suelo en la ciudad de Tacna, siendo esta muestra 1191.11 Km^2 de los distritos de Tacna, Alto de la Alianza (La Esperanza), Ciudad Nueva y Pocollay. Siendo ejecutado a través del método de MASW con 25 líneas de investigación. De este modo, los resultados demuestran la clasificación de perfiles por medio de la velocidad de onda promedio de corte a 30 m (V_{s30}) y sus propiedades elásticas por la relación de velocidad de ondas V_p y V_s , siendo representadas con mapas de isovalores.

Se encontró que las velocidades de ondas V_{s30} varían de 41.67 a 841.35 m/s, el módulo de elasticidad que varía de 4.715 a 41.316 Tn/m^2 , el módulo de corte que varía de 1.886 a 15.891 kg/cm^2 , siendo los valores menores en el parque de la Avenida N°1 en el distrito de Ciudad Nueva y los máximos en el parque El Profe, calle San Pedro en el distrito de Tacna, de este modo se halló el coeficiente de Poisson que varía de 0.25 - 0.30 siendo el menor en la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

Aya (2015) desarrolló un estudio en las asociaciones San Juan Bosco, San Fernando y San Cristóbal, asentadas en el cerro Intiorko, distrito Alto de la Alianza de Tacna, con el fin de averiguar si son aptos para la edificación de viviendas. Siendo esta muestra de 6 Ha, siendo realizado a través de un estudio de mecánica de suelos de 12 calicatas y un estudio geofísico en sondeo eléctrico vertical.

Todo ello proporcionó una microzonificación de la zona respecto a la capacidad portante y potencial de colapso, de esta forma, los resultados destacan que este tipo de suelo no es apto para la construcción de viviendas debido a la presencia de sales, y la baja capacidad portante de 0.92 kg/cm^2 para cimientos corridos y de 1.63 kg/cm^2 para zapatas. De este modo, la construcción de viviendas seguras significaría una costosa inversión.

Vargas (2017) desarrolló un estudio del problema de humedad en viviendas de albañilería del distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa de Tacna, con el fin de prevenir y reparar las viviendas afectadas por este problema. Se aplicó una encuesta a 167 habitantes y sus viviendas para obtener el diagnóstico del problema de humedad y sus síntomas. De esta forma, los resultados destacan que el problema se origina por el clima, tipo de suelo en la zona compuesto por sales solubles y una humedad relativa. Hasta 90% tenían falta de asesoría profesional especializada al momento de la construcción, siendo solo el 10% que recibieron la asesoría.

2.1.2. Antecedentes internacionales

Los antecedentes a los que haremos referencia se realizaron con diferentes propósitos. Observándose que existe un gran interés por estudiar los métodos geofísicos para obtener las propiedades dinámicas del suelo que solo estos métodos ofrecen.

Rosales (2001) estudió el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos de Cañaveralejo en Cali, Colombia a través del método geofísico de micro trepidaciones con el fin de dar un modelo que explique la manera como se transmite las ondas sísmicas en la zona de estudio. De esta manera, los resultados explican el comportamiento dinámico del suelo y sus efectos sobre edificaciones. El investigador recomienda utilizar otro método geofísico con el fin de obtener más profundidad de investigación y de este modo extender la microzonificación sísmica para otros terrenos en Cali.

Se obtuvo para las 4 zonas estudiadas la velocidad de onda predominante V_s , el periodo fundamental del suelo por el método de Nakamura y la profundidad de exploración. Siendo para la zona del colegio un V_s de 208, T_s de 0.5 s y una profundidad de 24 m, para la zona del Coliseo un V_s de 194, T_s de 1.1 s y una profundidad de 57 m, para la zona del Iglesia un V_s de 208, T_s de 1.8 s y una profundidad de 93 m, y para la zona de iglesia un V_s de 208, T_s igual a 1.7 s y una profundidad de 88 m.

Aguay y Dranichnikov (2012) realizaron un estudio comparativo de la capacidad portante con la geofísica y el método tradicional, se analizó la muestra en el río Maicito para la ampliación de un puente a través del método geofísico de refracción sísmica. De este modo, se obtuvo una capacidad de carga cercana a la obtenida por los métodos tradicionales de SPT y ensayo triaxial, siendo aceptable, confiable y recomendable para los cálculos de capacidades portantes para diferentes tipos de obras que con el tiempo se irá perfeccionando.

De este modo, el estudio determinó las capacidades portantes para los márgenes del río, para el margen izquierdo por el ensayo de penetración estándar un valor de 6.10 kg/cm^2 y del ensayo geofísico un valor de 6.90 kg/cm^2 , ambos resultados para una cimentación superficial a una profundidad de 6.5 m y para el margen derecho por el ensayo de penetración estándar un valor de 2.18 kg/cm^2 , por el ensayo triaxial un valor de 2.13 kg/cm^2 , y del ensayo geofísico un valor de 2.04 kg/cm^2 ; estos resultados sirven para una cimentación superficial a una profundidad de 5 m.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Estudio Geotécnico

El estudio geotécnico es el conocimiento de la naturaleza y propiedades del terreno, que, dependiendo de su procedimiento, se divide en dos tipos: con el fin de evaluación geotécnica o para la construcción que debe efectuarse antes de una construcción, determinando las condiciones y tipo de cimentación (Rodríguez, Serra y Oteo, 1989).

Alonso (2005) esboza que el proyecto geotécnico, en especial los proyectos de obras y estructuras tenían que cumplir dos condiciones esenciales: Primero, el propósito de la obra es garantizar su estabilidad, y segundo, que sean aptas las deformaciones o movimientos en servicio. En particular, Alonso considera que la primera condición nos traslada al estudio de los criterios de rotura, de esta manera mantenemos alejado el proyecto del colapso, y el concepto de Factor de Seguridad que se precisa en esta separación. Por otra parte, la segunda condición nos solicita el concepto de la "rigidez" frente a las cargas, pese a que el suelo

sufre otras transformaciones iniciales como consecuencia de la realización del proyecto.

Por lo tanto, el estudio geotécnico nos dará los datos necesarios para realizar un diseño de cimentación adecuado. En la figura 1, se muestra los procedimientos que se realizan en el sitio de estudio para obtener los parámetros geotécnicos.

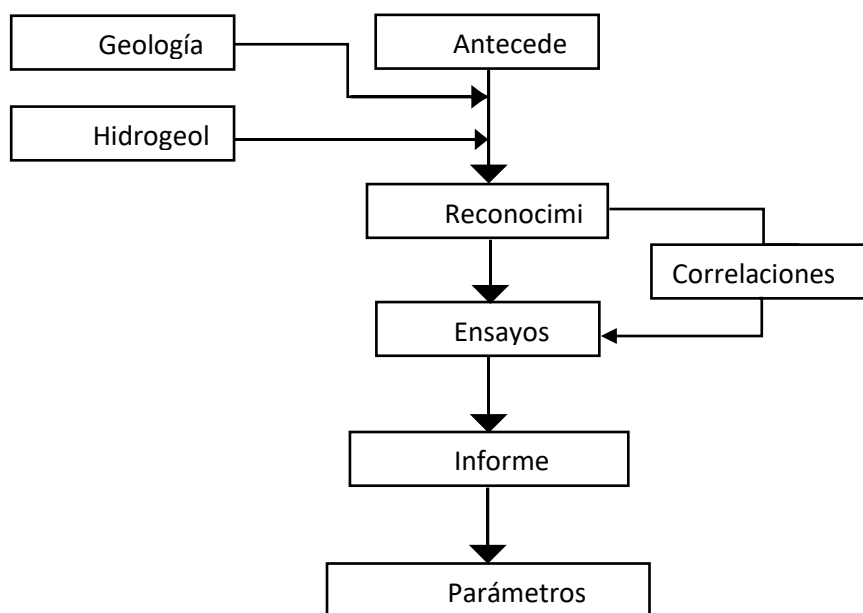


Figura 1. Esquema del estudio geotécnico por (Rodríguez et al., 1989)

2.2.2. Suelo

El suelo es el producto de la mezcla de la desintegración física, la descomposición química de las rocas, material rocoso con la materia orgánica junto con el líquido y gas que ocupa los espacios vacíos entre las partículas sólidas (Das ,2006).

De esta forma, se utiliza como soporte de las cimentaciones estructurales en los proyectos.

PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO

▪ Granulometría

El análisis de la granulometría nos brinda la relación de cada material que posee un suelo. De este modo, hay 2 formas de análisis, el procedimiento seco de tamaños superiores a 0,075 mm y la

granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro para tamaños iguales o inferiores a 0,075 mm (Gonzales de Vallejo,2005).

- Densidad relativa

La densidad relativa es la determinación de la concentración de sólidos que desarrollan las arenas y gravas. De esta manera, se halla los parámetros de la densidad máxima como el mayor contenido posible de sólidos en un volumen dado y la densidad mínima como el menor contenido posible de sólidos en un volumen dado (Gonzales de Vallejo,2005).De este modo, con estos parámetros hallamos la densidad relativa que se puede expresar en términos de peso específico seco máximo y mínimo.

$$Dr(\%) = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{min}}{\gamma_{min} - \gamma_{max}} \right) * \frac{\gamma_{max}}{\gamma_d} * 100 \quad (1)$$

Donde:

γ_d = Densidad seca natural o in situ del suelo

γ_{max} = Densidad seca en el estado más denso

γ_{min} = Densidad seca en el estado más suelto

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

- Angulo de fricción Interna

El ángulo de fricción máximo es una sumatoria de varios acontecimientos producidos durante la aplicación del corte.(Mitchell, 1993) esboza que la fricción interna o la resistencia al deslizamiento entre partículas, frecuentemente se estima constante y aporta a la mitad o más de la resistencia máxima.

- Cohesión

La cohesión del suelo es la fuerza a causa de la atracción molecular, de este modo el suelo la presenta por la ausencia de compresión en él. De esta forma, comprobar su valor y existencia es difícil, ya que la proyección de la envolvente de falla en el esfuerzo igual a cero es incierta, a menos que los ensayos sean realizados a presiones de confinamiento menores a 1kg/cm² (Mitchell, 1993).

PROPIEDADES QUÍMICAS DEL SUELO

✓ Sulfato

El sulfato es el resultado de uno de los tipos de oxidación del azufre, de este modo, se pueden presentar en las arenas como material de aporte, rocas carbonatadas de origen sedimentario y en las aguas subterráneas es considerable en los terrenos arcillosos.

✓ Cloruro

Son elementos con uno o varios átomos de cloro que puede generar sales de carácter básico o ácidos. De esta manera, se generan de la Degradación de restos orgánicos, aportaciones realizadas por las lluvias y descomposición de la roca madre, principalmente de las rocas ígneas.

✓ Sólidos solubles totales

Según (MTC E 219), explica que los sólidos solubles totales es el contenido de sulfatos y cloruros solubles en agua.

De esta forma, Los sulfatos atacan el concreto pues reaccionan con los compuestos hidratados en la pasta de cemento hidratada.

De este modo, la presencia de cloruros en los suelos es el factor que provoca la corrosión del acero de refuerzo existente dentro del concreto, este proceso se origina por la presencia exclusiva de oxígeno y humedad en las proximidades de las barras, pero la existencia de cloruros libres en el medio que las rodea es un desencadenante del proceso.

2.2.3. Cimentación

La cimentación es el elemento estructural que sirve para que las cargas de la estructura, que se concentran en las columnas y muros, se transfieran al suelo; de esta manera, las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura. (Crespo, 2004). El propósito de la cimentación es dar el equilibrio conveniente entre el suelo y la estructura con el fin de evitar fallas en éste y sus colindantes.

TIPOS DE CIMENTACIÓN

Por su forma de trabajo las cimentaciones se clasifican en cimentación superficial y cimentación profunda. En la figura 2, se muestra los tipos de cimentación que serán tratados a continuación.

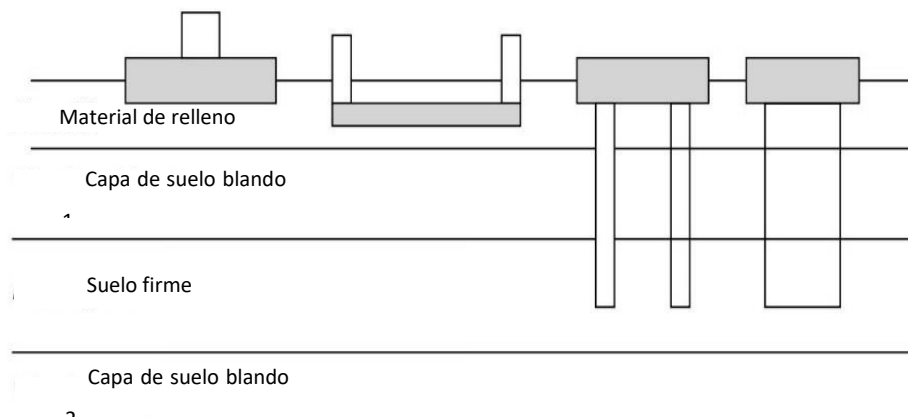


Figura 2. Tipos de cimentación por (Rajapakse ,2008)

➤ Cimentación directa (superficial)

La cimentación directa o superficial es donde los elementos verticales de la superestructura se extienden hasta llegar en contacto con esta, de este modo se transfieren al suelo los esfuerzos unitarios, con el propósito de reducirlos y sufren una expansión de su sección transversal. De este tipo son: las zapatas aisladas, las zapatas conectadas, las zapatas ligadas, cimentaciones por travesaños y las losas de cimentación (Crespo, 2004).

Esto indica que la cimentación directa o superficial es un elemento que nos ayudará a controlar las deformaciones excesivas de la estructura para que no afecten su funcionalidad. En la figura 3, se muestra las diferentes configuraciones de la cimentación superficial.

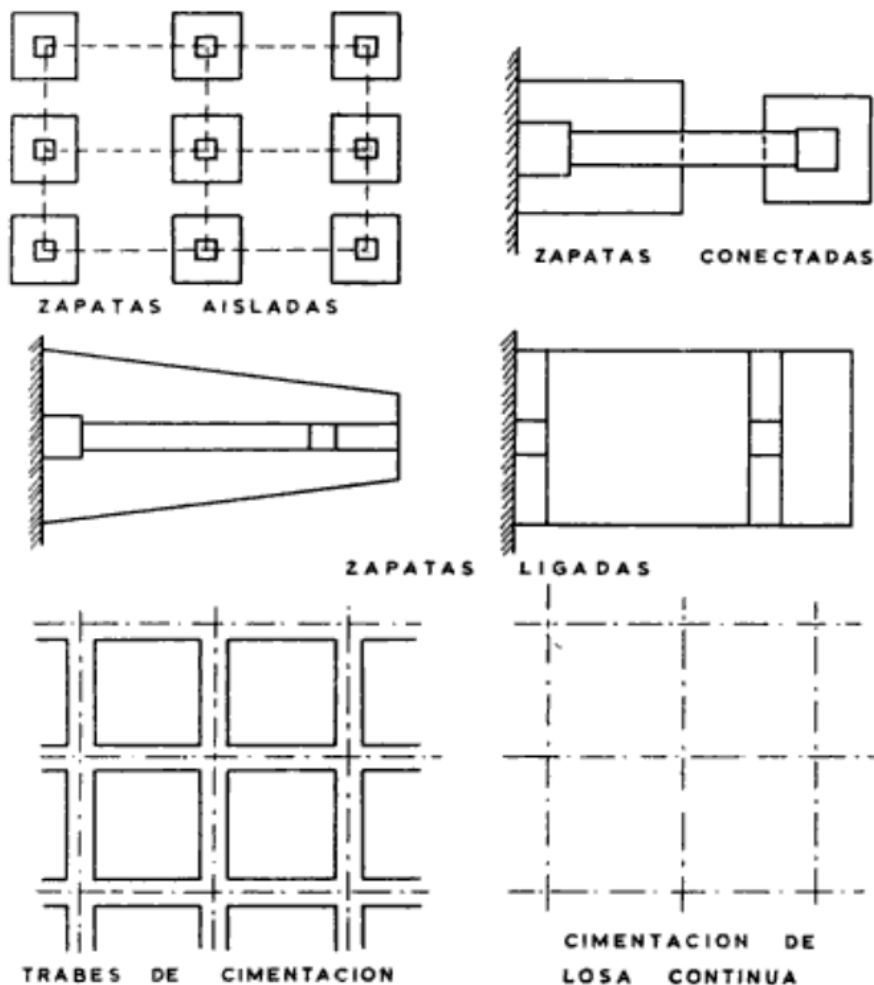


Figura 3. Tipos de cimentación superficial por (Crespo, 2004)

➤ Cimentación indirecta (profunda)

Crespo (2004) explica que la cimentación indirecta o profunda se realiza por medio de elementos como los pilotes, cilindros y cajones de cimentación, de este modo se resuelve la transferencia de carga, pese a que el suelo apto y resistente se localice a gran profundidad. En la figura 4, se observa la configuración de las cimentaciones profundas.

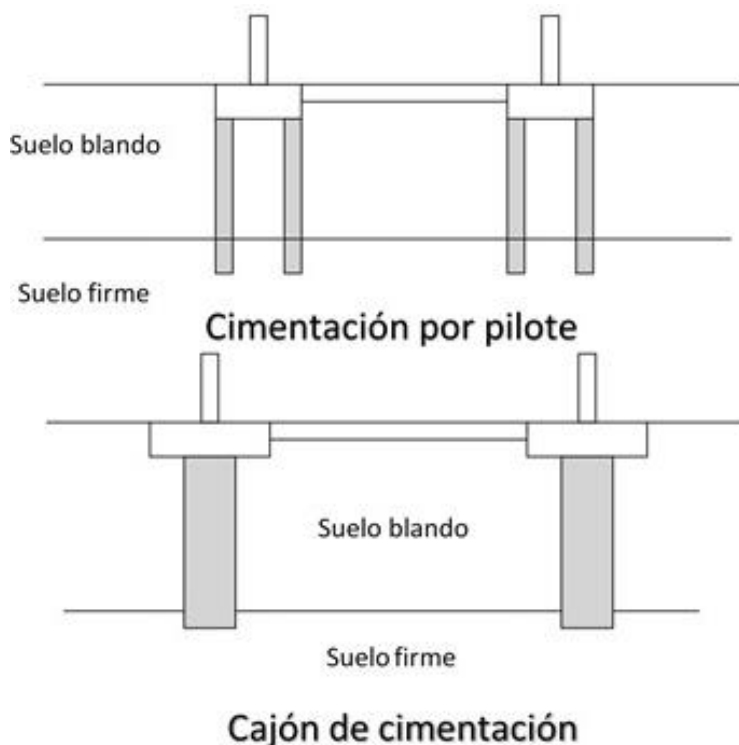


Figura 4. Tipos de cimentación profunda por (Rajapakse ,2008)

2.2.4. Capacidad de carga

Según la Norma Técnica (NTE) E.050 (2006) propone la siguiente definición de la capacidad de carga como: La presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna (f) igual a cero. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión (c) igual a cero (art.15). Por lo tanto, la capacidad de carga es la resistencia que brinda el suelo a la deformación requerida por los esfuerzos de fricción y cohesión.

Aguay y Dranichnikov (2012) señalan que la capacidad portante es la cualidad de resistir las cargas que se aplican al suelo. Entonces, la capacidad portante es la mayor tensión media en relación de la cimentación y el suelo. De este modo, no se producirá una falla portante del suelo o un asentamiento diferencial exagerado. Esto indica que la capacidad portante admisible se fundamenta en estos principios:

- Primero, que la capacidad portante se considera carga de hundimiento si el propósito del suelo de cimentación es resistir una definida tensión independiente de la deformación.
- Segundo, que su cálculo se realizará con los criterios de asiento admisible como consecuencia de la búsqueda del equilibrio entre la tensión suministrada al suelo y la deformación sufrida por este.

GENERALIDADES SOBRE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA

Los factores que deben tenerse en cuenta para determinar la capacidad portante de las cimentaciones superficiales son numerosos y variadas (Laura, 2016). En los métodos de cálculo se distinguen entre:

- ✓ La forma de las cimentaciones.
- ✓ La inclinación del suelo o de la cimentación.
- ✓ La geometría y las propiedades mecánicas del suelo.
- ✓ Las condiciones de contacto entre el cimiento y el suelo.
- ✓ Las características de la carga aplicada.
- ✓ La influencia del agua.

TEORÍAS DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Juárez y Rico (1973) Explica que, las teorías realizadas muestran sus principios en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos definiendo modelos matemáticos. Asimismo, la observación y el empirismo interpretan un rol fundamental en las recientes teorías. En este sentido, se considera que todas las teorías matemáticas se originan en la solución de Prandtl. Finalmente, las diversas teorías de capacidad de carga resuelven los problemas en suelos cohesivos o friccionantes y, algunas de ellas, en el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

TEORÍA DE TERZAGHI

Das (2006) sostiene que para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos se utiliza frecuentemente la teoría de Terzaghi ya que su enfoque se basa en los casos de suelos con cohesión y fricción.

Por lo tanto, la teoría se lleva a cabo en un tipo de cimentación donde el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante (D_f). Asimismo, se despreja la resistencia al esfuerzo cortante (τ) producido en la parte superior de la cimentación. Posteriormente hallamos la equivalencia del suelo por encima del nivel de desplante como una sobrecarga (q).

De igual forma, la correlación del fondo de la cimentación y el efecto del suelo genera una sobrecarga efectiva equivalente al producto del peso específico del suelo por la profundidad de cimentación. Finalmente, la cimentación experimenta debajo de ésta una zona de falla que puede separarse en tres partes:

La primera, que por debajo de la cimentación inminentemente surge la zona "ACD". La segunda, a manera de arcos de una espiral logarítmica las curvas "DE" y "DF" aparecen en las zonas de corte radiales "ADF" y "CDE". La tercera, dos zonas triangulares surgen "AFH" y "CEG" denominadas zonas pasivas de Rankine. De este modo, se puede emplear una ecuación de equilibrio quedando en evidencia que los ángulos "CAD" y "ACD" son iguales al ángulo de fricción del suelo (ϕ). La cual se observa en la figura 5.

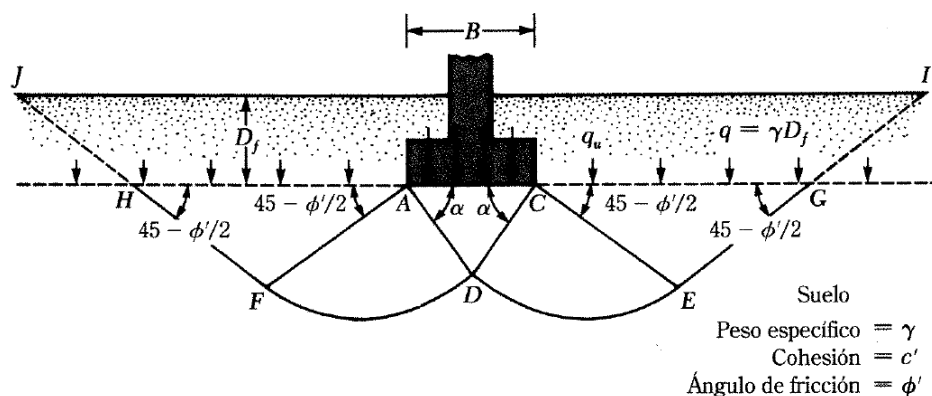


Figura 5. Falla por capacidad de carga de un cimiento corrido por (Das, 2006)

Por lo tanto, esta teoría determina la capacidad de carga última con las siguientes fórmulas:

PARA CIMIENTOS CORRIDOS

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

PARA ZAPATAS CUADRADAS

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (3)$$

PARA CIMIENTOS CIRCULARES

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (4)$$

Donde:

c = Cohesión del suelo de cimentación

γ = Peso específico

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Donde los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción ϕ' quedan expresados:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (5)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan \phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (6)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi'}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \quad (7)$$

Donde: $K_{p\gamma}$ = Coeficiente de empuje pasivo

En la tabla 1, se muestra los valores de los factores de capacidad de carga con distintos ángulos de fricción hallados por Terzaghi con el coeficiente pasivo.

Tabla 1.

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1 072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aSegún Kumbhojkar (1993)

Nota: Tomado de (Das, 2006)

Posteriormente, Terzaghi recomendó que las cimentaciones que sufren la falla por corte local se calculen con las siguientes formulas:

PARA CIMIENTOS CORRIDOS

$$:q_u = \frac{2}{3}cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (8)$$

PARA ZAPATAS CUADRADAS

$$q_u = 0.867cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (9)$$

PARA CIMIENTO CIRCULAR

$$q_u = 0.867cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (10)$$

De esta forma, los factores de carga serán calculados con el cambio del ángulo de fricción ϕ' por $\phi'' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi')$. Juárez y Rico (1973) esboza que en la teoría de Terzagui todas las fórmulas solo son efectivas para cimientos que no sufren excentricidad, de este modo, la teoría se emplea en suelos puramente cohesivos donde los factores de capacidad de carga son:

$$N_c = 5.7 \quad (11)$$

$$N_q = 1 \quad (12)$$

$$N_\gamma = 0 \quad (13)$$

Asimismo, la capacidad de carga última para suelos puramente cohesivos será:

$$q_u = 5.7c(1 + 0.3\frac{B}{L}) + \gamma D_\gamma \quad (14)$$

Por lo tanto, los cimientos corridos se calcularán con el factor $B/L=0$ y para zapatas cuadradas $B/L=1$.

TEORÍA DE SKEMPTON

Juárez y Rico (1973) explica que la Teoría de Skempton, sugiere una expresión de diseño absolutamente análoga a la de Terzaghi con respecto a la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos. De este modo, demuestra que la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato firme (D) conforme se incrementa hasta un valor límite para $D/B > 4$ varía el valor de N_c . En la figura 6, se muestra la diferencia de los factores D y D_f para emplear la Teoría de Skempton, la cual influencia en el factor N_c para los suelos cohesivos.

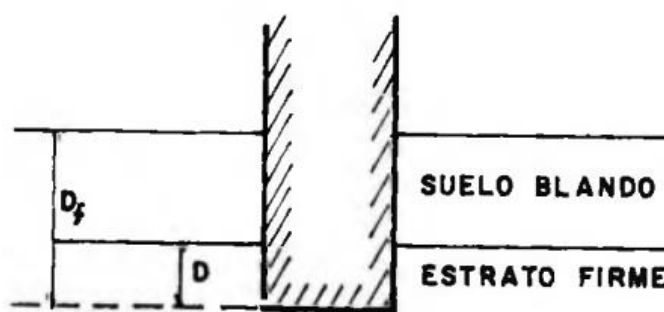


Figura 6. Diferencia entre D y D_f por (Juárez y Rico, 1973)

De esta manera, la Teoría de Skempton propone la siguiente fórmula:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \quad (15)$$

Juárez y Rico (1973) explican que de acuerdo a la teoría mencionada. El cálculo de la capacidad de carga última y el valor de N_c dependerá de la variación de D/B , de este modo varía con la Teoría i en la cual es 5.7 para suelos puramente cohesivos. En la figura 7, se observa el cambio de N_c según la relación D/B en las distintas configuraciones del cimiento.

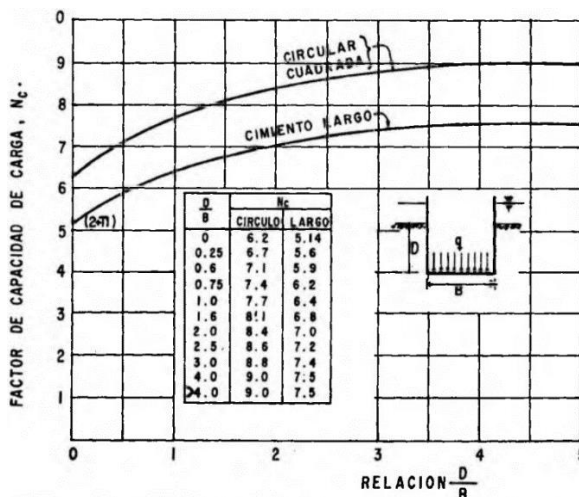


Figura 7. Valores de N_c según Skempton por (Juárez y Rico, 1973)

TEORÍA DE MEYERHOF

Juárez y Rico (1973) menciona que Meyerhof con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes, trató de cubrir la deficiencia que esboza la Teoría de Terzaghi, el cual desprecia la resistencia al esfuerzo cortante producido en la parte superior de la cimentación. Esto indica que se utiliza a manera de una sobrecarga perfectamente flexible, de este modo no puedan propagarse superficies de deslizamiento o efectuarse la resistencia al esfuerzo cortante.

Así, la Teoría de Meyerhof sí la considera, mas no soluciona el problema con completo rigor científico. Esta teoría debe aplicarse para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en arenas y grava.

Asimismo, la Teoría de Meyerhof propone la siguiente fórmula para la capacidad última de carga para un cimiento corrido:

$$q_u = cN_c + \gamma D_\gamma N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (16)$$

De este modo, los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ serán:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (17)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (18)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (19)$$

De esta forma, para cimientos cuadrados y circulares el cálculo de capacidad de carga quedará de la siguiente manera:

$$q_u = cN_c s_c d_c + \gamma D_\gamma N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (20)$$

De igual forma, la Teoría de Meyerhof para cargas inclinadas aplicadas sobre la cimentación propone las siguientes fórmulas:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + \gamma D_\gamma N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (21)$$

Donde:

s_c, s_q, s_γ = Factores de forma.

d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad.

i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación.

Asimismo, Meyerhof esboza que el ángulo producido por la inclinación debe ser menor al ángulo de fricción, de igual forma sugiere cuando el ángulo de fricción sea obtenido por el ensayo triaxial debe ser modificado quedando:

$$\phi_{ps} = \left(1.1 - 0.1 \cdot \frac{B}{L} \right) \phi_{triaxial} \quad (22)$$

Finalmente, los factores de forma, profundidad e inclinación dependerán de un nuevo factor K_p que será:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (23)$$

En la Tabla 2, se muestra los factores de carga obtenidos según la Teoría de Meyerhof para los distintos ángulos de fricción:

Tabla 2

Factores de capacidad de carga para diferentes ángulos

ϕ	Nq	Nc	Ng	ϕ	Nq	Nc	Ng
0	1.000	5.142	0.000	26	11.854	22.254	8.002
2	1.197	5.632	0.010	28	14.720	25.803	11.190
4	1.433	6.185	0.042	30	18.401	30.140	15.668
6	1.716	6.813	0.106	32	23.177	35.490	22.022
8	2.058	7.527	0.209	34	29.440	42.164	31.146
10	2.471	8.345	0.367	36	37.752	50.585	44.426
12	2.974	9.285	0.596	38	48.933	61.352	64.074
14	3.586	10.370	0.921	40	64.195	75.313	93.691
16	4.335	11.631	1.375	42	85.374	93.706	139.317
18	5.258	13.104	2.003	44	115.308	118.369	211.408
20	6.399	14.835	2.871	46	158.502	152.098	328.731
22	7.821	16.883	4.066	48	222.300	199.259	526.451
24	9.603	19.324	5.716	50	319.057	266.882	873.855

En la Tabla 3, se observa las fórmulas que propone la Teoría de Meyerhof para los distintos factores de capacidad.

Tabla 3

Factores de forma, profundidad e inclinación según Meyerhof

Factores	Formula	Para
Forma:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	cualquier \emptyset
	$s_q = s_\gamma$	
	$= 1 + 0.1K_p \cdot \frac{B}{L}$	$\emptyset > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\emptyset = 0$
Profundidad:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	cualquier \emptyset
	$d_q = d_\gamma$	
	$= 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\emptyset > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\emptyset = 0$
Inclinación:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	cualquier \emptyset
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\emptyset^\circ}\right)^2$	$\emptyset > 10^\circ$
	$i_\gamma = 0$ para $\theta^\circ > 0$	$\emptyset = 0$

Nota: Tomado de (Bowles, 1997)

2.2.5. Asentamiento

Day (2000) sostiene que el asentamiento es el desplazamiento permanente en dirección vertical que sufre una fundación. Los suelos sufren mayores deformaciones frente a cargas por ser elementos parcialmente blandos comparados con el concreto o el acero. De este modo, las deformaciones exageradas causarán graves daños a la estructura, es esencial controlar las deformaciones dentro de límites tolerables (Rodríguez et al., 1989).

TIPOS DE ASENTAMIENTOS

Desde el punto de vista del comportamiento de los materiales, los asentamientos totales pueden dividirse en tres componentes:

ASENTAMIENTO INMEDIATO O INSTANTÁNEO

El asentamiento inmediato o instantáneo se obtiene casi coexistentemente con la aplicación de la carga. Frente a las arcillas saturadas compete deformaciones de corte sin drenaje, como consecuencia a un volumen constante ($v=0.5$), este tipo de asentamiento lo experimentan principalmente las rocas y suelos arenosos compactos (Rodríguez et al., 1989). En la figura 8, se muestra el esfuerzo ($\Delta\sigma_1$) aplicado al suelo produciendo un exceso de presión de agua de poros y produciendo un aumento en el esfuerzo ($\Delta\sigma_3$).

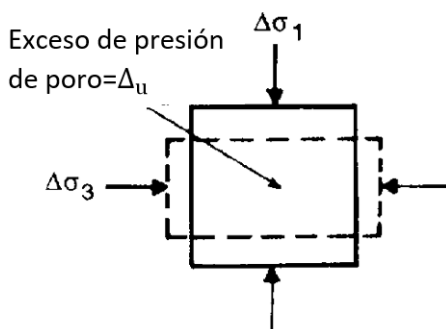


Figura 8. Asentamiento inmediato por (Smith & Smith, 1998)

ASENTAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN

El asentamiento de consolidación es el efecto que generarán a través del tiempo las deformaciones volumétricas, de este modo se reducen los poros del suelo y se disipa las presiones transmitidas por el drenaje al agua intersticial mediante la carga. De esta manera peculiar se comportan las arcillas saturadas (Rodríguez et al., 1989). En la figura 9, se muestra el asentamiento de consolidación a través de los esfuerzos ($\Delta\sigma_1'$) y ($\Delta\sigma_3'$) aplicados al suelo generando el drenaje de agua.

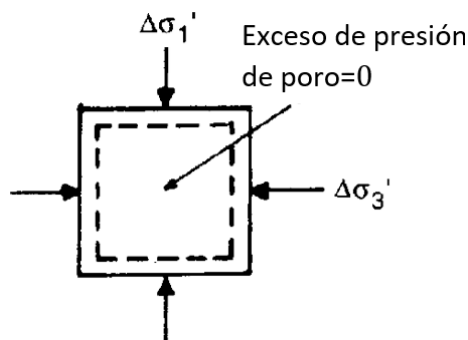


Figura 9. Asentamiento de consolidación por (Smith & Smith, 1998)

ASENTAMIENTO DE FLUENCIA LENTA (CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA)

El asentamiento de fluencia lenta o consolidación secundaria se genera por la fluencia viscosa de los contactos entre las partículas de suelo, las presiones efectivas no sufren variación y ocurre en ciertos suelos después del asentamiento de consolidación (Rodríguez et al., 1989).

De esta manera, los asentamientos en estos tres tipos son peculiares en las arcillas y limos plásticos saturados, aunque en otros casos los asentamientos son muy rápidos y de tipo predominante, este es el caso de suelos no saturados o de arenas o suelos granulares en los que las sobrepresiones intersticiales se disipan casi instantáneamente (Rodríguez et al., 1989). La acción conjunta de estos factores ocasiona asentamientos cuya configuración de deformación es distinta.

ASENTAMIENTO UNIFORME

El asentamiento uniforme es la igualdad de deformación vertical de la estructura y el suelo. Entonces las instalaciones de servicio tales como: tuberías, líneas eléctricas y telefónicas, entre otras, experimentan daños. Asimismo, se produce un relevante efecto en la funcionalidad de la obra civil y de igual forma inconvenientes estéticos por el hundimiento de la edificación. Esto indica que el asentamiento uniforme depende de la compresibilidad del medio soportante y los niveles de esfuerzos globales contribuidos por la estructura (Mata, 2005).

En la figura 10, se observa el descenso de la edificación que por lo regular no causa falla estructural, la cual es el asentamiento uniforme.

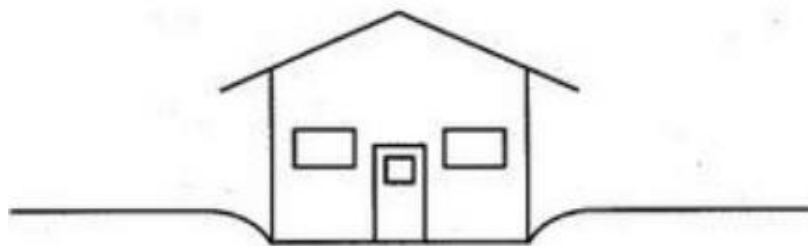


Figura 10. Asentamiento uniforme por (Coduto, 2001)

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL

El asentamiento diferencial ocasiona daños estructurales exigidos por la deformación relativa en medio de dos cimientos. De este modo se relaciona con las posibles variaciones en las características de deformabilidad del suelo de fundación, de manera particular con la distribución y la rigidez de la estructura (Mata, 2005). En la figura 11, se observa el asentamiento diferencial que sufre la edificación.



Figura 11. Asentamiento diferencial por (Coduto, 2001)

DISTORSIÓN ANGULAR

La distorsión angular se interpreta como la fuerza de momento que tiende a voltear la estructura, en este sentido se considera las deformaciones diferenciales en la masa del suelo a causa de la rigidez de la estructura de cimentación. El propósito en este tipo de asentamiento es debido a la configuración de cargas transferidas al suelo a través de la estructura de cimentación y la capacidad de deformación de los estratos (Mata, 2005).

En la figura 12, se observa el asentamiento de distorsión angular que sufre la edificación.

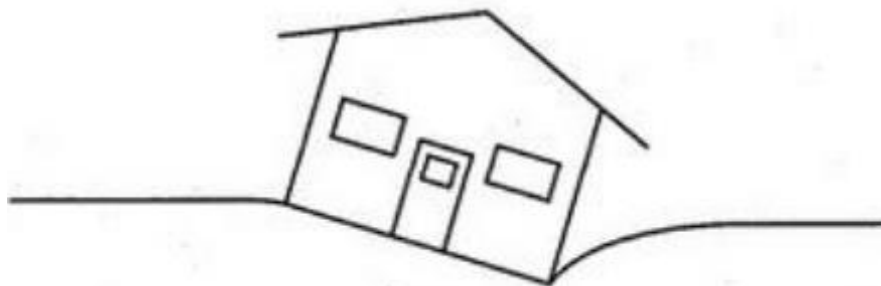


Figura 12. Distorsión angular por (Coduto, 2001)

2.2.6. Métodos geofísicos

Los métodos geofísicos de prospección han ayudado al progreso de las geociencias y resultan muy necesarios en su estudio. Proporcionando así interpretaciones globales referidas a cualquier fenómeno geológico en lo que respecta al carácter prospectivo para la geotecnia; esto indica que la integración de los diferentes métodos geofísicos en el ámbito de la investigación, como parte de las técnicas del reconocimiento geotécnico, determinan las propiedades geológico-geotécnicas de un terreno (Aguay y Dranichnikov, 2012). Estos métodos representan una herramienta indispensable en la exploración de suelos y pueden ser clasificados como:

REFRACCIÓN SÍSMICA

El ensayo de refracción sísmica es el método de prospección más tradicional de la geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta. De esta manera, la obtención de interfaces de medios con propiedades físicas diferentes a través de la refracción se basa por el fundamento del tiempo de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) que se producen por una fuente impulsiva a unos puntos colocados a distancias conocidas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno.

De este modo, conseguimos las velocidades a las cuales la onda sísmica se propaga a través de ellos, de igual forma se logra un perfil en profundidad de la distribución geométrica de los diferentes refractores.

Por lo tanto, se obtienen estos resultados por medio del estudio de los tiempos de viaje bajo ciertas hipótesis definidas, y siguiendo las leyes de propagación de onda (Redpath, 1973).

Asimismo, la energía emitida en forma de ondas elásticas será detectada, amplificada y registrada por el equipo especial de grabación del sismógrafo con el fin de definir los tiempos de arribo. De esta forma, el dispositivo de arranque o *tigger* origina el tiempo cero o inicio de la grabación que acciona el sistema de adquisición de datos al efectuar el momento de la explosión. Entonces el tiempo de viaje o diferencia de tiempo cero y tiempo de arribo proporciona la información del tiempo de propagación de la onda y su distancia desde la fuente hasta el lugar de registro.

La información obtenida la convertiremos al formato de variaciones de velocidades de propagación de ondas p con profundidad, o sismogramas (Redpath, 1973). En la figura 13, se muestra el procedimiento general de la realización del ensayo de refracción sísmica y los implementos que se utilizan en este ensayo.

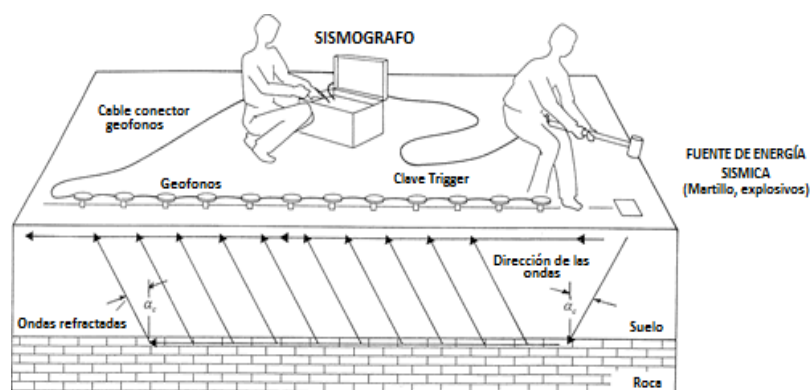


Figura 13. Esquema de ensayo de refracción sísmica por (ASTM-D5777, 2011)

EL ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW)

Según Park, C.B., Miller, R.D., & Xia, J., (1999), explican que el Análisis Multicanal de Ondas Superficiales o MASW es un método de exploración geofísica no destructivo que se encarga de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) en las frecuencias más bajas, y determina la velocidad

de onda de corte (V_s) que se relaciona con el módulo de corte (G) siendo directamente relacionado a la rigidez de un material. Por lo tanto, el método utiliza una fuente sísmica activa que produce los modos fundamentales de la dispersión de las ondas Rayleigh a lo largo de la superficie hasta los receptores situados a distancias determinadas, es así como estudia y emplea las propiedades de dispersión para el propósito de perfiles en profundidad de velocidad de Ondas V_s . Así, el método MASW permite obtener perfiles de ondas V_s hasta profundidades de 10 a 30 m, pero con variación del sitio y de la fuente.

Esto indica que los perfiles sísmicos del terreno se precisan del método de inversión por las curvas de dispersión, por medio de las ondas Rayleigh que se propagan en un medio de espacio homogéneo consiguiendo una velocidad de fase, la cual varía entre un 90 y 95% del valor de la velocidad de onda de corte (V_s) (Hayashi, 2008). Por lo tanto, los datos multicanal admiten el reconocimiento y rechazo en los modos no fundamentales de las ondas Rayleigh y otros ruidos del análisis. Asimismo, los registros otorgan una redundancia estadística para determinar las velocidades de fase, que se obtienen a través de 12 o más geófonos en distancias cortas de 1 a 2 m y largas de 50 a 100 m desde una fuente impulsiva o vibratoria. (Louie, 2001).

Según Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J., & Ivanov, J., (2007), el método de MASW depende de tres pasos: primero, la adquisición del registro multicanal; segundo, la obtención de una curva de dispersión por cada registro; tercero, invirtiendo estas curvas se obtendrá el perfil 1D de velocidad de Ondas V_s en profundidad, de modo que se realice un adecuado esquema de interpolación que conseguirá un mapa 2D de superficie y profundidad.

En la Figura 14, se observa el procedimiento general del MASW que se realizó en el presente proyecto, comenzando con el esquema del método y adquisición de datos multicanal, posteriormente se analiza la dispersión de ondas para ser invertidos en un perfil V_s de 1D.

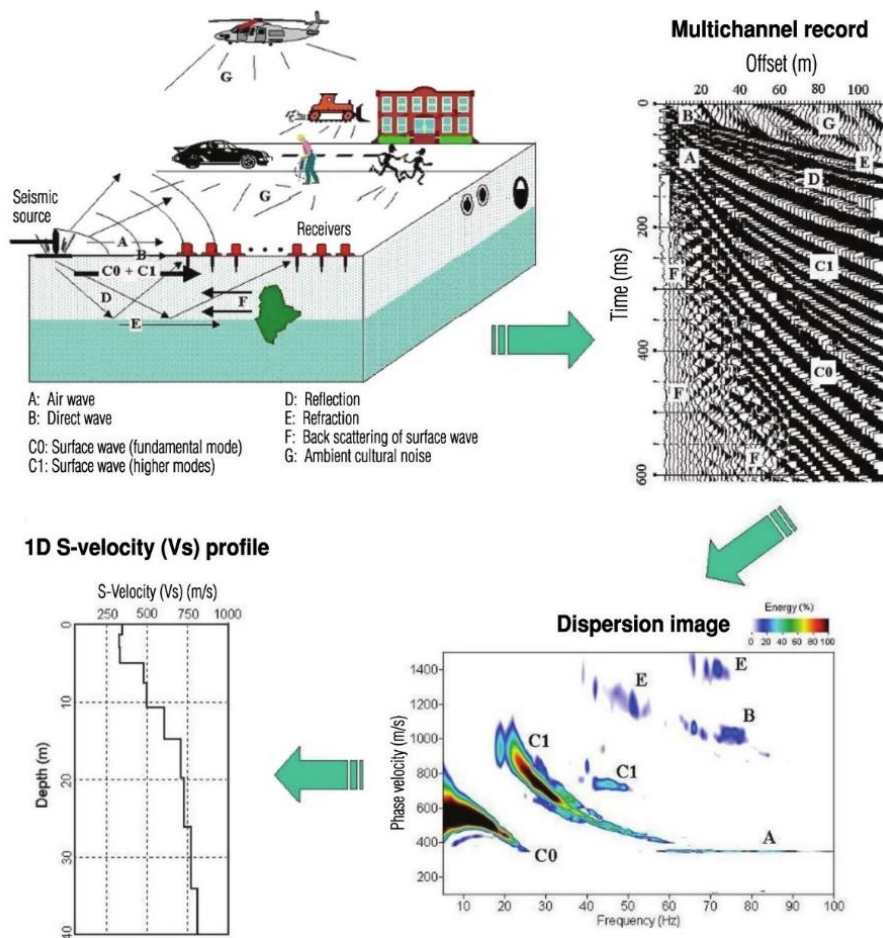


Figura 14. Procedimiento general del MASW por (Park et al., 2007)

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

Los métodos geofísicos permiten obtener las velocidades de onda V_p y V_s del suelo, de este modo se puede calcular las propiedades dinámicas del suelo a través de la relación de las velocidades de onda y las constantes elásticas las cuales son:

$$V_p = \sqrt{\frac{R + \frac{4}{3}G}{\rho}} \tag{24}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{25}$$

Donde:

G = Modulo de cizalla (Rigidez),

K = Modulo de volumen de incompresibilidad volumétrica

ρ = densidad

De esta forma, la densidad del suelo estimada de forma empírica usando la velocidad de onda V_p será:

$$\rho = \rho_o + 0.002V_p \quad (26)$$

Dónde:

ρ = peso unitario (KN/m³).

V_p = Velocidad de la Onda P en m/seg.

ρ_o = el peso unitario de referencia (KN/m³).

Los valores de ρ_o dependen del tipo de material.

$\rho_o = 16$ para material suelto de arenas, limos o arcillas.

$\rho_o = 17$ para arena densa y grava.

$\rho_o = 18$ para calizas, lutitas, conglomerados.

$\rho_o = 20$ para arenisca craquelada, tobas, esquistos.

$\rho_o = 24$ para rocas duras.

Los parámetros elásticos del suelo a partir de las velocidades de onda V_p y V_s serán:

MÓDULO O RELACIÓN DE POISSON (μ)

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (27)$$

MÓDULO DE CIZALLADURA O RIGIDEZ (G)

$$G = \rho V_s^2 \quad (28)$$

MÓDULO DE YOUNG (E)

$$E = 2G(1 + \mu) \quad (29)$$

MÓDULO DE BULK (K)

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (30)$$

CONDICIONES GEOTÉCNICAS POR MEDIO DE LAS VELOCIDADES ONDAS VP Y VS

La clasificación y otras propiedades de los suelos de acuerdo a las velocidades de ondas Vp y Vs en este estudio serán evaluadas de la siguiente forma.

RIPABILIDAD O EXCAVABILIDAD DE LOS SUELOS

El término ripabilidad describe el criterio que un macizo roco puede ser excavado por medios mecánicos sin el uso de explosivos. De este modo, la velocidad sísmica de propagación de las ondas de compresión (Ondas Vp) es el parámetro más representativo para la ripabilidad del terreno. De esta manera, Caterpillar publica tablas de ripabilidad para los distintos modelos de tractores a través de la velocidad de onda Vp (Rodríguez, 2001).

En la Tabla 4, se muestra para un modelo de bulldozer D-9 la ripabilidad de acuerdo a las velocidades de onda Vp.

Tabla 4

Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de ripabilidad

Vp (ms)	CALIDAD DE MATERIAL
Menor a 600	Materiales sueltos
600 - 1300	Ripado fácil
1300 - 1700	Ripado normal
1700 - 1850	Ripado duro
Mayores a 1875	No son ripables (Voladura)

Nota: Tomado de (Rodríguez, 2001)

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN LA VELOCIDAD DE ONDAS VP

La norma técnica ASTM-D5777 (2011) relaciona las velocidades de ondas primarias con distintos tipos de materiales, como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5

Velocidades de onda Vp para distintos materiales

DESCRIPCION	Vp (m/s)
Suelo intemperizado	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
Esquisto	2750 - 4270
Tiza	1830 - 3960
Caliza	2134 - 6100
Granito	4575 - 5800
Roca metamórfica	3050 - 7000

Nota: Tomado de (ASTM-D5777, 2011)

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN VS₃₀

Según las Normas de la IBC (Internacional Building Code) la VS₃₀ se obtiene del promedio de los valores de Vs para los 30 m más superficiales del terreno (VS₃₀), constituye un parámetro para la clasificación de suelos.

$$V_{s30} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (31)$$

Donde:

VS₃₀ = Velocidad promedio de onda en los 30m superficiales

H = Profundidad total de sondaje

hi = Espesor de estrato(i)

Vsi = Velocidad de onda de corte superficial del estrato (i)

De acuerdo con la norma técnica E.030 (2018), la clasificación del tipo de suelo se realiza tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte VS30. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelos medidos desde el nivel del fondo de cimentación, distinguiéndose así 5 tipos de suelos:

- **Perfil Tipo S0:** Roca Dura, a este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte VS30 mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de VS30.

- **Perfil Tipo S1:** Roca o Suelos Muy Rígidos. A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte VS30, entre 500 y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
 - Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm^2).
 - Arena muy densa o grava arenosa densa, con Nspt 60 mayor que 50.
 - Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m).

- **Perfil Tipo S2:** Suelos Intermedios, a este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte VS30, entre 180 y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
 - Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa.
 - Suelo cohesivo compacto, y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas respecto a la profundidad.

- **Perfil Tipo S3:** Suelos Blandos, corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte VS30 menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
 - Arena media a fina, o grava arenosa.
 - Suelo cohesivo blando y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas respecto a la profundidad.
 - Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo.

- **Perfil Tipo S4:** Condiciones Excepcionales, a este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

En la Tabla 6 se muestra las velocidades de ondas V_{S30} para los diferentes tipos de perfiles.

Tabla 6

Clasificación de perfiles de suelo

PERFIL	VS30	TIPO
S0	> 1500 m/s	Roca Dura
S1	500 m/s a 1500 m/s	Roca o Suelos Muy Rígidos
S2	180 m/s a 500 m/s	Suelos Intermedios
S3	< 180 m/s	Suelos Blandos
Clasificación basada en el		
S4	EMS	Condiciones Excepcionales

Nota: Tomado de (NTE E-030, 2018)

2.3. Definición de términos

Capacidad de carga ultima: Se define como la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el suelo (Liu & Evett, 2008).

Capacidad de carga admisible: Se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que ésta genere (Liu & Evett, 2008).

Asentamiento: Se refiere al desplazamiento permanente en dirección vertical que sufre una fundación (Day, 2000).

MASW: El Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), es un método no destructivo que se usa para evaluar la velocidad de onda de corte (V_s), vinculado al mismo módulo de corte (G). Este método analiza las propiedades de dispersión de los modos fundamentales de las ondas Rayleigh, las cuales se propagan a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores (Park et al., 1999).

Refracción sísmica: El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman (Rivera y otros, 2016).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y diseño de la investigación

3.1.1. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es **CUANTITATIVA**.

Hernández, Fernández & Baptista (2010) mencionan que el enfoque cuantitativo se caracteriza por plantear un problema de estudio delimitado y concreto, construye un marco teórico, del cual deriva una o varias hipótesis antes de la recolección de datos, con base en la medición numérica y el análisis mediante métodos estadísticos, con la finalidad de probar teorías.

En este caso, la variable cuantitativa se mide utilizando un instrumento o mediante lo que se observa. Las mediciones tienen un valor numérico.

3.1.2. Tipo de Investigación

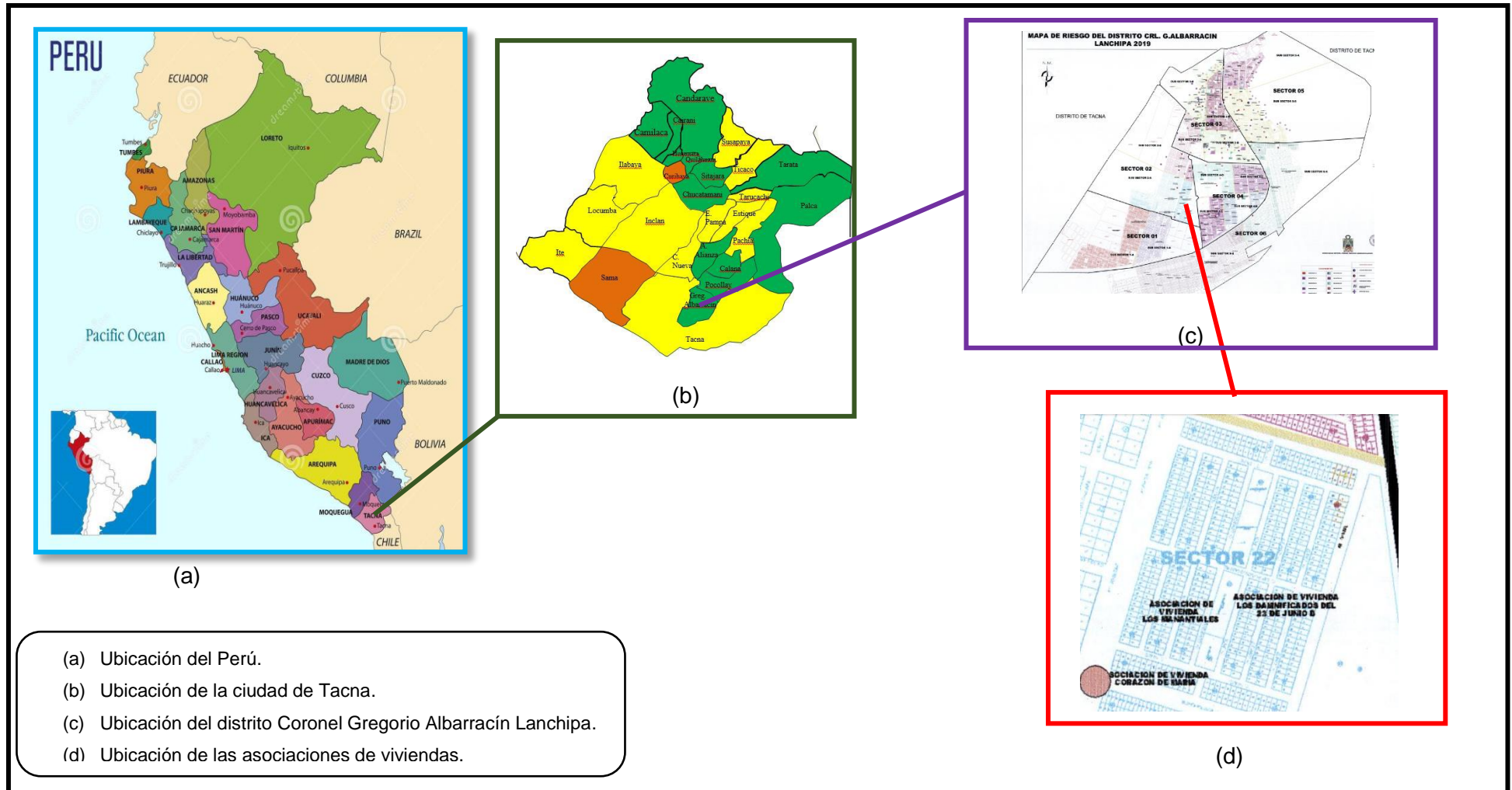
El tipo de investigación es **CORRELACIONAL**.

Hernández, Fernández & Baptista (2010) mencionan que los estudios correlacionales tienen como finalidad conocer la relación o grado de asociación que existe entre dos o más conceptos, categorías, variables en una muestra o contexto en particular. En ocasiones solo se analiza la relación entre dos variables, pero con frecuencia se ubican en el estudio vínculos entre tres, cuatro o más variables.

En este caso la investigación correlacional explicara el procedimiento de evaluación del suelo con la finalidad de llegar a conocer las características del suelo.

3.2. Ubicación geográfica

Como se indicó anteriormente la zona de estudio está delimitado por tres asociaciones de vivienda ubicados en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa situada al sur de la ciudad de Tacna. En la figura 15 se muestra el plano de la ubicación y en la figura 16 el diagrama del flujo de la metodología de investigación donde se menciona las fases que se realizara para llegar a nuestro fin.



(a) Ubicación del Perú.

(b) Ubicación de la ciudad de Tacna.

(c) Ubicación del distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

(d) Ubicación de las asociaciones de viviendas.

(d)

Figura 15. Plano de ubicación.



Figura 16. Diagrama de Flujo de la metodología de investigación.

TABLA N° 6 NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de edificación	Número de <i>puntos de investigación (n)</i>
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

(n) nunca será menor de 3.

Figura 18. Número de puntos de investigación.

De acuerdo al tipo de edificación de viviendas unifamiliares de hasta tres pisos, resulta que son 3 puntos de evaluación por cada hectárea.

El área total de la presente investigación corresponde a 15 hectáreas aproximadamente (150000 m²). Entonces la población a investigar viene dada por la siguiente expresión:

$$\begin{array}{r} 3 \text{ puntos} \\ X \end{array} \begin{array}{r} 1 \text{ hectárea} \\ 15 \text{ hectáreas} \end{array}$$

$$3 * 15 = 1 * X$$

$$POBLACION = 3 * 15$$

$$POBLACION = 45 \text{ puntos de investigación}$$

3.3.2. Tamaño de Muestra

Muchas veces es imposible poder tener contacto y observar a toda la población por lo cual se suele trabajar solo con una parte, este sub conjunto es conocido con el nombre de “muestra” y al proceso de seleccionarla se le conoce como “muestreo”

Vara (2012) define que la muestra es el conjunto de casos extraídos de la población seleccionados por algún método racional, siempre parte de la población.

En este caso conocemos el tamaño de la población entonces aplicaremos la siguiente fórmula para calcular el tamaño muestral propuesta por (Spiegel y Stephens ,2009).

$$n = \frac{N * Z_{\alpha}^2 * p * q}{e^2 * (N - 1) + Z_{\alpha}^2 * p * q} \quad (32)$$

Donde:

n = Tamaño real de la muestra a partir de la población seleccionada.

N = Número total de elementos que conforman la población.

z = Grado de confiabilidad, 1.96 para el 5% del nivel de significancia, es decir que el 95% de probabilidad de que el valor verdadero de lo que se está estudiando en la población, se encuentra en la muestra calculada. Seguidamente se calcula el valor de "z" con la ayuda de tablas para la distribución normal estandarizada, que viene a ser 1.96 como se aprecia en la figura 19.

Nivel de confianza	Z_{α}
99.7%	3
99%	2,58
98%	2,33
96%	2,05
95%	1,96
90%	1,645
80%	1,28
50%	0,674

Figura 19. Nivel de confianza por (Spiegel y Stephens ,2009).

e = Error asumido en el cálculo, cuando no se tiene su valor suele utilizarse un valor que varía entre el 0.01 (1%) y 0.09 (9%). Para este caso asumiremos el máximo error permitido de 0.09, es decir el 9%.

p = Probabilidad de que la población presenta las mismas características.
(0.99 para 99%)

q = Probabilidad de que la población no presenta las características. (0.01 para 1%)

Reemplazando en la ecuación tenemos:

$$n = \frac{N * Z_{\alpha}^2 * p * q}{e^2 * (N - 1) + Z_{\alpha}^2 * p * q}$$

$$n = \frac{45 * (1.96)^2 * 0.99 * 0.01}{(0.09)^2 * (45 - 1) + (1.96)^2 * 0.99 * 0.01}$$

$$n = 4$$

De acuerdo al cálculo desarrollado se tiene que el número de muestra es de realizar 4 calicatas para 15 hectáreas.

3.4. Operacionalización de variables

En la tabla 7, se muestra la operacionalización de variables.

Tabla 7

Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR
Ensayo Geotécnico	Son las propiedades del suelo que se realiza antes de una construcción.	<ul style="list-style-type: none"> Métodos directos. Métodos indirectos. 	Ensayos de laboratorio de suelos y Métodos Geofísicos.
Cimentación	Es el elemento estructural cuya misión es transmitir las cargas de columnas y muros al suelo.	Cimentación Directa (superficial)	Proponer una adecuada alternativa de cimentación

3.5. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Vara (2012) expresa que todos los instrumentos que se emplean para la recolección de datos científicos deben ser fiables y válidos. En cuanto a la recolección de datos se realizaron revisiones de informes del INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil), publicaciones del IGP (Instituto Geofísico del Perú), publicaciones del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) e investigaciones de tesis similares que sirvieron como base para la realización de la siguiente investigación.

3.5.1. Levantamiento Topográfico (Ortofoto)

En la presente investigación se contrataron los servicios de la empresa Geociencias e Ingeniería E.I.R.L. para realizar el levantamiento topográfico, el cual lo realizó con el dron Phantom 4 Pro v.2.0. Los drones son vehículos aéreos autónomos, portátiles y confiables, que tienen suficiente potencia para volar, con una amplia gama de sensores, esto permite que sean empleados en diversos rubros, es posible realizar levantamientos topográficos de gran precisión en poco tiempo.

Este método consiste en programar el dron mediante la Tablet el cual le indica la zona a evaluar como se observa en la figura 20, el dron procede a realizar su recorrido por la zona e inicia su evaluación, este método combina la precisión y detalle de una visita al campo con la cobertura y alcance de una aeronave, una vez finalizado su recorrido procede a regresar al punto de inicio donde se le programó.

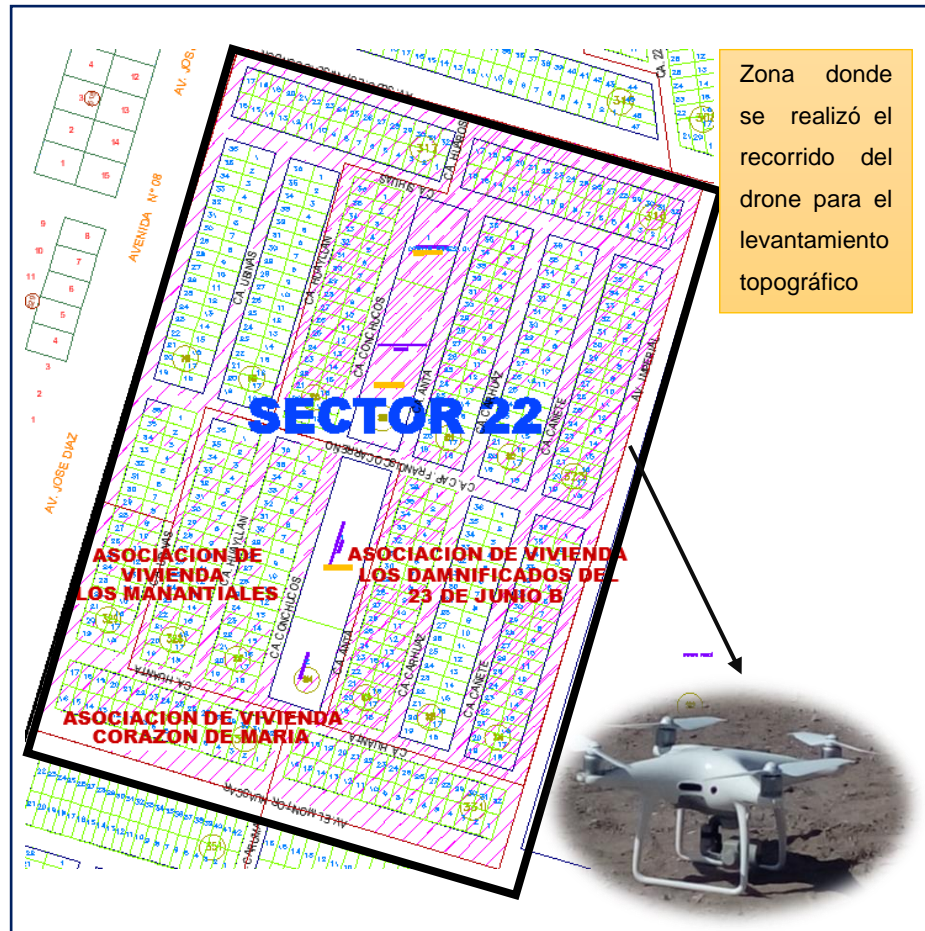


Figura 20. Zona donde se realizó el levantamiento topográfico (Ortofoto)

Los equipos empleados en el trabajo de campo son los siguientes como se observa en la figura 21.

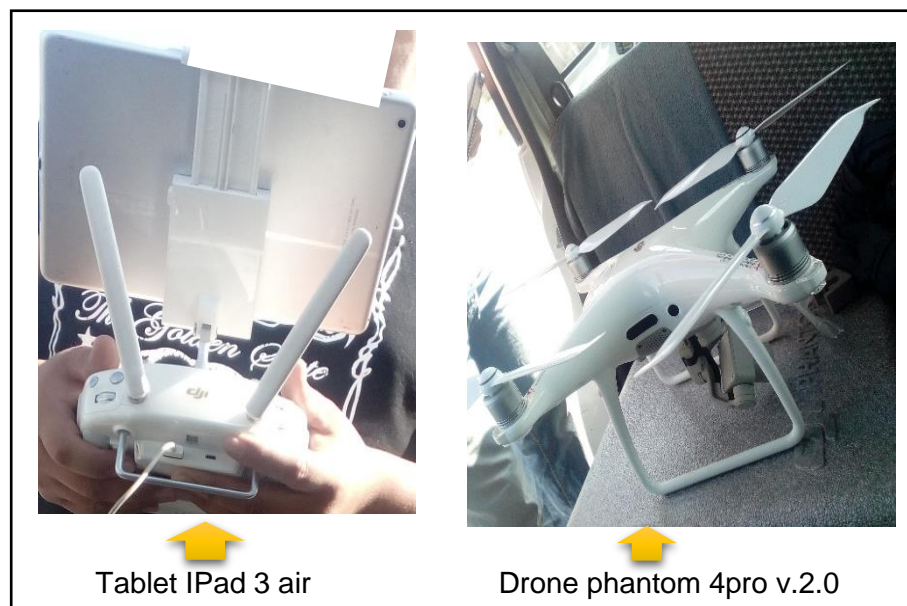


Figura 21. Equipo utilizado para el levantamiento topográfico (Ortofoto)

3.5.2. Estudios geotécnicos

Un estudio geotécnico se determina mediante los ensayos de campo que se realizan con el objetivo de hacer un reconocimiento del terreno e interpretar los datos obtenidos el cual nos permitirá conocer los diversos suelos presentes en una zona de estudio.

Como ya se tiene delimitado el sector que se evaluara se procederá a realizar un estudio geotécnico mediante los métodos de campo Directos e Indirectos.

3.5.2.1. Ensayos geotécnicos de campo Indirectos

Se realizaron ensayos geotécnicos mediante el método indirecto, el método indirecto son ensayos no destructivos, en la presente investigación se contrataron los servicios de la empresa Geociencias e Ingeniería E.I.R.L., la cual realizaron los ensayos de Refracción sísmica y Análisis Multicanal de Ondas de Superficiales (MASW).

REFRACCION SISMICA

El ensayo de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de recorrido de las ondas compresionales tipo P generadas por un golpe de impacto producido con una comba hasta una serie de sensores, los impactos se localizaran a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La energía se detecta y se registrara de tal manera que se pueda determinar el tiempo que llega a cada punto. La refracción sísmica permite reconstruir un perfil de V_p (velocidad de ondas de compresión) 2D o 3D en función de la profundidad a lo largo de la línea de geófonos. Este método consiste en usar 2 cables conectores de geófonos de 12 canales c/u, espaciados cada 5m, en la presente investigación se evaluaron 7 líneas sísmicas que fueron distribuidas en la zona de estudio como se observa en la figura 22. Este método es muy útil para determinar, de manera rápida, la estructura del subsuelo



Figura 22. Ubicación de las Líneas sísmicas del ensayo de refracción sísmica.

Se consideraron 5 puntos de impacto distintos como se observa en la figura 23.

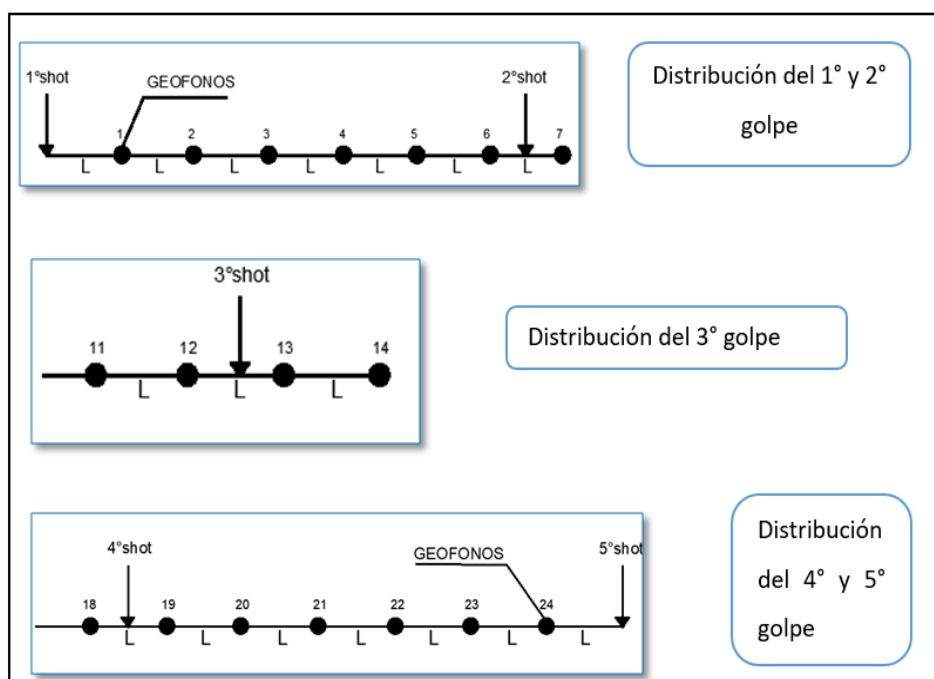


Figura 23. Puntos de impacto del ensayo de refracción sísmica

EQUIPO UTILIZADO

Como se observa en la figura 24, el equipo utilizado para realizar el ensayo de Refracción Sísmica son:

- ❖ Sismógrafo de 24 canales, marca PASI, modelo GEA24.
- ❖ 24 geófonos de 4.5 Hz.
- ❖ 2 cables conectores de geófonos de 12 canales c/u, espaciados 5 m.
- ❖ 1 placa de aluminio.
- ❖ 1 combo de 20 lb.
- ❖ 1 *trigger* conector (combo – sismógrafo).
- ❖ 1 Laptop, marca “DELL”.
- ❖ Cable de adquisición.
- ❖ 2 GPS, marca “Garmin” modelo 64S.
- ❖ 4 radio portátiles F.M. para comunicación interna.
- ❖ 1 brújula, marca “Brunton”.
- ❖ 2 winchas de 100 m. c/u.
- ❖ 1 detector de tormentas.
- ❖ 3 martillos de geólogo.
- ❖ Accesorios: cinta aislante, clips, pizarra y plumones.

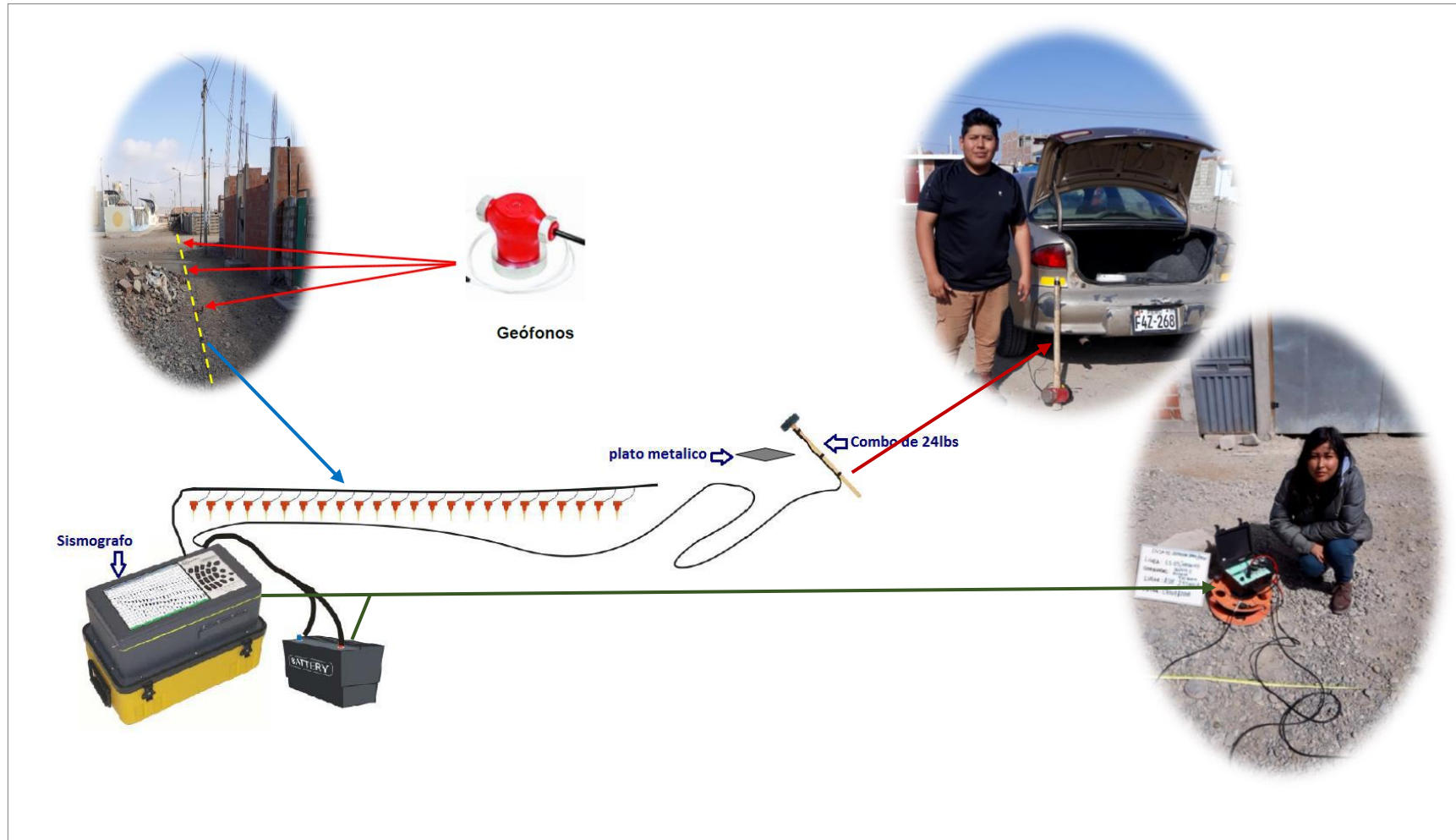


Figura 24. Equipo utilizado para el ensayo de refracción sísmica

ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS DE SUPERFICIALES (MASW)

El método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) es similar al ensayo de Refracción Sísmica, es un método sísmico no destructivo que evalúa el espesor de las capas del subsuelo, es un método que analiza las propiedades de propagación de las ondas sísmicas superficiales (V_s) generadas por un golpe de impacto producidas por una comba, principalmente las Ondas de Rayleigh, las cuales se propagan horizontalmente desde la fuente emisora hasta los geófonos receptores. Esta técnica consiste en: (1) la adquisición de ondas superficiales de alta frecuencia (ground roll, también denominadas ondas Rayleigh) utilizando un sistema de registro multicanal de banda ancha; (2) creación de algoritmos organizados, eficaces y precisos en una sencilla secuencia de procesamiento de datos diseñada para extraer y analizar la curva de dispersión de la onda Rayleigh; y (3) el desarrollo de algoritmos de inversión estables y eficientes para obtener los perfiles de la velocidad de la onda S. Se realizaron 6 ensayos de MASW en la zona de estudio como se observa en la figura 25.



Figura 25. Ubicación de los puntos del ensayo de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)

Se consideraron 2 puntos de impacto distintos como se observa en la figura 26.

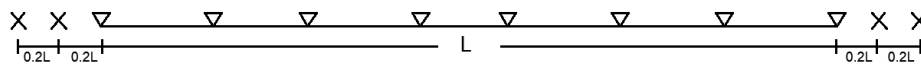


Figura 26. Puntos de impacto del ensayo de Analisis Multicanal De Ondas De Superficiales (Masw)

EQUIPO UTILIZADO

Como se observa en la figura 27, el equipo utilizado para realizar el ensayo de Análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) son:

- ❖ Sismógrafo de 24 canales, marca PASI, modelo GEA24.
- ❖ 24 geófonos de 4.5 Hz.
- ❖ 2 cables conectores de geófonos de 12 canales c/u, espaciados 5 m.
- ❖ 1 placa de aluminio.
- ❖ 1 combo de 20 lb.
- ❖ 1 *trigger* conector (combo – sismógrafo).
- ❖ 1 Laptop, marca “DELL”.
- ❖ Cable de adquisición.
- ❖ 2 GPS, marca “Garmin” modelo 64S.
- ❖ 4 radio portátiles F.M. para comunicación interna.
- ❖ 1 brújula, marca “Brunton”.
- ❖ 2 winchas de 100 m. c/u.
- ❖ 1 detector de tormentas.
- ❖ 3 martillos de geólogo.
- ❖ Accesorios: cinta aislante, clips, pizarra y plumones.

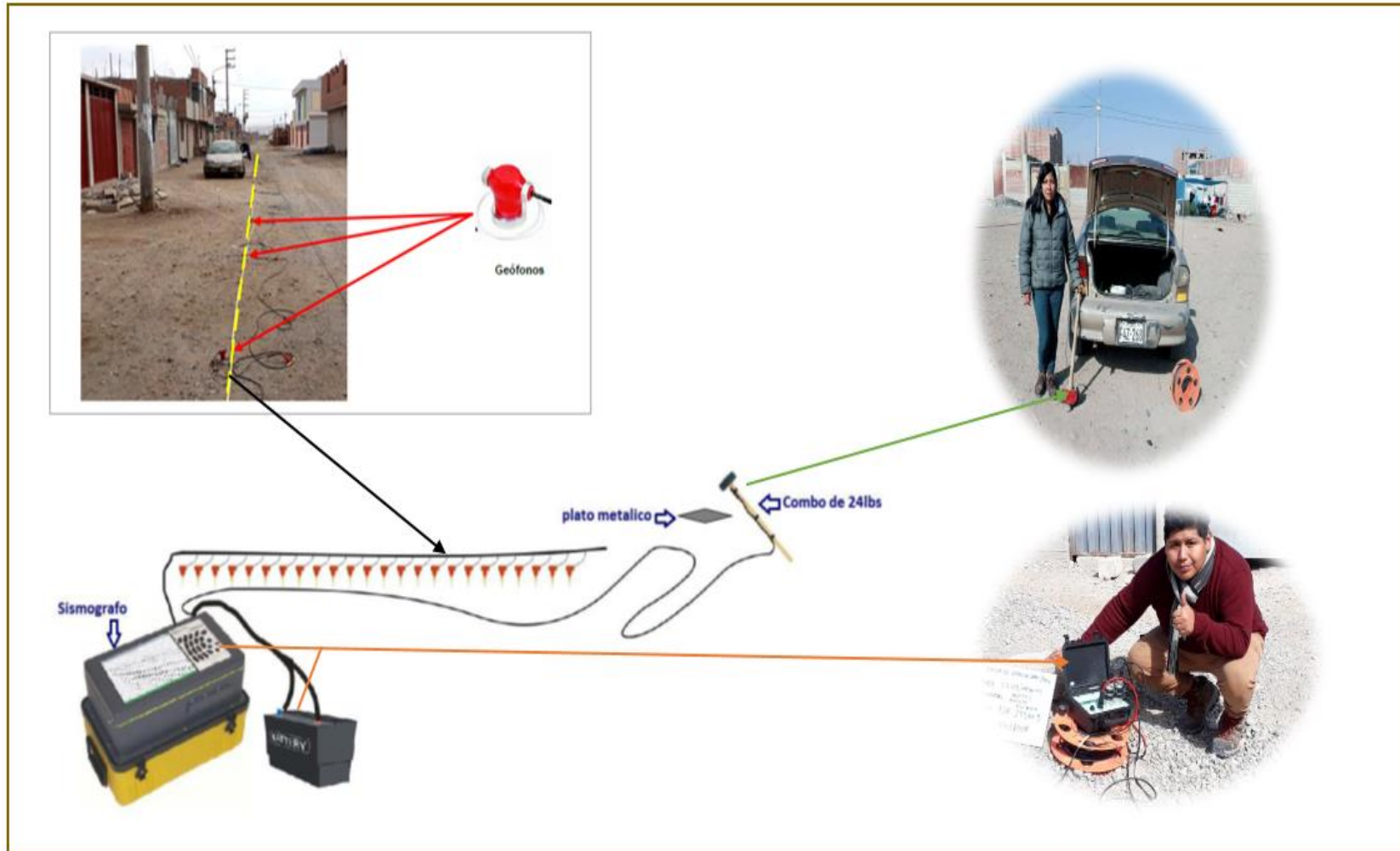


Figura 27. Equipo utilizado para el ensayo Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW)

3.5.3. Ensayos geotécnicos de campo Directos

En cuanto a los ensayos geotécnicos de campo directos, los métodos directos son ensayos destructivos, es una técnica que permite observar directamente el subsuelo y poder obtener muestras del terreno. En la presente investigación se realizó el método de pozo a cielo abierto o calicata.

POZO A CIELO ABIERTO O CALICATA

Este método consistió en hacer excavaciones de tamaño suficiente para una persona, de acuerdo al cálculo de tamaño de muestra se obtuvo que en el área de 15 hectáreas el cual corresponde al área de estudio, se tuvo que realizar mínimo 4 calicatas, En la presente investigación se excavaron 6 calicatas distribuidas en toda la zona de estudio, las calicatas tenían una dimensión de 2 m * 1 m y con profundidades variables de 1.5 a 3 m, cada calicata fue evaluada en campo por medio del ensayo de densidad in situ, realizado por el método del cono de arena, de acuerdo a la norma técnica peruana (NTP) 339.143 (NORMA - American Society for Testing and Materials o ASTM 1556) como se observa en la figura 28.

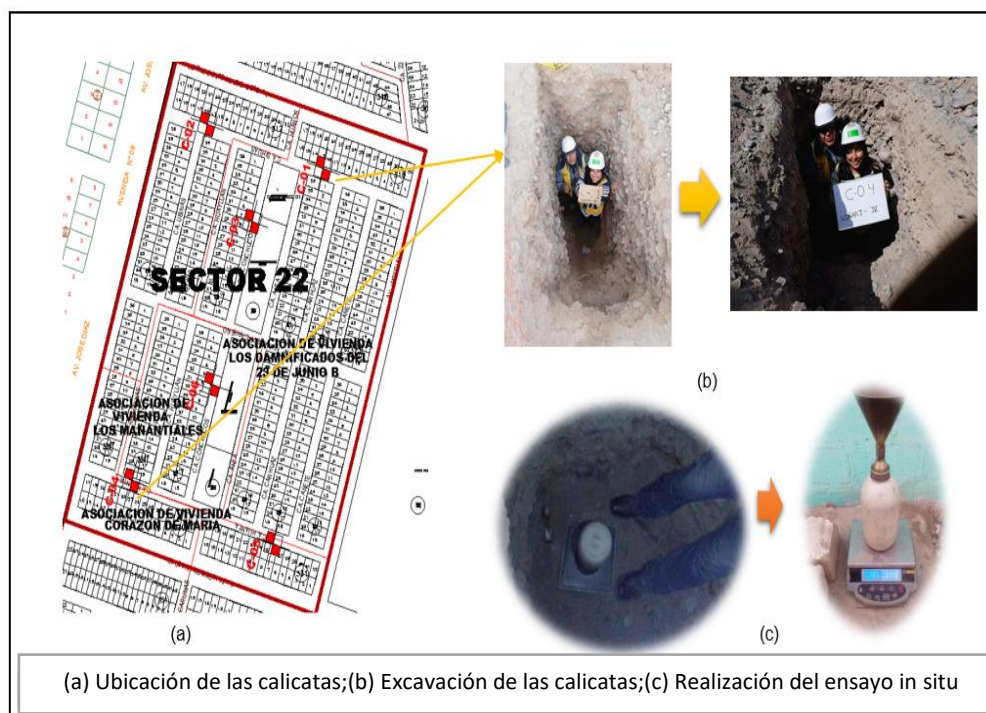


Figura 28. Excavación de las calicatas en la zona de estudio.

Por lo tanto, cada calicata fue excavada en diferentes fechas, en la tabla 8, se muestra el cronograma de la realización de las calicatas, teniendo en cuenta que las calicatas fueron abiertas y cerradas el mismo día.

Tabla 8

Fechas de realización de las calicatas

CALICATA	FECHA
C-01	Sábado, 21 de Julio de 2018
C-02	Lunes, 23 de Julio de 2018
C-03	Martes, 24 de Julio de 2018
C-04	Miércoles, 25 de Julio de 2018
C-05	Jueves, 26 de Julio de 2018
C-06	Viernes, 27 de Julio de 2018

EQUIPO UTILIZADO

Para la realización de las calitas se usaron los implementos de seguridad como se observa en la figura 29, el equipo utilizado para realizar la excavación de las calicatas son:

- Palas.
- Pico.
- Barretas.
- Casco.
- Guantes de seguridad.
- Mascarillas.
- Chalecos.
- Zapatos de seguridad.
- Cinta y malla de seguridad.
- Bolsas de plástico (herméticas).



Figura 29. Implementos de seguridad en la excavación de las calicatas.

EXTRACCION DE LA MUESTRA

Para la extracción de muestras nos guiamos de la norma E.050 de Suelos y Cimentaciones la cual nos indica la manera correcta de extraer correctamente una muestras para la realización de los ensayos correspondientes, de las calicatas se extrajeron muestras alteradas en bolsas herméticas. En la tabla 9, se muestra los tipos de muestras que pueden extraerse para poder ser transportadas.

Tabla 9*Tipos de Muestras*

Tipo de Muestra	Norma aplicable	Forma de Obtener y Transportar	Estado de la Muestra	Características
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con Tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

Nota. Tomado de (NTE E.050, 2018)

3.6. Procesamiento y análisis de datos

3.6.1. Levantamiento Topográfico

El procesamiento del levantamiento topográfico mediante la ortofoto se realiza con el programa Pix4Dmapper Pro versión 4.2.27 como se observa en la figura 30.



Figura 30. Programa para el procesamiento del levantamiento topográfico.

El procesamiento de datos es:

- Revisar el parámetro de vuelo
- Descargar las fotos que fueron tomadas por el drone como se observa en la figura 31

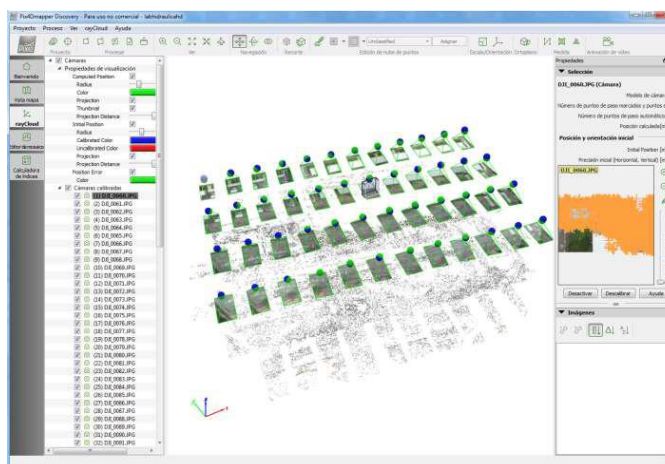


Figura 31. Ubicación de las fotos tomadas.

- Usar el programa Pix4Dmapper
En el programa Pix4Dmapper se cargarán las fotos que fueron tomadas por el drone para el levantamiento topográfico, ya que estas fotos se encuentran georreferenciadas el programa las coloca cada una en el lugar que corresponden.

- d. Una vez cargadas las fotos del proyecto se procederá con el procesamiento.

En la figura 32 se observa la vista previa en ortomosaico como también del Modelo Digital de Superficie.

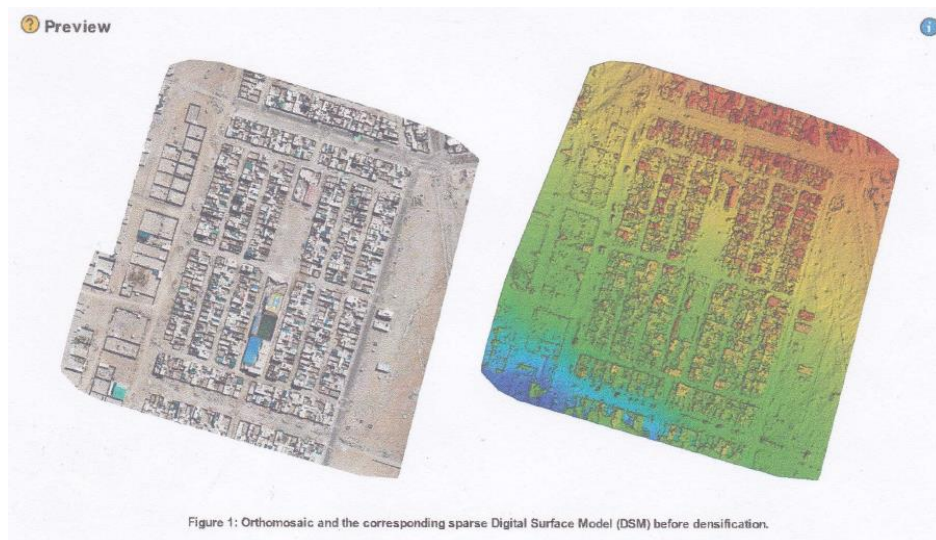


Figura 32. Vista previa del modelo digital.

En la figura 33 se observar la posición de las fotografías que fueron tomados en la zona de estudio.

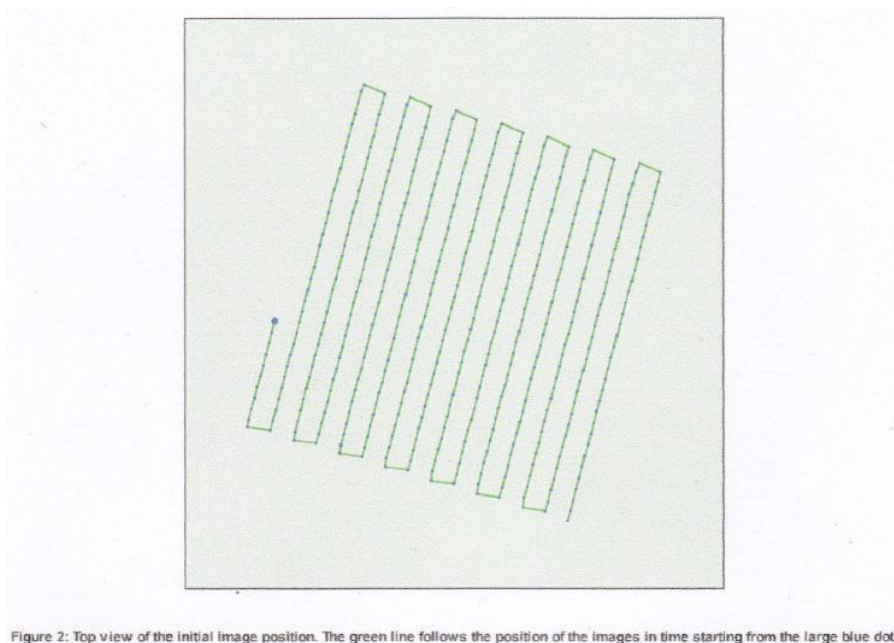


Figura 33. Posición de las fotografías.

En la figura 34 se observa el ajuste entre la posición inicial (puntos azules) y la posición procesada (puntos verdes).

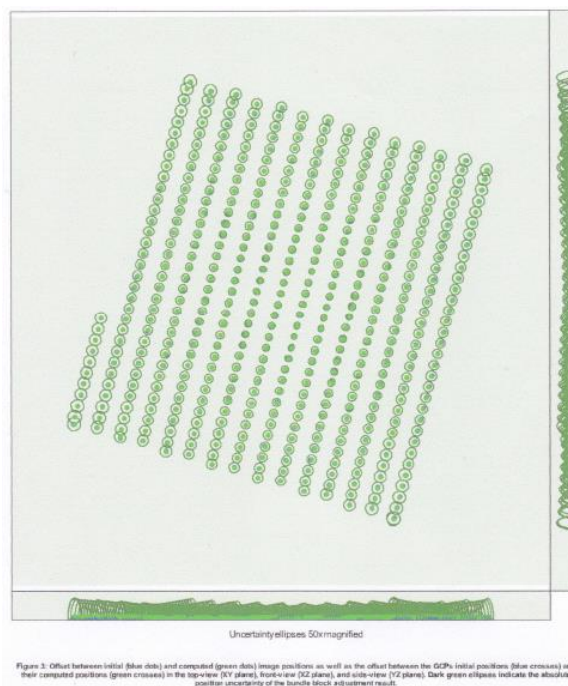


Figura 34. Posición de los puntos.

En la figura 35 se observa la vista previa de las fotografías procesadas. El rojo y amarillo indica poca superposición. El verde indica superposición de 5 o más fotografías.

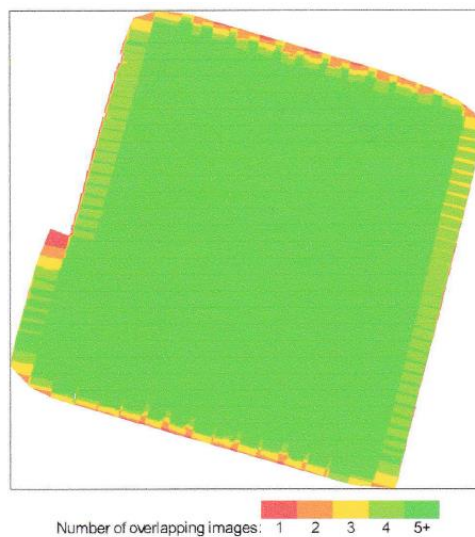


Figure 4: Number of overlapping images computed for each pixel of the orthomosaic. Red and yellow areas indicate low overlap for which poor results may be generated. Green areas indicate an overlap of over 5 images for every pixel. Good quality results will be generated as long as the number of keypoint matches is also sufficient for these areas (see Figure 5 for keypoint matches).

Figura 35. Procesamiento de las fotografías.

En la figura 36 se observa la coincidencia de los puntos en 2D. Las líneas más oscuras indican que existen más coincidencia de puntos, las líneas más claras indica que se requieren más fotos.

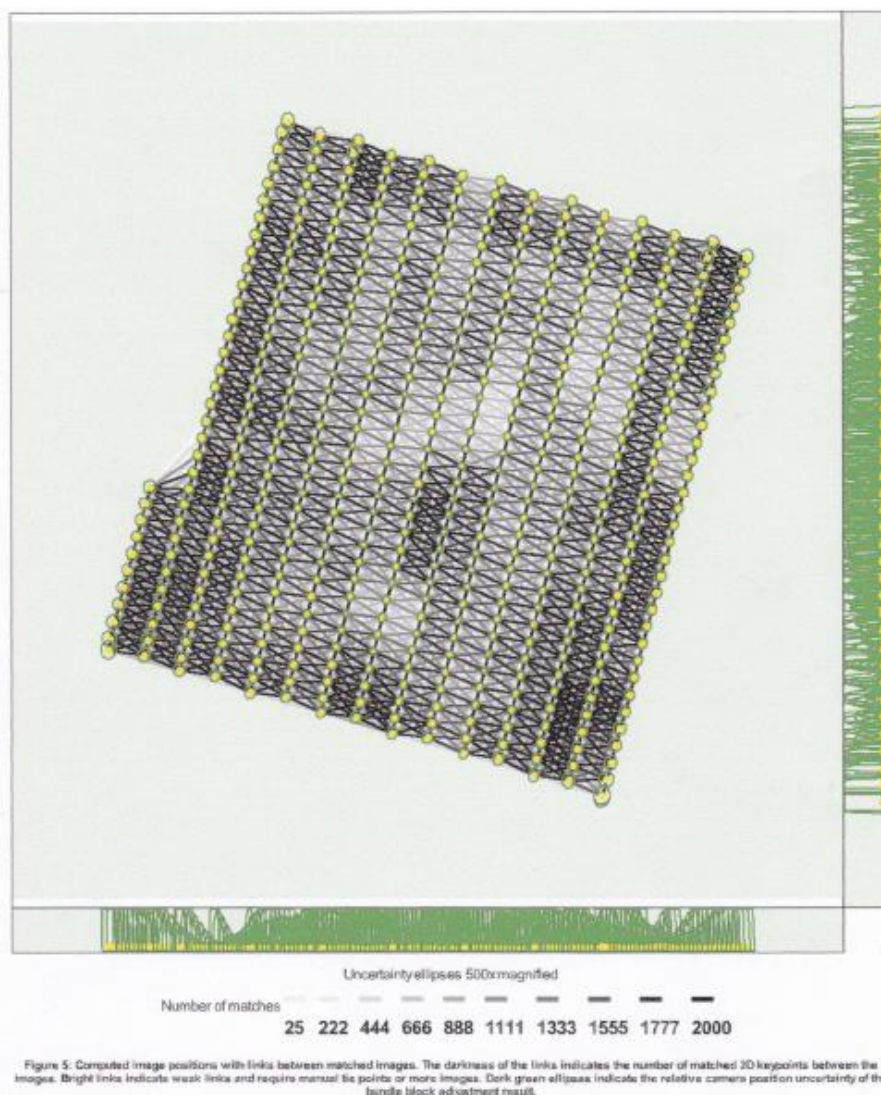


Figura 36. Coincidencias de puntos.

3.6.2. Métodos geofísicos

El propósito principal de los métodos geofísicos es determinar las características de los diversos suelos presentes en la zona de estudio. El procesamiento y análisis de datos se ejecuta con el Software SeisImager en el cual se procesa la información a través de los módulos de programa. En la figura 37 se observan los módulos de programa del Software SeisImager.

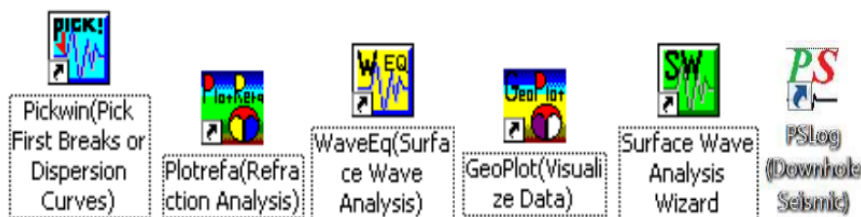


Figura 37. Módulos de programa del Software Seislmager.

3.6.2.1. Refracción sísmica

TEOREMA DEL PROCESAMIENTO DEL REGISTRO

Geostru.ru, (s.f.) menciona que el ensayo de refracción sísmica se basa en la medición de los tiempos de recorrido de las ondas elásticas para las cuales se supone amplias superficies de separación con respecto a la longitud de onda o en todo caso con una débil curvatura los frentes de onda se representan por medio de los relativos rayos sísmicos. El análisis se basa en el principio de Fermat y en la ley de Snell.

El principio de Fermat establece que el rayo sísmico recorre la distancia entre la fuente y el receptor siguiendo el trayecto para el cual el tiempo empleado de recorrido es mínimo. En este principio, dado un plano que separa dos medios con diferentes características mecánicas, el rayo sísmico es el que se extiende a lo largo de un plano perpendicular a la interfase que contiene tanto la fuente como el receptor.

La ley de Snell es una fórmula que describe los tipos de refracción de un rayo sísmico en la transición entre dos medios caracterizados por diferentes velocidades de propagación de las ondas o, equivalentemente, por diferentes índices de refracción. El ángulo formado entre la interfase y el rayo se denomina ángulo de incidencia (θ_i), mientras que el formado entre el rayo refractado y la superficie normal se denomina ángulo de refracción (θ_r).

La fórmula matemática es:

$$V_2 \sin \theta_i = V_1 \sin \theta_r \quad (33)$$

Donde: v_1 y v_2 son las velocidades de los dos medios separados por la interfase.

Cuando $v_1 > v_2$ se tiene que $\theta_i > \theta_r$ y por lo tanto la sismica por refracción nos es factible ya que el rayo refractado se inclinaría hacia abajo. Cuando $v_1 < v_2$ se tiene que $\theta_i < \theta_r$ y existe un ángulo crítico de incidencia por lo que $\theta_r = 90^\circ$ y el rayo refractado viaja paralelamente a la interfase.

La expresión que define el ángulo crítico es:

$$\theta_i = \arcsin\left(\frac{V_1}{V_2}\right) \quad (34)$$

La forma más sencilla de analizar los datos de refracción es construyendo un gráfico tiempo-distancia cuyo origen corresponda a la fuente de generación de las ondas elásticas. En el eje de las abscisas se representan las posiciones de los geófonos y en las ordenadas los tiempos de primera llegada. A los geófonos más cercanos a la fuente llegan primero los impulsos que han seguido el recorrido directo en un tiempo T dado por la relación.

$$T = \frac{x_i}{V_1} \quad (35)$$

Dónde: x_i es la distancia entre el punto de disparo y el punto de detección.

La ecuación anterior representa una recta que pasa por el origen de los ejes tiempos-distancias y su coeficiente angular permite calcular la velocidad V_1 del primer medio como:

$$V_1 = \frac{1}{\tan\alpha} \quad (36)$$

Los tiempos de llegada de los rayos refractados en el diagrama tiempo-distancia se disponen según una recta que tendrá una inclinación menor a la de las ondas directas como se observa en la figura 38.

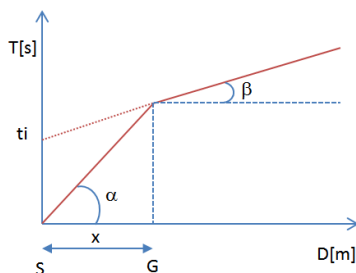


Figura 38. Diagrama tiempo-distancia por (ASTM-D5777, 2011)

La curva tiempos-distancias tiende a un comportamiento regular según una polilínea cuyos vértices se denominan codos, los cuales representan, físicamente, la condición donde se da la llegada contemporánea de las ondas directas y la refractadas. Por lo tanto para cada uno de los segmentos se determina el tiempo de retraso t_i que representa la diferencia entre el tiempo que el rayo sísmico emplea en recorrer un tramo a la velocidad propia del estrato en el cual se transmite y el tiempo que emplearía para viajar a lo largo del componente horizontal de ese tramo a la máxima velocidad alcanzada en toda la trayectoria de refracción.

Gráficamente el tiempo de retraso está dado por la intersección de la recta que comprende un segmento de la curva tiempo-distancia con el eje de los tiempos como se observa en la figura 39.

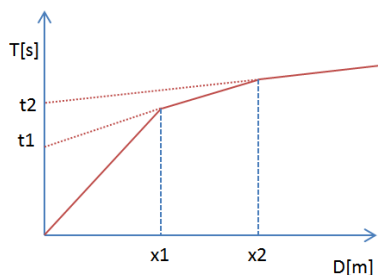


Figura 39. Curva tiempo-distancia por (ASTM-D5777, 2011)

Entonces, conociendo los tiempos t_i es posible obtener los espesores de los refractores mediante la relación:

$$h_{(i-1)} = \frac{V_{(i-1)}V_i}{2\sqrt{V_i^2 - V_{(i-1)}^2}} \left(t_i - \frac{2h_i\sqrt{V_i^2 - V_1^2}}{V_1V_i} - \dots - \frac{2h_{(i-2)}\sqrt{V_i^2 - V_{(i-2)}^2}}{V_1V_{(i-2)}} \right) \quad (37)$$

En situaciones morfológicamente complejas, como método de elaboración se puede utilizar el Método de reciprocidad generalizada (Generalized Reciprocal Method) examinado por Palmer en 1980.

Este método se basa en la búsqueda de una distancia virtual XY entre geófonos tal que los rayos sísmicos que parten de puntos de disparo simétricos respecto al tendido, lleguen al geófono colocado en la posición X y al colocado en la posición Y, proviniendo desde un mismo punto del refractor como se observa en la figura 40.

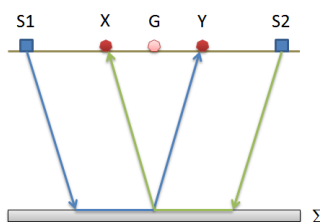


Figura 40. Distancia virtual XY

El primer paso operativo es construir un diagrama tiempos-distancias identificando en los sismogramas obtenidos con los datos de campo, las primeras llegadas de las ondas sísmicas. Para determinar la distancia óptima XY es necesario considerar varios puntos de disparo, tanto de los extremos como del interior del tendido. Esto hace posible identificar con más precisión los tiempos relativos de un mismo refractor que sirven para caracterizar las dromocronas, las cuales son fundamentales para la interpretación. En las interpretaciones multi estratos, para generar las dromocronas se puede aprovechar las técnicas de phantoming y así superar la falta de datos de algunos refractores.

Partiendo de la construcción de las dromocronas es posible determinar la función velocidad según la ecuación.

$$T_v = \frac{T_{S1Y} - T_{S2X} + T_{S1S2}}{2} \quad (38)$$

Donde:

TS1Y y TS2X : Son los tiempos de recorrido de los rayos sísmicos para llegar, respectivamente, de la fuente S1 a X y de la fuente S2 a Y.

T_{S1S2} : Es el tiempo de recorrido entre dos puntos de disparo $S1$ y $S2$, externamente simétricos con respecto al tendido

T_v : Es el tiempo calculado en un geófono G puesto entre X y Y , no necesariamente coincidente con la posición de un geófono del tendido.

El cálculo de la función T_v se lleva a cabo para cada valor de XY comprendido entre cero y la mitad del tendido con variación igual a la distancia real entre los geófonos del tendido. La mejor recta de regresión de las funciones de velocidad obtenidas, permite determinar el XY óptimo y la velocidad del refractor que se obtiene del coeficiente angular.

Mediante la función tiempo-profundidad es posible encontrar la profundidad del refractor expresada en unidad de tiempo. Dicha función se expresa con:

$$T_G = \frac{T_{S1Y} - T_{S2X} - \left(T_{S1S2} + \frac{XY}{V_n}\right)}{2} \quad (39)$$

Donde V_n es la velocidad del refractor

De la misma manera que con la función velocidad, se determinan varias funciones tiempo-profundidad para el conjunto de los valores XY en estudio. Entre las funciones encontradas, la que presente la mayor articulación compete al valor óptimo de XY .

Finalmente, es posible determinar el espesor del refractor en las correspondientes posiciones de los geófonos G mediante la relación:

$$h = T_G \sqrt{\frac{V_n XY}{2T_G}} \quad (40)$$

Donde "h" representa la profundidad mínima desde el geófono G por lo tanto la morfología del refractor se define con la envolvente de las semicircunferencias de rayo h.

CONDICIONES GEOTÉCNICA CONSIDERANDO LAS VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICAS

CONDICIONES GEOTÉCNICAS USANDO LAS VELOCIDADES DE ONDA "P": EXCAVABILIDAD - RIPABILIDAD

Bajo el término de ripabilidad nos referimos a un criterio cualitativo que mide la aptitud de un macizo rocoso para ser quebrantado por medio de un ripper arrastrado por un bulldozer.

Lógicamente, la eficacia del ripado dependerá de la naturaleza de la roca sana y de la distribución de sus discontinuidades.

Son varios los criterios que se han venido utilizando para juzgar a priori la ripabilidad de un terreno. El más extendido consiste en determinar la velocidad sísmica de propagación de las ondas de compresión (Ondas P) a través del macizo rocoso, mediante una prospección geofísica de sísmica de refracción.

Se observa en la tabla 10 la tabla de ripabilidad para los distintos modelos de tractores. Las posibilidades de ripado se definen, para diversos tipos de rocas, por medio de su velocidad sísmica V_p . Para cada roca se definen los márgenes de velocidad sísmica para los que la roca es ripable o no ripable. De acuerdo al fabricante de bulldozers Caterpillar, para un modelo D-9, la facilidad de ripado se determinaría de acuerdo al siguiente criterio, en función de V_p , velocidad de las ondas sísmicas primarias.

Tabla 10

Márgenes de velocidad sísmica para la definición de la Ripabilidad en rocas

V_p (ms)	CALIDAD DE MATERIAL
Menor a 600	Materiales sueltos
600 - 1300	Ripado fácil
1300 - 1700	Ripado normal
1700 - 1850	Ripado duro
Mayores a 1875	No son ripables (Voladura)

Nota: Tomado de (Rodríguez, 2001)

NORMA TÉCNICA ASTM D-5777-00 (2011)

La norma técnica ASTM D-5777-00 relaciona velocidades de ondas primarias con distintos tipos de materiales, como observa en la tabla 11.

Tabla 11

Velocidades de onda Vp para distintos materiales

DESCRIPCION	Vp (m/s)
Suelo intemperizado	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
Esquisto	2750 - 4270
Tiza	1830 - 3960
Caliza	2134 - 6100
Granito	4575 - 5800
Roca metamórfica	3050 - 7000

Nota. Tomado de (ASTM D-5777,2011)

PROCESAMIENTO

Para realizar la interpretación de los perfiles sísmicos se usó como ayuda el programa SeisImager usando los módulos PickWin y PlotRefa.

El primer programa permite analizar las lecturas de los sismogramas como se observa en la figura 41 y además de ello nos permite obtener la llegada, es decir ubicar el tiempo de llegada de la primera onda, esto se realiza para los 5 shots efectuados en el ensayo de campo

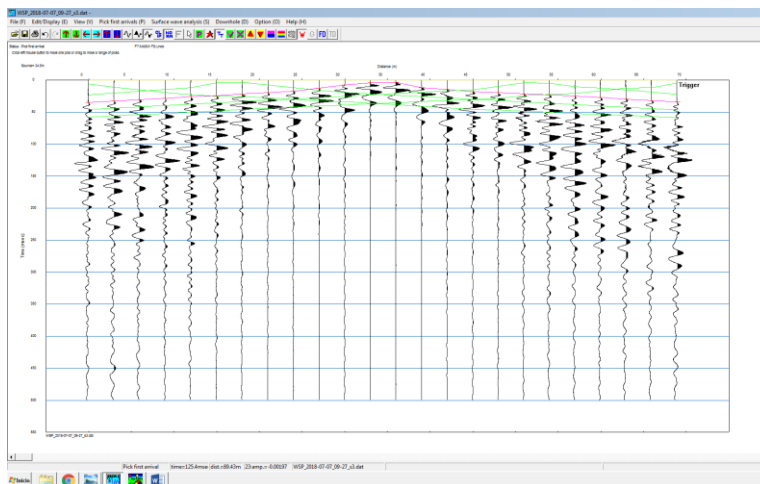


Figura 41. Registro de las ondas compresionales de la LS-01

El segundo programa produce un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada preparado por el programa anterior, creando para ello el grafico de las domocronicas el cual ayuda a distinguir los diferentes cambios pendientes que vendría a representar el cambio de velocidad en el suelo de estudio. Así mismo el programa ploterfa calcula las velocidades de los estratos mediante técnicas de mínimos cuadrados luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica; este proceso se hace en forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajusta a la geología superficial del terreno investigado.

En la figura 42 se observa a la izquierda el picado de la llegada de la onda de compresión y a la derecha los respectivos puntos de forma domocronica la cual muestra los cambios de velocidades en el terreno de la zona de estudio

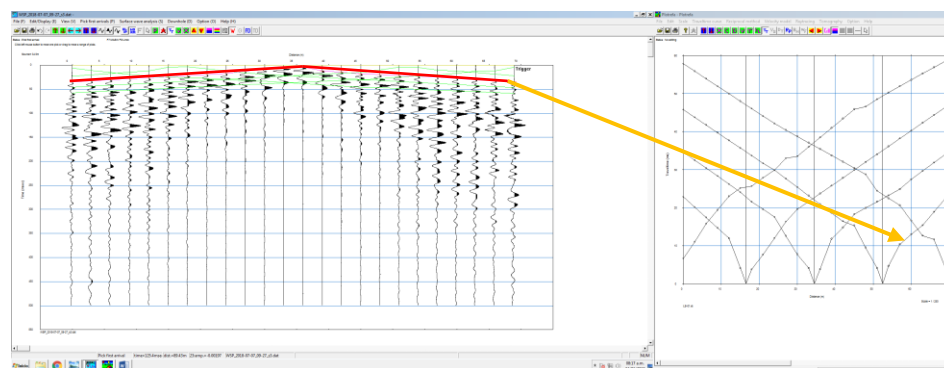


Figura 42. Ondas compresionales, distancia vs tiempo de la LS-01

Así mismo el programa “PlotRefa” se realiza un modelo inicial a partir de las capas ya seleccionadas a partir de este modelo inicial se procede a realizar una inversión de datos mediante técnicas de mínimos cuadrados con el fin de ajustar y obtener los valores verdaderos de velocidad de la onda P de cada capa de estrato.

Luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica, este proceso se hace de forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado como se observa en la figura 43.

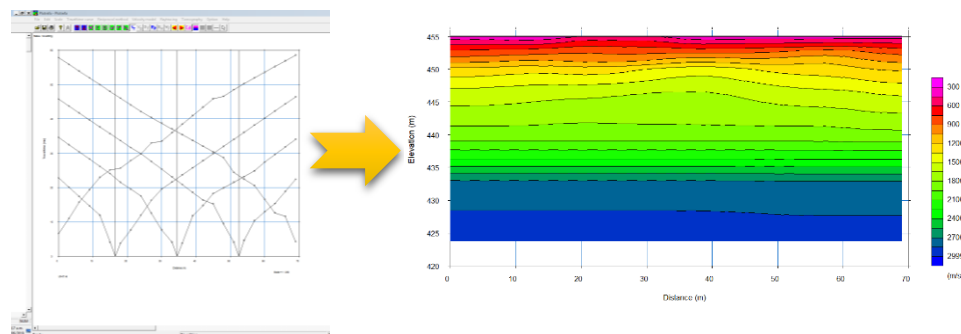


Figura 43. Perfil del terreno según domocrona de la LS-01

A través del perfil generado del terreno se puede obtener la tomografía mediante el proceso de inversión de onda, este resultado nos ofrece valores de velocidad P vs profundidad de rangos mas discretizados, en el cual se observa el perfil del suelo de acuerdo al relieve de los estratos.

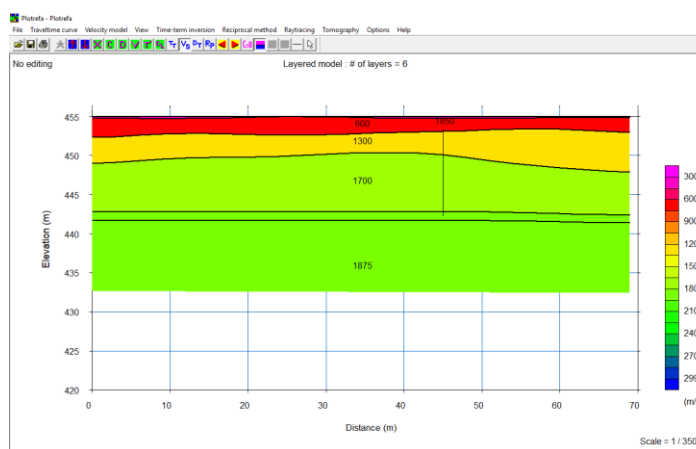


Figura 44. Perfil del terreno según la velocidad de la onda P de la LS-01 .

En la tabla 12, se observa la ubicación de las líneas geofísicas del ensayo de refracción sísmica.

Tabla 12

*Ubicación de las líneas geofísicas distribuidas en la zona de estudio.
Datum: WGS84*

N ^o	UBICACIÓN DE LAS LINEAS SISMICAS DE INVESTIGACION					LONGTUD	Ratio de muestreo (ms)	Longitud de muestreo (s)	DISTANCIA ENTRE GEOFONOS (m)	ESTACIONES DE DISPARO
	LÍNEA SISMICA	ESTE INICIAL	NORTE INICIAL	ESTE FINAL	NORTE FINAL					
1	LS-1	366391	8002226	366457	8002226	70	0.125	0.5	3	5
2	LS-2	366502	8002191	366569	8002167	70	0.125	0.5	3	5
3	LS-3	366336	8002074	366407	8002050	70	0.125	0.5	3	5
4	LS-4	366465	8002035	366532	8002011	70	0.125	0.5	3	5
5	LS-5	366292	8001921	366359	8001898	70	0.125	0.5	3	5
6	LS-6	366419	8001882	366485	8001859	70	0.125	0.5	3	
7	LS-7	366404	8001984	366446	8002097	120	0.125	0.5	5	5

3.6.2.2. Análisis multicanal de ondas de superficiales (MASW)

TEOREMA DEL PROCESAMIENTO DEL REGISTRO

Park et al. (1999) Detalla que dicho método analiza las propiedades de dispersión de las ondas sísmicas superficiales “Ondas Rayleigh” las cuales presentan un contacto de dispersión con las ondas S (V_s), es así que dicho fenómeno es aprovechado para determinar un perfil en profundidad de velocidad de Ondas V_s , las cuales son muy útiles en la determinación de parámetros dinámicos del suelo, estimación de la capacidad de carga, entre otros.

Este método se usa para evaluar la velocidad de onda de corte (V_s), vinculado al módulo de corte (G). Este método analiza las propiedades de dispersión de los modos fundamentales de las ondas Rayleigh, las cuales se propagan a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores.

En este método, la interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia).

Primero realizamos la transformada de Fourier en el tiempo, donde se transforma la señal del dominio de tiempo al dominio de frecuencia con la siguiente ecuación.

$$F(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (41)$$

Luego procedemos a la determinación de la curva de dispersión, en donde calculamos la transformada de Fourier, determinando la velocidad de fase para cada Δx .

$$F(c, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(x, \omega)e^{-i\omega \frac{x}{c}} dx \quad (42)$$

Donde la velocidad de fase es:

$$c(\omega) = \frac{\omega \Delta x}{\Delta \phi_f(\omega)} \quad (43)$$

Luego realizamos la construcción del perfil Vs a través de la inversión de la curva de dispersión.

En la tabla 13, se muestra la ubicación de los estudios MASW.

Tabla 13

Ubicación de los estudios MASW. Datum: WGS 84

N°	ENSAYO MASW	UBICACIÓN		Ratio de muestreo (ms)	Longitud de muestreo (s)
		NORTE	ESTE		
1	MASW-01	8002214	366430	1	1
2	MASW-02	8002179	366535	1	1
3	MASW-03	8002062	366369	1	1
4	MASW-04	8002023	366499	1	1
5	MASW-05	8001909	366326	1	1
6	MASW-06	8001871	366452	1	1

PROCESAMIENTO

Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de las ondas S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que estas cuentan con un 98% de componentes de onda S y menos de 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de fase de manera significativa mientras la frecuencia de las mismas aumenta.

Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5 Hz y 30 Hz. Se hizo el procesamiento haciendo uso para ello de los programas Surface Wave Analysis Wizard y Wave Eq (Surface Wave Analysis)

El primer programa (Surface Wave Analysis Wizard) nos muestra el gráfico de distancia versus tiempo que luego mediante las transformadas de Fourier se obtiene las curvas de velocidad de fase versus frecuencia en donde se puede ver la tendencia de la onda de fase que define la velocidad de la onda S que nos permite obtener la curva de dispersión en el modo fundamental generada en el ensayo como se observa en la figura 45.

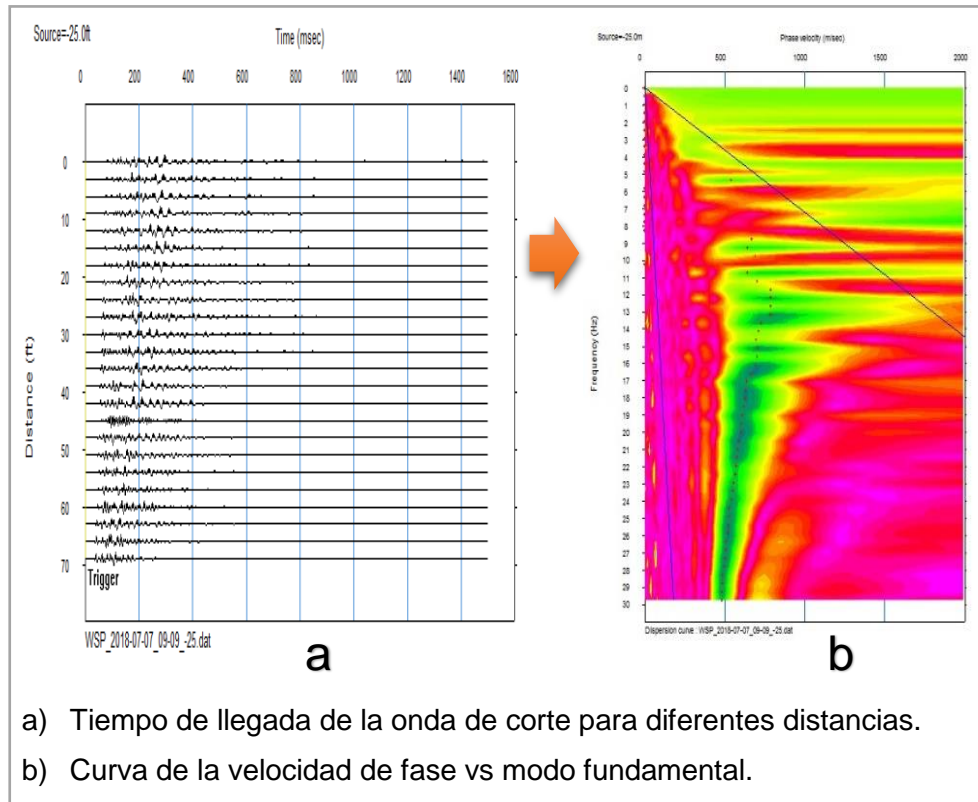


Figura 45. Procesamiento del registro de campo ensayo MASW-01

En el segundo programa (Wave Eq-Surface Wave Analysis) permite obtener la variación de las velocidades de onda S con la profundidad mediante el proceso de inversión de ondas lo cual se desarrolla por procesos iterativos como se observa en la figura 46.

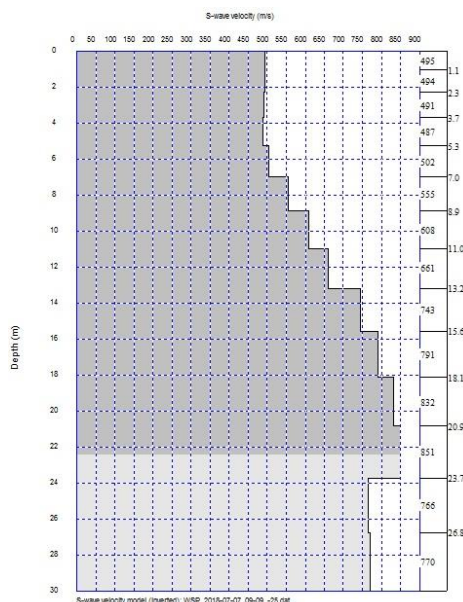


Figura 46. Variación de la velocidad de la onda S con la profundidad MASW-01

3.6.3. Ensayos de laboratorio

Para la realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos se contrataron los servicios de diferentes laboratorios ;los ensayos estándar como la densidad *In Situ*, análisis granulométrico, densidades máximas y densidades mínimas fueron llevados y analizados en el Laboratorio de Suelos Concretos y Pavimentos “TECNICOS E INGENIEROS E.I.R.L.”; los ensayos de análisis químicos de sulfatos, cloruros y contenido de sales solubles fueron analizados en el laboratorio de geotecnia “LAGESUR CG S.A.C.” Finalizando los ensayos de corte directo, contenido de humedad, densidades máximas y densidades mínimas fueron transportadas y llevadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la “Universidad Nacional del Altiplano” de la ciudad de Puno como se muestra en la figura 47.



Figura 47. Dejando muestras en los laboratorios.

El objetivo principal de los ensayos de laboratorio es poder determinar las características geotécnicas del suelo. De esta manera a continuación se señalan los ensayos de laboratorio realizados en la presente investigación.

Ensayos Estándar

- Densidad *In situ* NTP 339.143 (ASTM 1556)

Las calicatas realizadas a profundidades variables de 1,5 a 3 metros fueron exploradas mediante el ensayo de densidad *In situ* realizada por el método del cono de arena con la finalidad de conocer la humedad natural del suelo como se muestra en la figura 48.



Figura 48. Ensayo de Densidad *In situ* de una de las seis muestras.

Para calcular se utiliza la siguiente formula:

$$Densidad\ Humeda = \frac{\text{peso de arena en el hueco}}{\text{densidad de la arena}} \quad (44)$$

Una vez calculada la densidad húmeda nos permite calcular la densidad seca a través de la siguiente formula.

$$Densidad\ Seca = \frac{Densidad\ Humeda}{1 + \frac{w\%}{100}} \quad (45)$$

➤ Contenido de Humedad NTP 339.127 (ASTM D2216)

El ensayo se realizó con el fin de determinar el contenido de humedad que posee la muestra del suelo como se observa en la figura 49.



Figura 49. Ensayo de Contenido de Humedad de una de las muestras.

El método tradicional para determinar la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, donde la humedad del suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas.

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100\% \quad (46)$$

Donde:

W: Contenido de humedad expresado en porcentaje (%)

W_w : Peso del agua existente en la masa del suelo

W_s : Peso de las partículas solidas

➤ Análisis Granulométrico NTP 339.128 (ASTM D422)

La granulometría se trata de determinar el porcentaje retenido y pasante del material en los diferentes tamices y con estos datos poder construir su curva granulométrica y clasificar el suelo. Para este ensayo se utilizaron los tamices de 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", ⅜", ¼", N°4", N°8", N°10", N°16", N°20", N°30", N°40", N°50", N°60", N°80", N°100" y N°200".

Luego del tamizado se procede pesar el material retenido en cada malla.

$$\% \text{Retenido} = \frac{\text{Peso retenido por la malla}}{\text{Peso de la muestra seca al horno}} * 100 \quad (47)$$

Con los valores obtenidos se realiza una curva granulométrica, además se calcula el coeficiente de curvatura y consistencia con los datos D_{60} , D_{30} y D_{10} que representan los diámetros con el porcentaje que pasa en los subíndices, para su clasificación por el Sistema Unificado de Clasificación Suelos.

Coeficiente de Uniformidad C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (48)$$

Coeficiente de Concavidad C_c :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} \quad (49)$$

- Densidad Máxima NTP 339.137 (ASTM D4253) y Densidad Mínima NTP 339.138 (ASTM D4254)

El ensayo de densidad máxima y densidad mínima se realizaron con la finalidad de obtener la densidad relativa para poder calcular así el ángulo de fricción interna como se observa en la figura 50.



Figura 50. Realización del ensayo de Densidad Máxima y Mínima.

La fórmula a emplear es:

$$\gamma_{max} = \frac{w_c}{V} \quad (50)$$

$$\gamma_{min} = \frac{w_s}{V} \quad (51)$$

$$Dr(\%) = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{min}}{\gamma_{min} - \gamma_{max}} \right) * \frac{\gamma_{max}}{\gamma_d} * 100 \quad (52)$$

Donde:

w_c = Peso del material compactado

w_s = Peso del material suelto.

V =Volumen de recipiente.

Dr =Densidad relativa

γ_d = Densidad seca natural o in situ del suelo

γ_{max} = Densidad seca en el estado más denso

γ_{min} = Densidad seca en el estado más suelto

- Ensayo de Compactación Proctor Estándar y Modificado NTP 339.141 (ASTM D1557)

El ensayo se realizó con la finalidad de determinar la densidad seca máxima en relación con su grado de humedad.

La fórmula a emplear es:

$$Densidad\ seca = \frac{densidad\ humeda\ del\ suelo}{contenido\ de\ humedad\ del\ suelo} \quad (53)$$

Ensayo especial.

- Corte Directo NTP 339.171 (ASTM D3080)

Método de corte y reemplazo

En este método las partículas que no pueden ser ensayadas en un equipo tradicional son sustituidas por un porcentaje igual en peso de partículas más pequeñas.

Donaghe y Torrey (1979) analizaron el método con varias mezclas de arena y grava de 20%, 40% y 60% del contenido de grava, consiguiendo óptimos resultados con las granulometrías que contienen más 40% de grava. De este modo, los datos obtenidos con este método son ligeramente conservadores.

La finalidad al realizar el ensayo es determinar la resistencia al corte del suelo como se muestra en la figura 51, figura 52 y figura 53. La aplicación de este ensayo permite determinar el ángulo de fricción y el coeficiente de cohesión de una muestra de suelo.



Figura 51. Muestra del ensayo de corte directo



Figura 52. Equipo del corte directo.



Figura 53. (a) y (b) Muestras para el ensayo de corte directo.

Ensayos Químicos.

Con la finalidad de estimar el grado de agresividad química del suelo en el área estudiada se realizaron los siguientes ensayos químicos:

- Sulfatos NTP 400.014 (ASTM D 516)

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

- Pesar 100 g de la muestra y disolverla en 300 ml de agua destilada, dejar remojar por espacio mínimo de 2 horas, luego filtrar en un embudo butchner y recolectar 50 ml del filtrado.

ANÁLISIS DE LA MUESTRA

- Medir 10 ml de muestra problema y colocarla en un vaso de vidrio de 50 ml.
- Agregar 0.5 g de $BaCl_2 \cdot H_2O$.
- Añadir 1 ml de solución acidificadora.
- Agitar hasta disolución total y verter a una fiola aforada de 100 ml clase A.
- Completar la mezcla con agua hasta la marca.
- Echar 3 ml de la muestra así preparada en una celda para espectrofotómetro visible ajustado a 420 nm.

$$SO_4 = \frac{(65.3 * \%Abs + 0.4) * Fd * 100}{3333} \quad (54)$$

Donde:

SO_4 = Concentración de sulfato en ppm.

%Abs = absorción de la muestra (dato de espectrofotómetro)

Fd = Factor de dilución igual a 10 con fiola de 100 ml

Fd = Factor de dilución igual a 25 con fiola de 250 ml

➤ Cloruros NTP 400.014 (ASTM D 512)

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

- Pesar 100 g de la muestra y disolverla en 300 ml de agua destilada, dejar remojar por espacio mínimo de 2 horas, luego filtrar en un embudo butchner y recolectar 50 ml del filtrado.

ANÁLISIS DE LA MUESTRA

- Medir 5 ml de muestra problema y colocarla en un matraz de 50 ml.
- Agregar 2 gotas de fenoftaleína al 5%
- Añadir 1 gota de solución de Na_2CO_3
- Agregar 2 gotas de H_2SO_4
- Añadir 2 gotas de solución de K_2CrO_3
- Agitar la mezcla y titular AgNO_3 0.01 N hasta que el color cambie de amarillo a rojo ladrillo.
- Anotar el volumen gastado de nitrato de plata.

$$CL^- = V * Fa \quad (55)$$

Donde:

Cl^- =Concentración de cloruro en ppm.

V = volumen empleado de nitrato de plata.

Fa = Factor de trabajo igual a 180.

➤ Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos NTP 339.152

Análisis de la muestra

- a) Secar la muestra en horno a 110 °C con peso constante, aproximado a 0,01 gramo, registrando esta masa como "A".
- b) Colocar la muestra en un vaso de precipitado, agregar agua destilada en volumen suficiente para cubrir unos 3 cm sobre el nivel de la muestra y calentar hasta ebullición.
- c) Agitar durante 1 minuto. Repetir la agitación, a intervalos regulares, hasta completar cuatro agitaciones en un periodo de 10 minutos.
- d) Decantar mínimo 10 minutos hasta que el líquido se aprecie transparente, y trasvasijar el líquido sobrenadante a otro vaso, determinar en forma separada, en dos tubos de ensayo, las sales solubles con los respectivos reactivos químicos. La presencia de cloruros se detecta con unas gotas de Nitrato de Plata formándose un

precipitado blanco de cloruro de plata, la de sulfatos con unas gotas de cloruro de bario dando un precipitado blanco de sulfato de bario.

- e) Repetir los pasos b) a d) hasta que no se detecte presencia de sales, juntando los líquidos sobrenadantes.
- f) Todos los líquidos sobrenadantes acumulados, una vez enfriados, se vacían a un matraz aforado y se enrasa con agua destilada. En caso de tener un volumen superior, concentrar mediante evaporación. Registrar el aforo como "B".
- g) Tomar una alícuota de un volumen entre 50 y 100 ml, de la muestra previamente homogénea del matraz aforado y registrar su volumen como "C".
- h) Cristalizar la alícuota en un horno a 100 °C, con masa constante y registrar dicha masa como "D".

$$\%Sales\ Solubles = \frac{D * B}{C * A} * 100 \quad (56)$$

Donde:

A = Masa de muestra seca en horno a 110 °C

B = Volumen de líquidos sobrenadantes acumulados

C = Volumen de alícuota del matraz aforado

D = Masa de la alícuota cristalizada en horno a 100 °C

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Resultados del levantamiento topográfico

Se procederá a la reconstrucción en el programa ArcGIS

- En el programa ArcGIS se genera un Mxd (documento de mapa) para contener los datos resultantes que se generaron con el programa Pix4D.
- Dentro de ArcMap(componente principal del conjunto de programas de procesamiento geoespacial ArcGIS), se agrega el ortomosaico que resulta de integrar todas las fotos en un mosaico referenciado y corregido.
- Después de tener el ortomosaico se procede a generar un perfil de terreno y generar el modelo digital de elevación la cual nos ayuda a generar las curvas de nivel como se observa en la figura 54.



Figura 54. Levantamiento topográfico.

4.2. Resultados de Refracción Sísmica

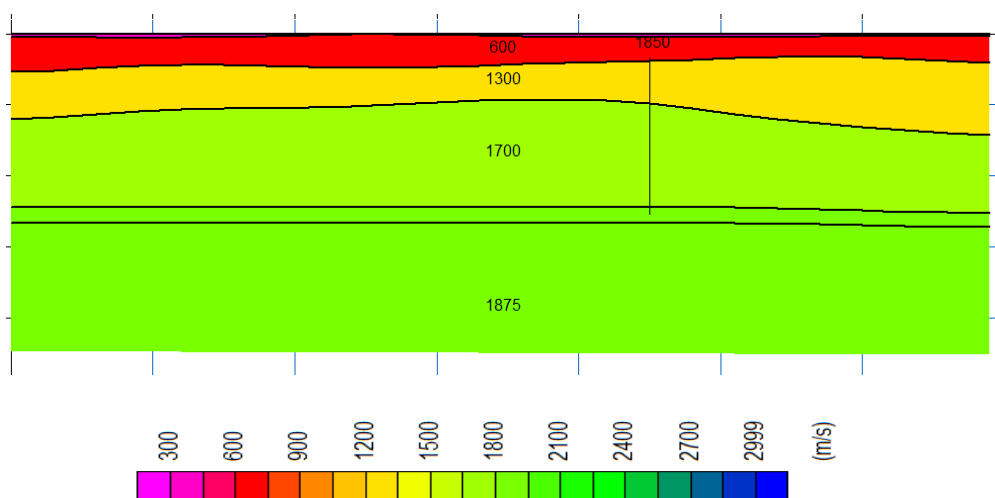
PERFILES GEOSISMICOS OBTENIDOS

De acuerdo con los datos que obtuvimos en campo para cada línea sísmica se obtuvieron los siguientes perfiles sísmicos.

En la tabla 14 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-01.

Tabla 14

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-01

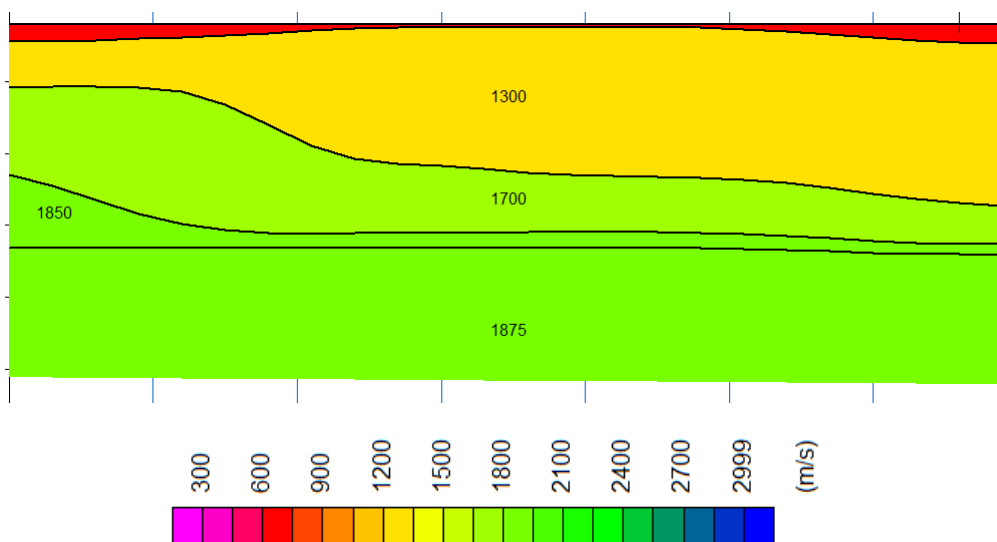


Ensayo	Onda	Descripción
LS-01	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 4 m y con una velocidad Vp que oscila entre 300-600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 5 m y con una velocidad Vp de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 8 m y con una velocidad Vp 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 1 m y con una velocidad Vp 1850 m/s ,subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial saturado con una profundidad de 12 m y con una velocidad Vp 1875 m/s.

En la tabla 15 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-02.

Tabla 15

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-02

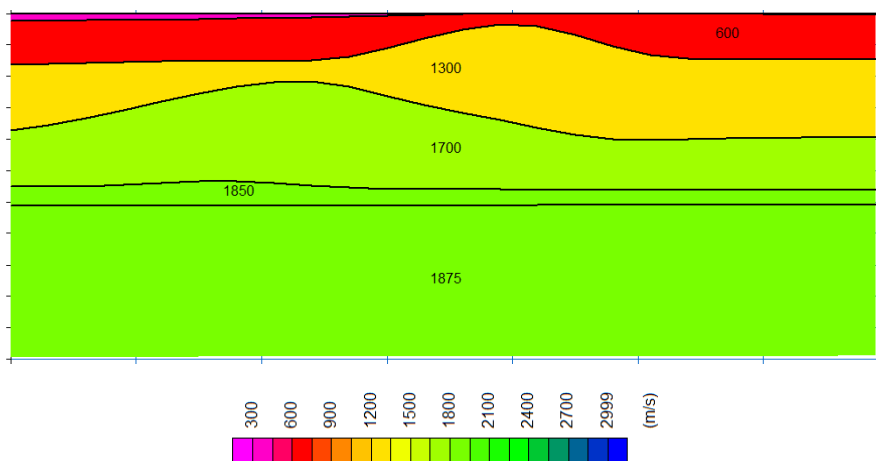


Ensayo	Onda	Descripción
LS-02	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 1m y con una velocidad Vp que oscila entre 300-600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 8 m y con una velocidad Vp de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 8 m y con una velocidad Vp 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 1m y con una velocidad Vp 1850 m/subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 12 m y con una velocidad Vp 1875 m/s.

En la tabla 16 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-03.

Tabla 16

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-03

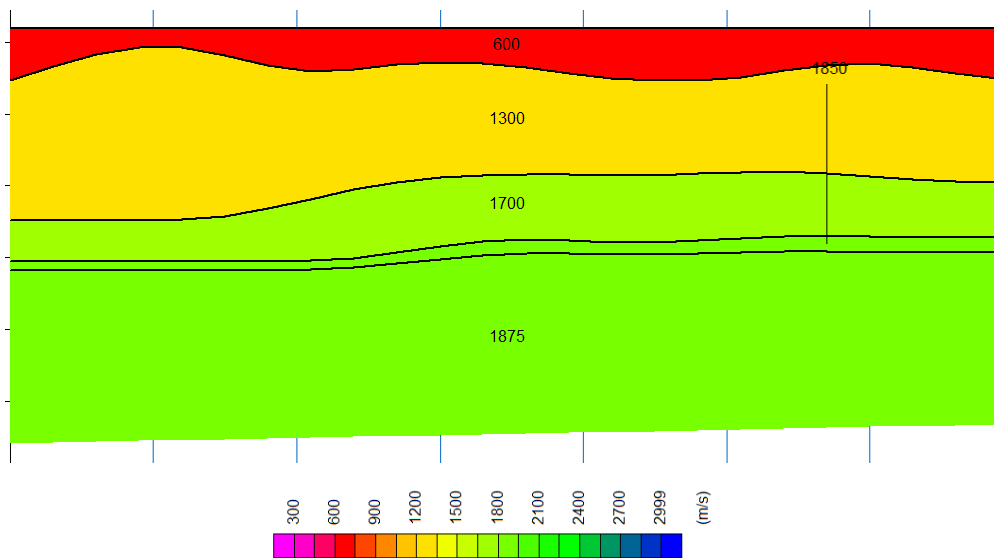


Ensayo	Onda	Descripción
LS-03	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 5 m y con una velocidad V_p que oscila entre 300-600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 8 m y con una velocidad V_p de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 6 m y con una velocidad V_p 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 1 m y con una velocidad V_p 1850 m/s, subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 10 m y con una velocidad V_p 1875 m/s.

En la tabla 17 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-04.

Tabla 17

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-04.

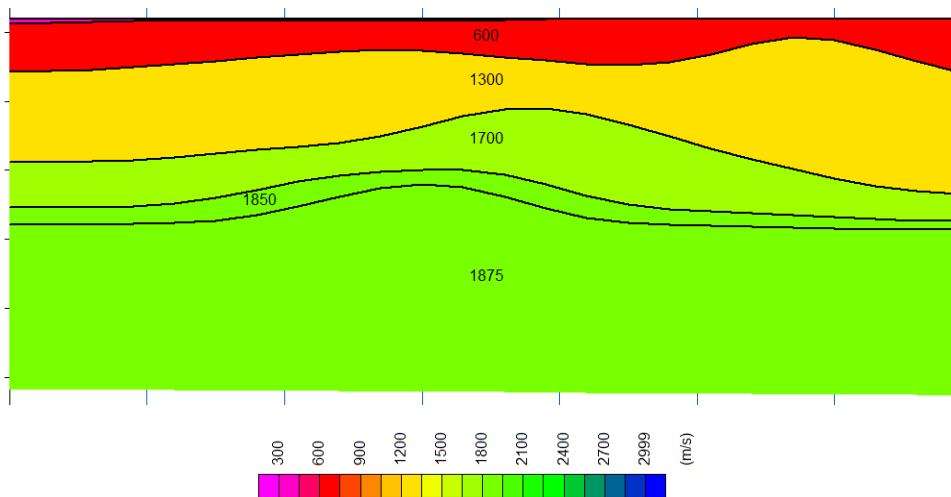


Ensayo	Onda	Descripción
LS-04	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 5 m y con una velocidad V_p de 600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 9 m y con una velocidad V_p de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 3.5 m y con una velocidad V_p 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 1 m y con una velocidad V_p 1850 m/s, subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 12 m y con una velocidad V_p 1875 m/s.

En la tabla 18 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-05.

Tabla 18

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-05.

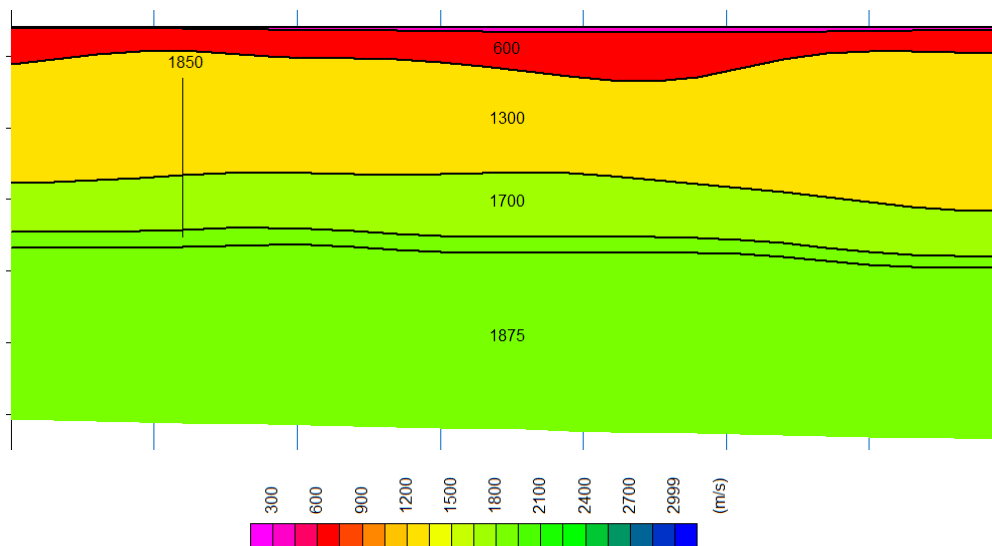


Ensayo	Onda	Descripción
LS-05	P	<p>Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 3 m y con una velocidad V_p de 600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 6m y con una velocidad V_p de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 8m y con una velocidad V_p 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 1m y con una velocidad V_p 1850 m/s ,subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 12 m y con una velocidad V_p 1875 m/s.</p>

En la tabla 19 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-06.

Tabla 19

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-06.

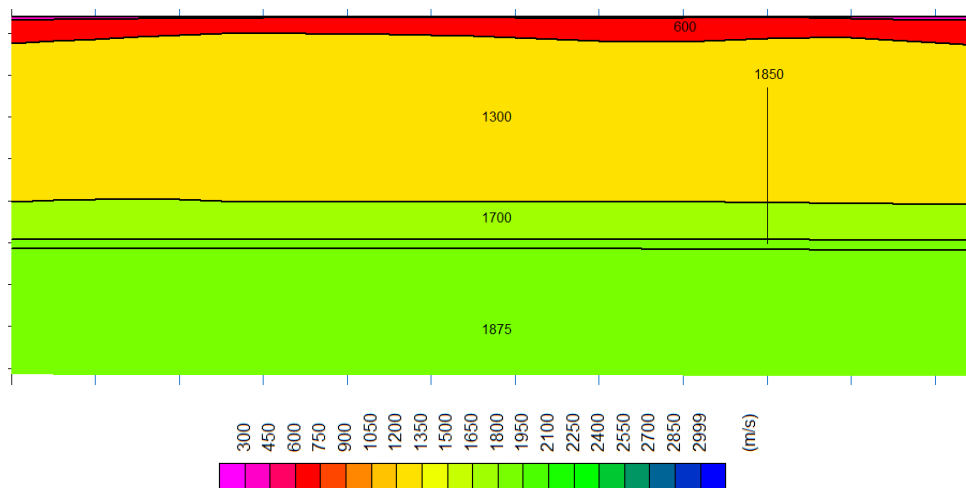


Ensayo	Onda	Descripción
LS-06	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 3m y con una velocidad Vp que oscila entre 300-600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 10 m y con una velocidad Vp de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 4m y con una velocidad Vp 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 0.5 m y con una velocidad Vp 1850 m/s ,subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 12.5m y con una velocidad Vp 1875 m/s.

En la tabla 20 se observa los resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-07.

Tabla 20

Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS-07.



Ensayo	Onda	Descripción
LS-07	P	Se tiene desde la superficie material suelto hasta una profundidad aproximada de 2m y con una velocidad V_p de 600 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial con saturación hasta una profundidad aproximada de 12 m y con una velocidad V_p de 1300 m/s, subyaciendo se tiene un material coluvial saturado hasta una profundidad aproximada de 3 m y con una velocidad V_p 1700 m/s, subyaciendo se tiene un material fluvial hasta una profundidad aproximada de 0.5 m y con una velocidad V_p 1850 m/s ,subyaciendo se tiene posiblemente un material fluvial-coluvial con saturación con una profundidad de 12.5m y con una velocidad V_p 1875 m/s.

En el anexo 03, se podrá apreciar los resultados de Refracción sísmica.

4.3. Resultados del MASSW

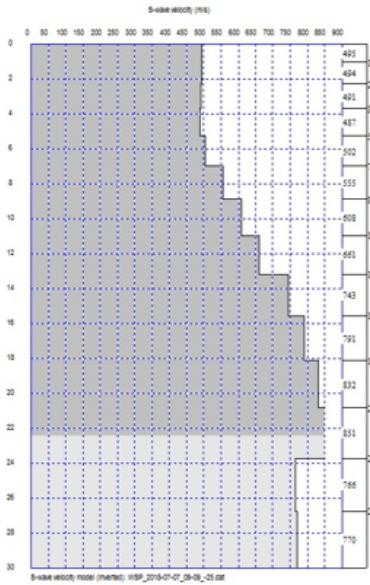
PERFILES OBTENIDOS

Presentaremos la descripción de los perfiles unidimensionales que se obtuvieron a partir de la velocidad de ondas de corte (V_s).

En la tabla 21, se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 01.

Tabla 21.

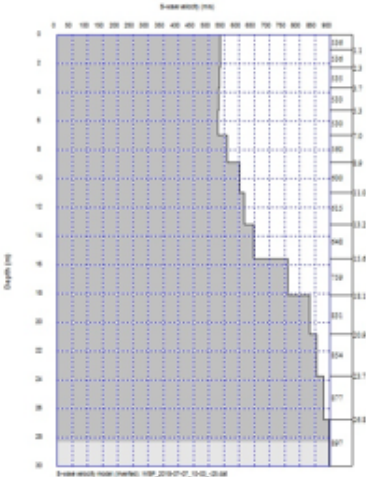
La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 01

Perfil del MASW 01	De (m)	Hasta (m)	V_s (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	495.21	Tenemos desde la superficie la presencia de un material Coluvial, seguido de un estrato de arenas y gravas con una velocidad de corte que varía de 488 – 495 m/s hasta una profundidad de 5 m que corresponde a un perfil del suelo S2; subyaciendo se estima la presencia de arenas y gravas compactadas con una velocidad de corte que varía de 503 – 608 m/s hasta una profundidad aproximadamente de 11m que corresponde a un perfil de suelo S1; subyaciendo se estima un material de conglomerados con una velocidad de corte que varía de 661-770 m/s hasta una profundidad de 30m que corresponde a un perfil de suelo S1.
	1.07	2.31	494.18	
	2.31	3.71	491.65	
	3.71	5.27	487.88	
	5.27	7.01	502.65	
	7.01	8.90	555.03	
	8.90	10.96	608.15	
	10.96	13.19	661.06	
	13.19	15.58	743.92	
	15.58	18.13	791.85	
	18.13	20.85	832.92	
20.85	23.74	851.18		
23.74	26.79	766.66		
26.79	30.00	770.30		

En la tabla 22, se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 02.

Tabla 22.

La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 02

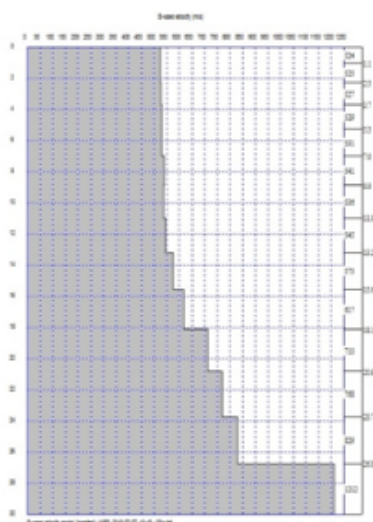
Perfil del MASW 02	De (m)	Hasta (m)	Vs (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	536.93	
	1.07	2.31	536.56	Tenemos desde la superficie la presencia de un material
	2.31	3.71	535.39	Coluvial, seguido de un
	3.71	5.27	533.68	estrato de arenas y gravas compactadas con una
	5.27	7.01	530.82	velocidad de corte que varía de 535 – 561 m/s hasta una
	7.01	8.90	560.97	profundidad de 9 m que
	8.90	10.96	600.40	corresponde a un perfil del suelo S1, subyaciendo se
	10.96	13.19	615.85	estima la presencia de
	13.19	15.58	648.10	conglomerados con una
	15.58	18.13	759.58	velocidad de corte que varía de 600- 898 m/s hasta una
	18.13	20.85	831.75	profundidad de 30m que
	20.85	23.74	854.99	corresponde a un perfil de suelo S1.
	23.74	26.79	877.88	
	26.79	30.00	897.34	

En la tabla 23, se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 03.

Tabla 23.

La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 03

Perfil del MASW 03	De (m)	Hasta (m)	Vs (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	524.85	
	1.07	2.31	525.26	Tenemos desde la superficie
	2.31	3.71	527.67	la presencia de un material
	3.71	5.27	529.13	Coluvial, seguido de un
	5.27	7.01	531.03	estrato de arenas y gravas
	7.01	8.90	541.38	compactadas con una
	8.90	10.96	536.50	velocidad de corte que varía
	10.96	13.19	545.76	de 523 – 576 m/s hasta una
	13.19	15.58	575.85	profundidad de 16 m que
	15.58	18.13	617.49	corresponde a un perfil del
	18.13	20.85	710.93	suelo S1; subyaciendo se
	20.85	23.74	768.39	estima la presencia de
	23.74	26.79	829.38	conglomerados con una
	26.79	30.00	1212.22	velocidad de corte que varía
				de 616– 12120 m/s hasta una
				profundidad de 30m que
				corresponde a un perfil de
				suelo S1.

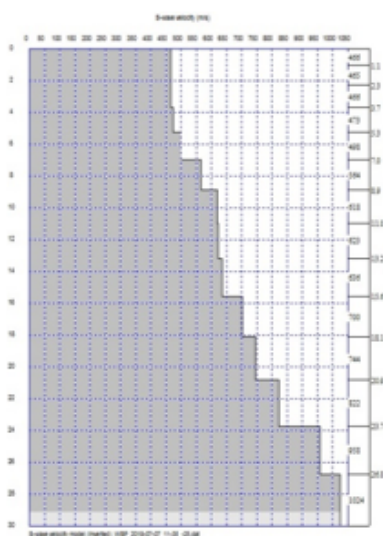


En la tabla 24 se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 04.

Tabla 24.

La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 04

Perfil del MASW 04	De (m)	Hasta (m)	Vs (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	466.40	Tenemos desde la superficie la presencia de un material
	1.07	2.31	465.83	Coluvial, seguido de un estrato
	2.31	3.71	466.33	de arenas y gravas con una
	3.71	5.27	473.96	velocidad de corte que varía de
	5.27	7.01	498.08	460 – 499 m/s hasta una
	7.01	8.90	564.74	profundidad de 7 m que
	8.90	10.96	618.51	corresponde a un perfil del
	10.96	13.19	623.04	suelo S2; subyaciendo se
	13.19	15.58	636.39	estima la presencia de arenas
	15.58	18.13	701.00	y gravas compactadas con una
	18.13	20.85	744.86	velocidad de corte q de 564 .74
	20.85	23.74	822.17	m/s hasta una profundidad
	23.74	26.79	958.68	aproximadamente de 9m que
	26.79	30.00	1024.34	corresponde a un perfil de
				suelo S1.

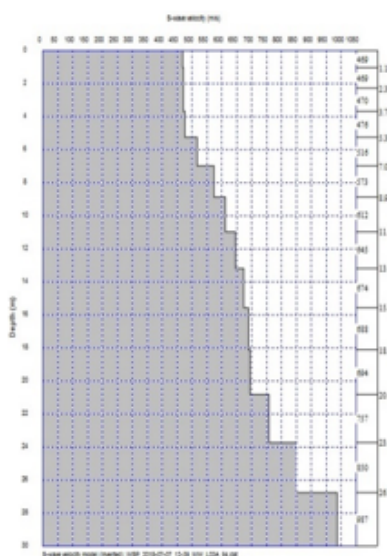


En la tabla 25, se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 05.

Tabla 25.

La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 05

Perfil del MASW 05	De (m)	Hasta (m)	Vs (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	469.44	Tenemos desde la superficie la presencia de un material
	1.07	2.31	469.51	Coluvial, seguido de un estrato
	2.31	3.71	470.25	de arenas y gravas con una
	3.71	5.27	476.91	velocidad de corte que varía de
	5.27	7.01	516.00	469-477 m/s hasta una
	7.01	8.90	573.54	profundidad de 5 m que
	8.90	10.96	612.17	corresponde a un perfil del suelo
	10.96	13.19	645.44	S2; subyaciendo se estima la
	13.19	15.58	674.58	presencia de arenas y gravas
	15.58	18.13	688.66	compactadas con una velocidad
	18.13	20.85	694.43	de corte que varía de 516 – 574
	20.85	23.74	757.94	m/s hasta una profundidad
	23.74	26.79	850.63	aproximadamente de 9 m que
	26.79	30.00	987.63	corresponde a un perfil de suelo
				S1;subyaciendo se estima un
				material de conglomerados con
				una velocidad de corte que varía
				de 612-988 m/s hasta una
				profundidad de 30m que
				corresponde a un perfil de suelo
				S1.



En la tabla 26, se muestra los resultados de la Velocidad de corte calculadas a partir del ensayo MASW 06.

Tabla 26.

La Velocidad de corte calculada a partir del ensayo MASW 06

Perfil del MASW 06	De (m)	Hasta (m)	Vs (m/s)	Descripción
	0.00	1.07	494.24	Tenemos desde la superficie la presencia de un material Coluvial, seguido de un estrato de arenas y gravas con una velocidad de corte que varía de 493– 496 m/s hasta una profundidad de 5 m que corresponde a un perfil del suelo S2; subyaciendo se estima la presencia de arenas y gravas compactadas con una velocidad de corte que varía de 507 – 586 m/s hasta una profundidad aproximadamente de 11 m que corresponde a un perfil de suelo S1;subyaciendo se estima un material de conglomerados con una velocidad de corte que varía de 618-851 m/s hasta una profundidad de 30m que corresponde a un perfil de suelo S1..
	1.07	2.31	493.97	
	2.31	3.71	493.82	
	3.71	5.27	495.45	
	5.27	7.01	508.48	
	7.01	8.90	554.41	
	8.90	10.96	585.37	
	10.96	13.19	618.53	
	13.19	15.58	642.68	
	15.58	18.13	692.32	
	18.13	20.85	766.98	
	20.85	23.74	789.82	
23.74	26.79	818.74		
26.79	30.00	850.95		

4.3.1. Parámetros Dinámicos

En la tabla 27, se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-01.

Tabla 27

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-01

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-01							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	495.21	1.904	0.46	1364.28	466.85	5853.71
1.07	2.31	494.18	1.904	0.46	1358.74	464.91	5849.00
2.31	3.71	491.65	1.904	0.46	1345.11	460.15	5837.24
3.71	5.27	487.88	1.904	0.46	1324.98	453.12	5819.84
5.27	7.01	502.65	1.910	0.46	1409.28	482.53	5919.74
7.01	8.90	555.03	1.927	0.45	1726.52	593.73	6251.03
8.90	10.96	608.15	1.943	0.45	2080.17	718.63	6580.54
10.96	13.19	661.06	1.956	0.44	2462.33	854.71	6890.68
13.19	15.58	743.92	1.976	0.43	3126.90	1093.77	7383.66
15.58	18.13	791.85	1.985	0.42	3540.93	1244.38	7640.86
18.13	20.85	832.92	1.990	0.42	3913.15	1380.87	7849.88
20.85	23.74	851.18	1.990	0.41	4078.82	1442.09	7923.43
23.74	26.79	766.66	1.959	0.43	3283.21	1151.60	7345.11
26.79	30.00	770.30	1.959	0.43	3313.44	1162.55	7370.18

En la tabla 28, se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-02.

Tabla 28

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-02

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-02							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	536.93	1.915	0.46	1607.33	551.94	6097.85
1.07	2.31	536.56	1.915	0.46	1605.18	551.18	6097.01
2.31	3.71	535.39	1.915	0.46	1598.35	548.78	6092.82
3.71	5.27	533.68	1.915	0.46	1588.44	545.29	6087.12
5.27	7.01	530.82	1.916	0.46	1572.71	539.75	6080.32
7.01	8.90	560.97	1.928	0.45	1763.05	606.60	6283.20
8.90	10.96	600.40	1.942	0.45	2027.66	699.99	6543.16
10.96	13.19	615.85	1.947	0.45	2136.13	738.43	6641.75
13.19	15.58	648.10	1.955	0.44	2369.11	821.34	6832.87
15.58	18.13	759.58	1.987	0.43	3272.67	1146.27	7525.90
18.13	20.85	831.75	2.003	0.42	3928.92	1385.76	7947.57
20.85	23.74	854.99	2.003	0.41	4141.39	1464.28	8038.65
23.74	26.79	877.88	2.003	0.41	4355.55	1543.73	8130.93
26.79	30.00	897.34	2.003	0.41	4541.49	1612.93	8212.89

En la tabla 29, se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-03.

Tabla 29

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-03

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-03							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	524.85	1.905	0.46	1530.12	524.91	6000.35
1.07	2.31	525.26	1.905	0.46	1532.41	525.73	5997.30
2.31	3.71	527.67	1.905	0.46	1546.09	530.55	6001.31
3.71	5.27	529.13	1.905	0.46	1554.46	533.51	6001.48
5.27	7.01	531.03	1.907	0.46	1566.99	537.88	6020.93
7.01	8.90	541.38	1.916	0.46	1634.49	561.48	6123.58
8.90	10.96	536.50	1.922	0.46	1611.07	553.12	6149.91
10.96	13.19	545.76	1.932	0.46	1675.11	575.48	6260.38
13.19	15.58	575.85	1.945	0.45	1872.47	644.92	6463.58
15.58	18.13	617.49	1.954	0.45	2154.66	744.91	6681.16
18.13	20.85	710.93	1.971	0.43	2856.56	996.27	7173.42
20.85	23.74	768.39	1.971	0.43	3317.35	1163.82	7391.28
23.74	26.79	829.38	1.971	0.42	3840.45	1355.90	7637.74
26.79	30.00	1212.22	2.074	0.36	8304.31	3047.66	10059.02

En la tabla 30 se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-04.

Tabla 30

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-04

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-04							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	466.40	1.900	0.46	1210.76	413.31	5716.86
1.07	2.31	465.83	1.900	0.46	1207.88	412.31	5716.65
2.31	3.71	466.33	1.900	0.46	1210.42	413.19	5719.46
3.71	5.27	473.96	1.900	0.46	1249.56	426.83	5747.88
5.27	7.01	498.08	1.903	0.46	1379.32	472.12	5859.35
7.01	8.90	564.74	1.921	0.45	1779.75	612.65	6245.57
8.90	10.96	618.51	1.938	0.45	2144.21	741.56	6586.29
10.96	13.19	623.04	1.945	0.45	2182.35	754.96	6654.56
13.19	15.58	636.39	1.957	0.44	2288.33	792.40	6801.83
15.58	18.13	701.00	1.982	0.44	2797.51	974.16	7269.21
18.13	20.85	744.86	1.995	0.43	3166.43	1107.06	7551.26
20.85	23.74	822.17	2.011	0.42	3858.59	1359.17	7985.71
23.74	26.79	958.68	2.037	0.40	5243.51	1872.53	8749.45
26.79	30.00	1024.34	2.037	0.39	5942.05	2137.80	8983.31

En la tabla 31, se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-05.

Tabla 31

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-05

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-05							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	469.44	1.900	0.46	1226.29	418.72	5728.09
1.07	2.31	469.51	1.900	0.46	1226.66	418.85	5729.04
2.31	3.71	470.25	1.900	0.46	1230.47	420.18	5732.17
3.71	5.27	476.91	1.900	0.46	1264.84	432.16	5758.57
5.27	7.01	516.00	1.909	0.46	1482.78	508.28	5974.58
7.01	8.90	573.54	1.924	0.45	1837.04	632.83	6305.62
8.90	10.96	612.17	1.935	0.45	2097.82	725.13	6538.18
10.96	13.19	645.44	1.948	0.44	2341.51	811.69	6770.54
13.19	15.58	674.58	1.964	0.44	2571.33	893.55	7005.65
15.58	18.13	688.66	1.974	0.44	2691.06	936.19	7146.79
18.13	20.85	694.43	1.979	0.44	2741.43	954.13	7208.45
20.85	23.74	757.94	1.995	0.43	3274.24	1146.27	7601.69
23.74	26.79	850.63	2.014	0.42	4125.75	1457.43	8129.75

En la tabla 32, se muestra los parámetros dinámicos para el ensayo MASW-06.

Tabla 32

Parámetros dinámicos para el ensayo MASW-06

CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS MASW-06							
DE (m)	HASTA (m)	Vs (m/s)	DENSIDAD (gr/cm ³)	POISSON (v)	YOUNG (E) MPa	RIGIDEZ (G) MPa	BULK (K) MPa
0.00	1.07	494.24	1.904	0.46	1359.07	465.01	5858.03
1.07	2.31	493.97	1.904	0.46	1357.62	464.51	5856.48
2.31	3.71	493.82	1.904	0.46	1356.84	464.23	5854.33
3.71	5.27	495.45	1.904	0.46	1365.58	467.30	5856.98
5.27	7.01	508.48	1.907	0.46	1439.36	493.09	5928.40
7.01	8.90	554.41	1.922	0.45	1717.79	590.75	6212.28
8.90	10.96	585.37	1.933	0.45	1920.67	662.26	6412.78
10.96	13.19	618.53	1.945	0.45	2151.75	744.05	6637.15
13.19	15.58	642.68	1.953	0.44	2328.21	806.76	6801.09
15.58	18.13	692.32	1.968	0.44	2709.61	943.11	7114.35
18.13	20.85	766.98	1.987	0.43	3334.90	1168.86	7568.35
20.85	23.74	789.82	1.987	0.42	3528.15	1239.51	7657.16
23.74	26.79	818.74	1.987	0.42	3779.78	1331.93	7768.70
26.79	30.00	850.95	1.987	0.41	4069.13	1438.80	7892.67

4.3.2. Clasificación Vs30

Se clasificó el tipo de suelo conforme a la NTE E-030 y se calculó el periodo fundamental de vibración del suelo (T_s), tener en cuenta que este valor es referencial. Para este estudio se usó la fórmula según el código International Building Code del 2009:

$$T_s = \frac{4H}{V_{s30}} \quad (57)$$

Donde:

H = La potencia del estrato para nosotros 30 m.

V_{s30} = El valor de la onda de corte Vs promedio.

En el Tabla 33, se muestra la clasificación Vs30, con respecto a la Norma Sismorresistente E.030 (2018) y su periodo de vibración.

Tabla 33

Clasificación Sismorresistente E.030 y periodo de vibración T_s

MASW-01		MASW-02		MASW-03		MASW-04		MASW-05		MASW-06	
Tipo Suelo	S1	Tipo Suelo	S1	Tipo Suelo	S1	Tipo Suelo	S1	Tipo Suelo	S1	Tipo Suelo	S1
V_{s30} (m/s)	658.1	V_{s30} (m/S)	677.4	V_{s30} (m/s)	639.8	V_{s30} (m/s)	653.9	V_{s30} (m/s)	645.6	V_{s30} (m/s)	642.1
T_s	0.18	T_s	0.18	T_s	0.19	T_s	0.18	T_s	0.19	T_s	0.19
ROCA-SUELO MUY RÍGIDO		ROCA-SUELO MUY RÍGIDO		ROCA-SUELO MUY RÍGIDO		ROCA-SUELO MUY RÍGIDO		ROCA O SUELOS RÍGIDOS		ROCA O SUELOS RÍGIDOS	

De acuerdo a la Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 el tipo de suelo es S1 correspondiente a suelos muy rígidos, con una velocidad de propagación de ondas de corte en los treinta metros superficiales (V_{s30}) variante desde 639.8 a 677.4 m/s y un periodo de vibración del suelo (T_s) que va desde 0.18 a 0.19, teniendo un promedio de $T_s=0.18$.

4.3.3. Capacidad Portante

Tezcan, Ozdemir, Keceli, & Erkal (2007) proponen relacionar la capacidad portante con las ondas Vs y un factor de seguridad “n” que depende del medio donde se cimentara:

$$q_{adm} = 0.1 * \gamma * \frac{V_s}{n} \quad (58)$$

Donde:

γ = peso específico (obtenido por las ondas sísmicas).

V_s = El valor de la onda de corte.

n = factor para suelos y roca.

De este modo, Terzaghi y Peck (1967) determinan que el valor de q_{adm} se ve reducido por el ancho de zapata (B), agregándose un factor de corrección (α).

Donde:

$$\alpha = 1, \text{ para } (0 \leq B \leq 1.2 \text{ m}) \quad (59)$$

$$\alpha = 1.13 - 0.11 * B, \text{ para } (1.2 \leq B \leq 3 \text{ m}) \quad (60)$$

$$\alpha = 0.83 - 0.01 * B, \text{ para } (3 \leq B \leq 12 \text{ m}) \quad (61)$$

En la Tabla 34 se aprecia los distintos valores de “n” para los suelos y rocas.

Tabla 34

Factor de seguridad “n” para suelos y rocas

Tipo	Rango de Vs (m/s)	n	q_{adm} (KN/m ²)
Roca dura	$V_s \geq 4000$	1.4	$0.071 * \gamma * V_s$
Roca blanda	$750 \leq V_s \leq 4000$	$4.6 - 0.0008 * V_s$	$0.071 * \gamma * V_s$
Suelo	$750 \geq V_s$	4	$0.025 * \gamma * V_s * \alpha$

Nota: Tomado de (Tezcan et al. ,2007)

De esta forma, se calculó la capacidad portante para las muestras.

En la tabla 35, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-01.

Tabla 35

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-01

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-01										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	Vs (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1843.39	494.18	20.69	0.91	2.00	23.72	2.37	1.19
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1840.81	491.65	20.68	0.91	2.00	23.59	2.36	1.18

En la tabla 36, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-02.

Tabla 36

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-02

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-02										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	Vs (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1889.30	536.56	20.78	0.91	2.00	25.86	2.59	1.29
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1888.02	535.39	20.78	0.91	2.00	25.80	2.58	1.29

En la tabla 37, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-03.

Tabla 37

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-03

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-03										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	VS (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1875.17	525.26	20.75	0.91	2.00	25.28	2.53	1.26
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1876.36	527.67	20.75	0.91	2.00	25.40	2.54	1.27

En la tabla 38, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-04.

Tabla 38

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-04

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-04										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	VS (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1816.26	465.83	20.63	0.91	2.00	22.30	2.23	1.11
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1816.62	466.33	20.63	0.91	2.00	22.32	2.23	1.12

En la tabla 39, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-05.

Tabla 39

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-05

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-05										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	Vs (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1818.93	469.51	20.64	0.91	2.00	22.48	2.25	1.12
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1819.80	470.25	20.64	0.91	2.00	22.52	2.25	1.13

En la tabla 40, se muestra los resultados del cálculo de la capacidad portante a través de la Vs del MASW-06.

Tabla 40

Resultados de capacidad portante mediante la Vs del MASW-06

CAPACIDAD PORTANTE DEL MASW-06										
CIMENTACIÓN TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m.)	ANCHO DE CIMENTACIÓN (m.)	VP (m/s)	Vs (m/s)	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	1.00	2.00	1844.69	493.97	20.69	0.91	2.00	23.71	2.37	1.19
LOZA DE CIMENTACIÓN 2 m x 2 m	3.00	2.00	1844.02	493.82	20.69	0.91	2.00	23.70	2.37	1.18

En el anexo 03, se podrá apreciar los planos del MASW.

4.4. Resultados de los ensayos de Laboratorio

De esta manera todos los certificados de los ensayos de laboratorio que se realizaron a las muestras de la zona de estudio se encuentran en el Anexo 04 del presente trabajo de Investigación. En la tabla 41, se muestra el resumen de los resultados de los ensayos estándar.

Tabla 41

Resultados de los ensayos de laboratorio

Muestra	Clasificación SUCS	Humedad Natural (%)	Humedad Óptima	Densidad Húmeda	Densidad seca	Densidad Máxima	Densidad Mínima	Densidad Relativa	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)
C-01	GP	1.58	—	2,197	2,163	2,209	2,112	53,4	NP	NP
C-02	GP	1.72	8.7	2,14	2,104	2,153	2,048	54,3	NP	NP
C-03	GP	1.79	9.4	2,159	2,121	2,178	2,057	54	NP	NP
C-04	GP	1.56	9.7	2,105	2,073	2,151	1,991	53,2	NP	NP
C-05	GP	1.43	7.8	2,080	2,050	2,113	1,986	52,1	NP	NP
C-06	GP	1.69	9.5	2,177	2,141	2,183	2,096	52,9	NP	NP

Los ensayos de límite líquido y límite plástico no se pudieron completar ya que el suelo no presenta las características necesarias.

Determinación del ángulo de fricción

Se calculó el ángulo de fricción por medio de la correlación con la densidad relativa, siendo nuestro material un suelo no cohesivo. En la tabla 42, se muestra los distintos ángulos de fricción de acuerdo a su densidad relativa.

Tabla 42

Relación entre densidad relativa y ángulo de fricción de suelo no cohesivo

Estado del empaquetamiento	Densidad relativa (%)	ángulo de fricción (°)
Muy suelto	<20	<30
Suelto	20-40	30-35
Compacto	40-60	35-40
Denso	60-80	40-45
Muy denso	>80	>45

Nota: Tomado de (Das, 2011)

En la tabla 43, se observa las fórmulas de correlación del ángulo de fricción y la densidad relativa utilizadas.

Tabla 43

Correlaciones para el ángulo de fricción de acuerdo a la densidad relativa

Correlación	Restricción	Autor
$\phi = 25^\circ + 0.15 Dr(\%)$	% que pasa N°200>5%	(Meyerhof, 1956)
$\phi = 30^\circ + 0.15 Dr(\%)$	% que pasa N°200<5%	(Meyerhof, 1956)
$\phi = \arctan\left(\frac{0.38 * Dr(\%) + 62}{100}\right)$	-	(Gonzales de Celis, 2014)

En la tabla 44, se muestra los ángulos de fricción por la correlación de la densidad relativa.

Tabla 44

Ángulos de fricción por correlación de densidad relativa

Muestra	Dr(%)	ángulo de fricción(°)	
		$\phi_{Meyerhof}$	$\phi_{Gonzales}$
C-1	53.4	38.01	39.45
C-2	54.3	38.15	39.57
C-3	54	38.10	39.53
C-4	53.2	37.99	39.43
C-5	52.1	37.82	39.28
C-6	52.9	37.93	39.38

4.4.1. Ensayos Especiales

Estos ensayos fueron realizados sobre muestras alteradas, fueron extraídas y transportadas en bolsas impermeables. El ensayo de Corte Directo fue realizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la Universidad Nacional del Altiplano, determinando así el ángulo de fricción y el coeficiente de cohesión. En la tabla 45, se muestra el resultado de los ensayos de Corte Directo.

Tabla 45

Resultados de los ensayos de Corte Directo

Ensayo de Corte Directo		
Muestra	Ángulo de fricción (°)	Coefficiente de Cohesión (kg/cm ²)
C-01	32.47	0.082
C-02	35.66	0.114
C-03	35.53	0.114
C-04	37.11	0.130
C-05	36.95	0.134
C-06	37.80	0.124

Asimismo, se calculó el valor del ángulo de fricción y ecuación de la recta con los puntos picos obtenidos por el ensayo de corte directo. De esta forma, se muestra la ecuación de la recta en la figura 55 y figura 56.

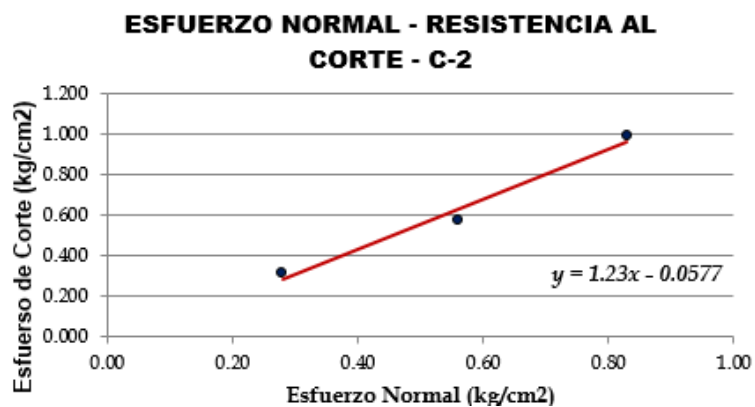
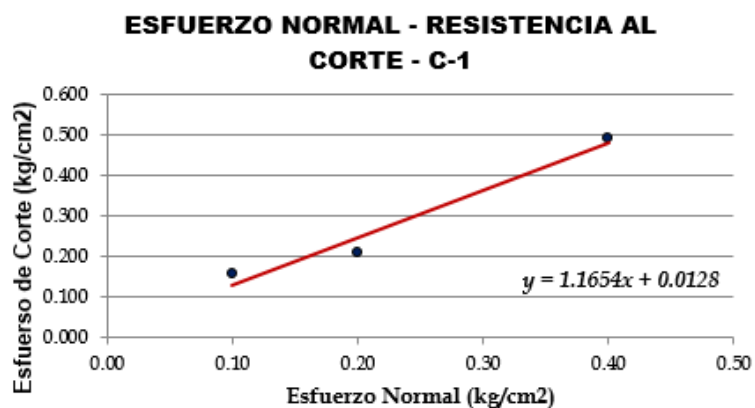


Figura 55. Esfuerzo corte vs esfuerzo normal (C-1 Y C-2)

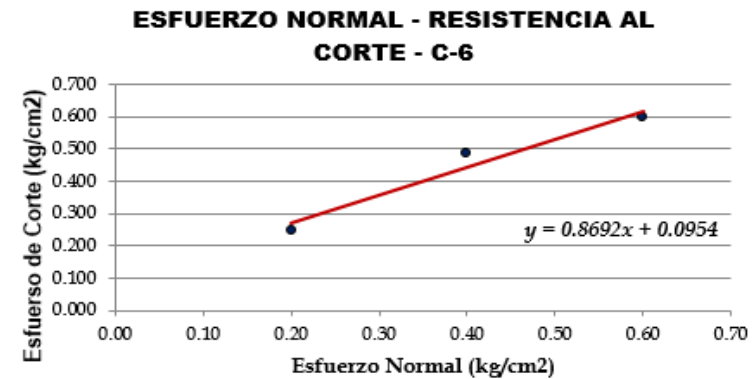
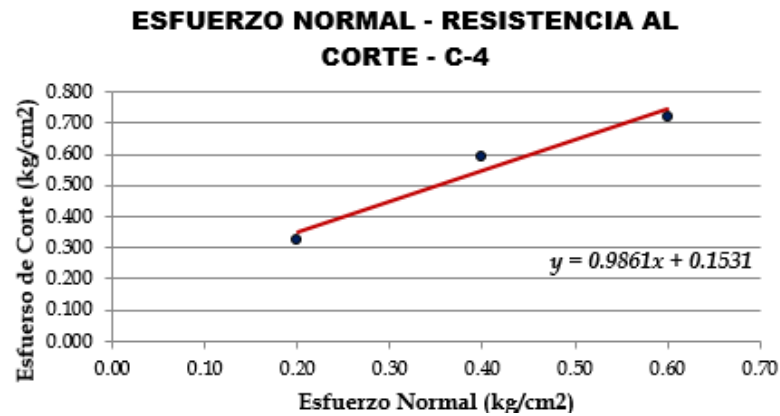
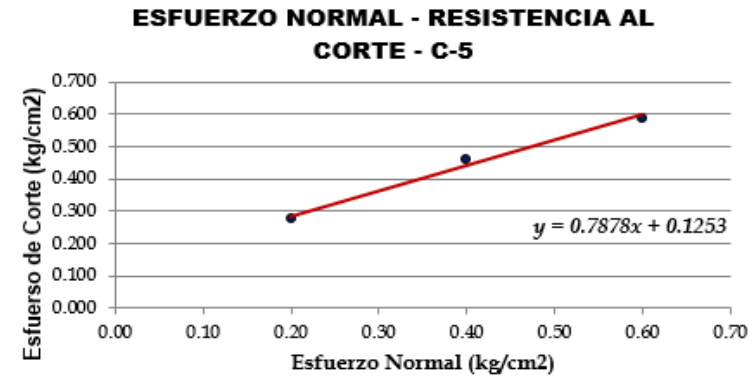
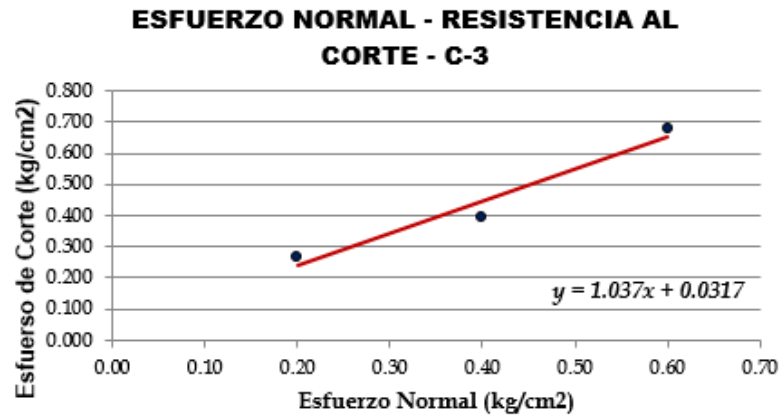


Figura 56. Esfuerzo corte vs esfuerzo normal (C-3, C-4, C-5, C-6)

En la tabla 46, se observa el ángulo de fricción y coeficiente de cohesión obtenidos por los gráficos anteriormente mostrados.

Tabla 46

Resultados de ángulo de fricción y cohesión

Muestra	Ensayo de Corte Directo	
	Ángulo de fricción (°)	Coefficiente de Cohesión (kg/cm ²)
C-01	41.18	0.01
C-02	49.90	-0.12
C-03	44.08	-0.02
C-04	42.87	0.2
C-05	37.96	0.14
C-06	39.36	0.14

4.4.2. Ensayos Químicos

Para determinar el grado de agresividad química del suelo frente a una cimentación, se analizaron químicamente las muestras del suelo mediante los ensayos de Cloruros, Sulfatos y Contenido de Sales Solubles. En la tabla 47 se muestra los resultados de los ensayos Químicos.

Tabla 47

Resultados de los ensayos Químicos

Muestra	Sólidos Solubles Totales		Sulfatos (SO_4^{-2})		Cloruros (CL^{-1})	
C-01	0.1408%	1408 ppm	0.05773%	577.3 ppm	0.07181%	718.1 ppm
C-02	0.6688%	6688 ppm	0.27421%	2742.1 ppm	0.34109%	3410.9 ppm
C-03	0.04576%	457.6 ppm	0.01876%	187.6 ppm	0.02331%	233.1 ppm
C-04	0.38464%	3846.4 ppm	0.1577%	1577 ppm	0.19617%	1961.7 ppm
C-05	0.12134%	1213.4 ppm	0.04975%	497.5 ppm	0.06188%	618.8 ppm
C-06	0.09286%	928.6 ppm	0.03807%	380.7 ppm	0.04736%	473.6 ppm

En el anexo 04, se podrá apreciar los certificados de los ensayos realizados.

4.5. Cálculo de la Capacidad de Carga

El fin de este estudio fue a través de la información recopilada de los ensayos de laboratorio del suelo. La capacidad portante para las 6 calicatas se calculó a través de la Teoría de capacidad de carga de Terzaghi, con los factores de carga propuestos por Vesic en 1973.

$$q_u = cN_c s_c + \gamma D_f N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (62)$$

$$q_{ad} = \frac{q_u - \gamma D_f}{F_s} \quad (63)$$

Donde:

q_u = capacidad última de carga.

q_{ad} = capacidad admisible de carga.

F_s = factor de seguridad, es 3.

c = cohesión del suelo de cimentación.

γ = peso específico.

D_f = profundidad de cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

s_c, s_q, s_γ = factores de forma

De este modo, los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ serán:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (64)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (65)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (66)$$

De igual forma, los factores de forma s_c, s_q, s_γ serán:

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad (67)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) \quad (68)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (69)$$

En el anexo 05 se muestra los cálculos de capacidad portante por falla general y local, y los asentamientos obtenidos.

En la Calicata 1, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 3.96 a 5.66

kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.98 a 11.13 kg/cm².

En la Calicata 2, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 4.21 a 5.62 kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.93 a 11.06 kg/cm².

En la Calicata 3, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 4.22 a 5.62 kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.94 a 11.06 kg/cm².

En la Calicata 4, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 4.05 a 5.41 kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.63 a 10.64 kg/cm².

En la Calicata 5, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 3.91 a 5.22 kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.35 a 10.25 kg/cm².

En la Calicata 6, la capacidad portante para una cimentación corrida de 0.5 m de ancho cimentada a una profundidad de 0.8 a 1.2 m varía de 4.15 a 5.54 kg/cm² y para una cimentación cuadrada de 1 m de ancho cimentada a una profundidad de 1 a 1.5 m varía de 7.81 a 10.89 kg/cm².

4.6. Asentamientos

Para las capacidades portantes mencionadas anteriormente los asentamientos calculados se muestran en el Anexo 05, los cuales se encuentran por debajo del valor límite recomendado de 2.5 cm para cada una de las calicatas, con el cual se garantiza que los asentamientos diferenciales registrados, que están en el orden de 3/4 el valor del asentamiento total, no generarán daños a la estructura. El asentamiento de la cimentación sobre material granular se calculará en base a la teoría de elasticidad.

$$S = q_{ad} B \frac{(1 - \mu)}{E} I_p \quad (70)$$

Donde:

S = Asentamiento (cm.).

q_{ad} = capacidad admisible de carga (kg/cm²).

B = ancho de cimentación (m.).

E = módulo de elasticidad (kg/cm²)

μ = relación de Poisson.

I_p = factores de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación.

De este modo, en la Tabla 48 se muestra los valores de I_p .

Tabla 48

Factores de influencia para asentamientos inmediatos

Forma de zapata		Valores de I_f (cm/cm)			
		Cimentación Flexible			Rígida
Ubicación		centro	esquina	medio	-
Rectangular	L/B=2	153	77	130	120
	L/B=5	210	105	183	170
	L/B=10	254	127	225	210
Cuadrada		112	56	95	82
Circular		100	64	85	88

Nota: Tomado de (Alva, 2012)

En la Tabla 49, se muestra los valores de E.

Tabla 49

Módulos de elasticidad para distintos suelos

Tipo de suelo	E(lb/pulg²)	E(MN/m²)
Arena suelta	1500-3500	10.35-24.15
Arena densa media	2500-4000	17.25-27.60
Arena densa	5000-8000	34.50-55.20
Arena limosa	1500-2500	10.35-17.25
Arena y grava	10000-25000	69-172.50
Arcilla suave	600-3000	4.1-20.7
Arcilla media	3000-6000	20.7-41.4
Arcilla firme	6000-14000	41.4-96.6

Nota: Tomado de (Das, 2006)

En la Tabla 50, se muestra los valores de relación de Poisson.

Tabla 50

Relación de Poisson para distintos suelos

Tipo de suelo	$\mu(-)$
Arena suelta	0.2-0.4
Arena densa media	0.25-0.4
Arena densa	0.3-0.45
Arena limosa	0.2-0.4
Arena y grava	0.15-0.35
Arcilla suave	
Arcilla media	0.20-0.5
Arcilla firme	

Nota: Tomado de (Das, 2006)

4.7. Plano de Isovalores

De los resultados obtenidos del ensayo MASW se realizó los mapas de Isovalores para las velocidades de ondas de corte V_s (promedio) a una profundidad de 30 m, para la clasificación del tipo de suelo según la NT E-030, el periodo fundamental de vibración del suelo (T_s), según la International Building Code (IBC) a una profundidad de 30 m y para las propiedades dinámicas del suelo a una profundidad de 10m. De igual forma, se realizó un plano de isovalores de la capacidad portante para una cimentación cuadrada de 1 m a una profundidad de 1 m. En el anexo 06, se podrá apreciar los planos.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Los resultados de la presente investigación fueron obtenidos a través de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, y los métodos geofísicos de refracción sísmica y MASW, quedando registros de este estudio por medio de fotografías, además resultados de los ensayos de mecánicas suelo y geofísicos. Los resultados obtenidos del área de estudio nos otorgan los datos para poder dar proponer una adecuada alternativa de cimentación.

De este modo, los resultados obtenidos solo podrán ser aplicados a esta zona, pero la metodología del estudio puede ser aplicado a otras investigaciones, con los ensayos geofísicos y los ensayos de laboratorio podemos determinar las propiedades físicas, químicas, dinámicas y mecánicas del suelo.

De acuerdo a los resultados obtenidos del ensayo de refracción sísmica en la zona de estudio se distinguieron 5 capas de estratificación:

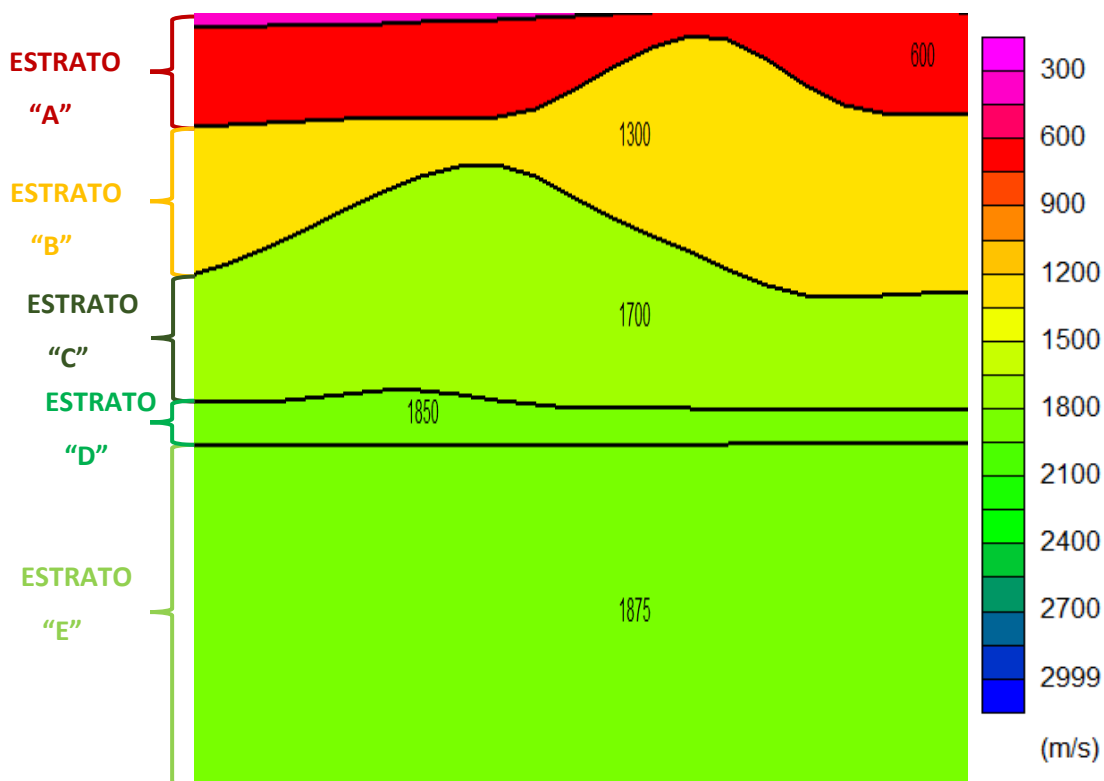


Figura 57. Perfil de estratos de refracción sísmica LS-03

Se realizara la descripción de cada estrato dependiendo del Vp como se observa en la tabla 51.

Tabla 51

Márgenes de velocidad de ondas sísmicas por criterio de ripabilidad

Vp (m/s)	CALIDAD DE MATERIAL
Menor a 600	Materiales sueltos
600 - 1300	Ripado fácil
1300 - 1700	Ripado normal
1700 - 1850	Ripado duro
Mayores a 1875	No son ripables (Voladura)

Nota: Tomado de (Rodríguez, 2001)

Descripción de cada capa de estrato:

- ✓ **Estrato A:** con velocidades de onda Vp que oscila entre 300- 600 m/s; correspondiente a materiales suelto no compactos siendo correlacionados por material suelto. Tiene una profundidad menor a 5 m desde la superficie.
- ✓ **Estrato B:** con velocidades de onda Vp 1300 m/s, correspondiente a materiales semicompactos representados por conglomerádico. Tiene una profundidad menor a 10 m.
- ✓ **Estrato C:** con velocidades de onda Vp 1700 m/s, correspondientes a materiales semicompactos con densidad representados por conglomerados. Tiene una profundidad menor a 8 m.
- ✓ **Estrato D:** con velocidades de onda Vp 1850 m/s, correspondientes a materiales compactos con mayor densidad representados por conglomerados. Tiene una profundidad menor a 1 m.
- ✓ **Estrato E:** con velocidades de onda Vp 1875 m/s, correspondientes a materiales compactos con mayor densidad (aumento de la Vp) representados por conglomerados. Tiene una profundidad mayor a 12.5 m.

Como observamos en la figura 55, a más profundidad va aumentando la densidad del suelo, esto quiere decir, que mientras es más profundo el terreno es más duro y por lo cual es más difícil de excavar.

Con respecto al ensayos de MASW, los perfiles reflejados en el ensayo muestran un incremento ligero en la velocidad de onda Vs a una profundidad promedio 6 m, probablemente representando una mayor compactación de los materiales compuesto por gravas y arenas densas. Este estudio alcanza una profundidad de 30 m.

Del ensayo del MASW se obtuvo lo siguiente:

Tipo de Suelo	: S1 (<i>suelos rígidos</i>)
Vs30(promedio)	: 652.86 m/s
Ts(promedio)	: 0.18
Carga Admisible(promedio)	: 2.63 kg/cm ²

De acuerdo al Vs30 que es 652.86 m/s, el perfil al cual corresponde el tipo de suelo es el S1, nos guiaremos de la tabla 52 el cual muestra las velocidades de ondas Vs₃₀ para los diferentes tipos de perfiles.

Tabla 52

Clasificación de perfiles de suelo

PERFIL	VS30	TIPO
S0	> 1500 m/s	Roca Dura
S1	500 m/s a 1500 m/s	Roca o Suelos Muy Rígidos
S2	180 m/s a 500 m/s	Suelos Intermedios
S3	< 180 m/s	Suelos Blandos
Clasificación basada en el		
S4	EMS	Condiciones Excepcionales

Nota: Tomado de (NTE E-030, 2018)

Perfil Tipo S1: A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte VS30, entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).

Obteniendo este perfil tipo S1, de acuerdo a la norma, nuestra zona de estudio no sufrirá una amplificación de la fuerza sísmica sino una reducción, esto quiere decir que se podrán construir elementos estructurales de menor costo. Caso contrario se hubiera obtenido un perfil S3 la fuerza sísmica se amplificaría por ende los elementos estructurales tendrían un costo mayor.

Después de realizar los ensayos de Refracción Sísmica y MASW se recomienda realizar calicatas para complementar así los estudios de geotecnia del terreno y realizar el ensayo de corte Directo para determinar así la capacidad portante del terreno.

Para el cálculo de capacidad portante se tomó los datos del ángulo de fricción según la teoría de Meyerhof, porque son más aceptados.

Dentro de los resultados obtenidos en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa por INDECI (2004), se realizó una comparación. De este modo, la similitud está basada en la capacidad portante, en el cual los valores serán superiores a 3 kg/cm^2 . se halló en nuestro estudio una capacidad portante de 9 kg/cm^2 para una zapata de $1\text{m} \times 1\text{m}$ con una profundidad de 1.2 m , por lo tanto se comparó con este estudio, como se observa en la tabla 53.

Tabla 53

Comparación con el INDECI

	INDECI(2004)	Resultados
Capacidad Portante	3 k kg/cm^2	9 kg/cm^2
cimentación	$1\text{m} \times 1\text{m} \times 1.2\text{m}$	$1\text{m} \times 1\text{m} \times 1.2\text{m}$

Según la clasificación del suelo que se realizó en la zona de estudio por INDECI (2004) lo clasifiqué como un GW (grava bien graduada), mientras que con la presente investigación se obtuvo una clasificación de GP (grava pobremente graduada).

De esta manera, se obtuvo una diferencia de resultados en la exposición a los sulfatos. Según INDECI (2004) propuso un valor máximo de 0.0498%, siendo éste una exposición despreciable, lo cual no coincide con los valores obtenidos en la calicata 2 y 4 como se aprecia en la tabla 54, donde se muestra una exposición severa de acuerdo a los parámetros obtenidos en la tabla 55, siendo el valor más alto de 0.272421%, el cual es casi 6 veces mayor que el dato otorgado por INDECI (2004).

Tabla 54*Resultados de los ensayos Químicos*

Muestra	Sólidos Solubles Totales		Sulfatos (SO_4^{-2})		Cloruros (CL^{-1})	
C-01	0.1408%	1408 ppm	0.05773%	577.3 ppm	0.07181%	718.1 ppm
C-02	0.6688%	6688 ppm	0.27421%	2742.1 ppm	0.34109%	3410.9 ppm
C-03	0.04576%	457.6 ppm	0.01876%	187.6 ppm	0.02331%	233.1 ppm
C-04	0.38464%	3846.4 ppm	0.1577%	1577 ppm	0.19617%	1961.7 ppm
C-05	0.12134%	1213.4 ppm	0.04975%	497.5 ppm	0.06188%	618.8 ppm
C-06	0.09286%	928.6 ppm	0.03807%	380.7 ppm	0.04736%	473.6 ppm

Tabla 55*Exposición de sulfato*

Exposición a sulfatos	Sulfato (SO_4) en ppm
Despreciable	$0 \leq SO_4 < 1000$
Moderado	$1000 \leq SO_4 < 2000$
Severo	$2000 \leq SO_4 < 20000$
Muy severo	$SO_4 > 20000$

Nota: Tomado de (NTE E-060, 2006)

Se tiene que la exposición de cloruros mayor a 6000 ppm y en las sales solubles mayor a 15 000 ppm son perjudiciales para la cimentación.

Se plantea para la protección del concreto según la NTE E-060 emplear el cemento tipo V, debido a la agresividad hallada de sulfatos.

Posteriormente, se compara los resultados obtenidos de la capacidad portante entre el método de Terzaghi y Peck (1967) y el ensayo MASW según Tezcan et al. (2007).

- Para la calicata 1, por el ensayo de MASW se obtiene 2.61 kg/cm^2 y por el método tradicional se obtiene 7.98 kg/cm^2 .
- Para la calicata 2, por el ensayo de MASW se obtiene 2.84 kg/cm^2 y por el método tradicional se obtiene 7.93 kg/cm^2 .
- Para la calicata 4, por el ensayo de MASW se obtiene 2.45 kg/cm^2 y por el método tradicional se obtiene 7.63 kg/cm^2 .
- Para la calicata 6, por el ensayo de MASW se obtiene 2.61 kg/cm^2 y por el método tradicional se obtiene 7.81 kg/cm^2 .

Llegando a la conclusión que el método geofísico es muy conservador y el método tradicional da resultados más reales.

Asimismo las capacidades portantes halladas demuestran que el área de estudio posee un tiempo de suelo apto para cimentar.

CONCLUSIONES

- Los métodos geofísicos nos ayudan a conocer las propiedades dinámicas del suelo, la cual nos permite realizar una buena propuesta de cimentación, con los resultados obtenidos por el método de la Refracción sísmica se determinó cinco diferentes capas de estratigrafía la cual nos proporcionara la manera adecuada de realizar las excavaciones, de esta forma el método de MASW determinó un perfil tipo S1 que disminuye la fuerza sísmica actuante en la edificación.
- De acuerdo a los resultados obtenidos de la realización de los ensayos de laboratorio se determinó que el suelo del área estudiada se clasifica como grava pobremente graduada (GP), el cual no presenta límite líquido, ni límite plástico, con una densidad In situ que varía de 2.050 a 2.163 gr/cm^3 ; de esta manera se obtuvo el ángulo de fricción que varía de 37.93° a 38.01°; se reconoció también que presenta niveles altos de sulfatos que varían de 0.01876% a 0.27421%.
- Mediante el método de MASW se determinó las propiedades dinámicas del suelo en el área estudiada conociendo así el módulo de Poisson(ν) que varía de 0.41 a 0.46, el módulo de Young(E) que varía de 1364.28 a 4069.13 MPa, un módulo de Rigidez(G) que varía de 466.85 a 1438.80 MPa y un módulo de BULK(K) que varía de 5853.71 a 7892.67 MPa.
- Mediante la realización de los ensayos se concluyó que es un buen suelo, apto para construcciones y que no fallaría, siendo su capacidad portante para una cimentación cuadrada de 1 m cimentada a una profundidad de 1 m que varía de 7.35 a 7.98 kg/cm^2 .

RECOMENDACIONES

- Se recomienda a las Universidades de Tacna y a las Municipalidades que realicen más investigaciones sobre los ensayos de Refracción Sísmica y MASW para obtener así los parámetros dinámicos del suelo en la ciudad heroica de Tacna.

- De acuerdo a los análisis químicos se recomienda a la población de las asociaciones de vivienda “Los Damnificados del 23 de Junio B”, “Corazón de María” y “El Manantial”, usar en las viviendas aledañas a las calicatas 1, 3, 5 y 6 cemento IP ya que presentan insignificante exposición a los sulfatos, en la calicata 4 se recomienda usar cemento tipo IP o IIP ya que presenta una moderada exposición a los sulfatos, pero en las viviendas cerca a la calicata 2 se recomienda usar el cemento tipo V, la cual presenta una severa exposición a los sulfatos, también se recomienda proteger los aceros estructurales de los cimientos y columnas con aditivos agregando este producto a la mezcla de concreto, ya que son vulnerables a la corrosión.

- Se recomienda a las Universidades de Tacna fomentar y promover más investigaciones en suelos granulares de acuerdo a los ensayos de corte directo a gran escala , triaxial a gran escala y el ensayo de corte directo por el método de curvas homotéticas, las cuales ayudaran a conocer las propiedades del material.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E.E. (2005). *Las Catástrofes y el Progreso de la Geotecnia*. Madrid: Real Academia de Ingeniería.

Alva, J.E. (2012). *Diseño de Cimentaciones*. Lima, Perú: Fondo Editorial ICG.

Aguay, H.N. y Dranichnikov T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional: El caso del puente sobre el río Maicito*. Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.

ASTM Designation D5777 (2011). *Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A.

Aya, J.P. (2015). *Estudio de suelos con fines de cimentación en las asociaciones de vivienda san Cristóbal, San Juan Bosco y san Fernando del sector VII del distrito Alto de la Alianza-Región Tacna* (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Perú.

Bowles, J.E. (1997). *Foundation analysis and design* (Fifth ed.). Singapore: McGraw-Hill.

Cahuana, R.A. (2009). *Refracción sísmica y Remi aplicados a la obtención de parámetros dinámicos del suelo en un estudio Geológico-Geotécnico en "La Florida" distrito Alto de la Alianza-Tacna* (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Perú.

Coduto, D.P. (1998). *Foundation design: principles and practices* (Second ed.). Upper Saddle River, New Jersey: Blackwell Science.

Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (Quinta ed.). México: Limusa.

Das, B.M., (2006). *Principio en ingeniería en cimentaciones* (Quinta ed.). México: International Thomson editores.

Das, B.M., (2011). *Principio en ingeniería en cimentaciones* (Séptima ed.). México: Cengage Learning.

Day, R.W. (2000). *Geotechnical and foundation engineering design and construction*. New York: The McGraw Hill Companies, Inc.

Donaghe, R. T.& Torrey, V. H. (1979). Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures. *Proc. Conf. on Design Parameters in Geotechnical Engineering, London, 2*, 29-34.

Geostru.ru. (s.f.). *Easy Refract 2015*. Recuperado de: http://geostru.ru/Help_Online_2015/EasyRefract/ES/index.html?introduzione.htm

Gonzales de Celis, G., De Barcia, E., Sulbaran, Y., Ucar, N. (2014). Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción interna (ϕ) y su relación con los parámetros densidad relativa (D_r) y relación de vacíos (e) en suelos granulares. *Revista Ciencia e Ingeniería*, 35(3), 12.

Gonzales de Vallejo, L.I. (2005). *Ingeniería geológica* (1a. ed., 1a. reimp.). Madrid: Pearson Educación.

Hayashi, K. (2008). *Development of the Surface-wave Methods and Its Application to Site Investigations* (Thesis or Dissertation). Kyoto University, Japón.

Hernández, Fernández y Baptista (2010), *Metodología de la investigación* (Quinta ed.). México: McGraw-Hill / Interamericana editores, S.A. DE C.V.

Huanacuni, D.L. y Llanqui, G.O. (2014). *Caracterización dinámica de los suelos de la ciudad de Tacna* (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú.

INDECI (2004). *Mapa de peligros de la ciudad de Tacna: distritos de Tacna, Gregorio Albarracín, Pocollay y Complemento Alto de la Alianza y Ciudad Nueva. Volumen I-Memoria*, Tacna.

Juárez, E. y Rico, A. (1973). *Mecánica de Suelos: teoría y aplicaciones -Tomo II*. México: Limusa.

Laura, S. (2016). *Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la Bahía de Puno, para cimentaciones superficiales* (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú.

Liu, C. & Evett, J.E. (2008). *Soils and Foundations* (Seventh ed.). Columbus, Ohio: Pearson Prentice Hall.

Mata, R. (2005). *Análisis de asentamientos de losas de fundación sobre rellenos de suelo colapsable mediante la aplicación de un modelo físico* (Tesis de Licenciatura). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.

Meyerhof, G.G. (1956) Penetration Tests Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *ASCE*, 82(1).

Moya R., Saravia G. (2007). *Probabilidad e Inferencia Estadística* (segunda ed.). Lima Perú: Editorial San Marcos.

NTE E.030 (2018). *Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.

NTE E.050 (2018). *Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: El Peruano.

NTE E.060 (2006). *Concreto armado*. Lima, Perú: El Peruano.

Park, C.B., Miller, R.D., & Xia, J. (1999). Multi-channel analysis of surface waves (MASW): *Geophysics*, 64(3), 800-808.

Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J., & Ivanov, J. (2007). Multichannel analysis of surface waves (MASW)- active and passive methods: *The Leading Edge*.

Rajapakse, R.A. (2008). *Pile Design and Construction Rules of Thumb*. United States of America: Elsevier Inc.

Rivera, M.A., Piedra, R., y Paripanca, 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-CIV*, 1(8), 50-55.

Vargas, G.M. (2017). *Diagnóstico, prevención y refracción en vivienda de albañilería con problemas de humedad en el distrito Gregorio Albarracín Lanchipa-provincia Tacna –departamento Tacna* (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada de Tacna.

Rodríguez, J. M., Serra, J., & Oteo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones* (Cuarta ed.). Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.

Rodríguez, M.A. (2001). *Geofísica aplicada a la obra civil: Método geo eléctrico y sísmica de refracción*. Recuperado de <http://www.geoconsult.es>

Rosales, C.I. (2001). *Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia* (Tesis de Licenciatura). Universidad del Valle, Santiago de Cali, Colombia.

Smith, G.N. & Smith, I.G.N. (1998). *Elements of soil mechanics* (Seventh ed.). United Kingdom: Blackwell Science.

Spiegel, M.R. y Stephens, L.J. (2009). *Estadística* (Cuarta ed.). Mexico: McGRAW-HILL.

Terzaghi, K. & Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Second ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.

Tezcan, S.S., Ozdemir, Z., Keceli, A. & Erkal, A. (octubre, 2007). A Rapid Technique to Determine Allowable Bearing Ressure. *International Earthquake symposium Kocaeli*. Simposio llevado a cabo en el Kocaeli Metropolitan Municipality Convention, Turquía.

Vara, A.A. (2017). *Desde la idea a la sustentación: 7 pasos para una tesis exitosa*. Universidad de San Martin de Porres.

Vargas, G.M. (2017). *Diagnóstico, prevención y reparación en viviendas de albañilería con problemas de humedad en el distrito Gregorio Albarracín Lanchipa-provincia Tacna –departamento Tacna* (Tesis de Licenciatura). Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú.

ANEXOS

ANEXO 0 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO 0 2

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

ANEXO 0 3**METODOS GEOFISICOS**

- ➔ REFRACCION SISMICA
- ➔ MASW

ANEXO 0 4**ENSAYOS DE LABORATORIO**

- ➔ ENSAYOS ESTANDAR
- ➔ ENSAYO ESPECIAL
- ➔ ENSAYOS QUIMICOS

ANEXO 0 5

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

ANEXO 0 6

PLANOS DE ISOVALORES