

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Una Institución Adventista

Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña en el año 2020.

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autores:

Bach. Ruth Anabella Mejia Sanchez

Bach. Mario Jesús Chu Paredes

Asesor

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Lima, febrero del 2022

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DE TESIS

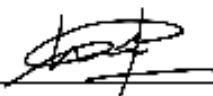
Mg. Leonel Chahuares Paucar, de la facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS SATURADOS DE LOS PREDIOS ALEDAÑOS AL RÍO RÍMAC, ÑAÑA EN EL AÑO 2020.”** constituye la memoria que presenta los Bachiller(es) Ruth Anabella Mejia Sanchez y Mario Jesús Chu Paredes para obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 10 días del mes de diciembre del año 2021.



Mg. Leonel Chahuares Paucar

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los 10 día(s) del mes de febrero del año 2022 siendo las 16:00 horas, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: Ing. David Díaz Garamendi, el secretario: Ing. Ferrer Canaza Rojas y los demás miembros: Ing. Reymundo Jaulis Palomino y el asesor Mg. Leonel Chahuare Paucar, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: "Evaluación preliminar de la Capacidad Portante de los Suelos Saturados de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña en el año 2020"

.....de el(los)/la(las) bachiller/es: a)..... **RUTH ANABELLA MEJIA SANCHEZ**.....

.....b)..... **MARIO JESÚS CHU PAREDES**.....

.....conducente a la obtención del título profesional de.....

.....**INGENIERO CIVIL**.....

con mención en.....

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (los)/a(la)(las) candidato(a)/s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por el(los)/la(las) candidato(a)/s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): **RUTH ANABELLA MEJIA SANCHEZ**

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	16	B	BUENO	MUY BUENO

Candidato (b): **MARIO JESÚS CHU PAREDES**

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	16	B	BUENO	MUY BUENO

(*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al(los)/a(la)(las) candidato(a)/s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

Presidente
Ing. David Díaz
Garamendi

Secretario
Ing. Ferrer Canaza
Rojas

Asesor
Mg. Leonel
Chahuare
Paucar

Candidato/a (a)
Ruth Anabella Mejía
Sanchez

Miembro
Ing. Reymundo
Jaulis Palomino

Miembro

Candidato/a (b)
Mario Jesús Chu
Paredes

Dedicatoria

A mi abuelita Juana Mautino, que en paz descanse, por su amor, comprensión y entrega para conmigo desde mis primeros años. Por ser una mujer fuerte, valiente y entregada a Dios en su paso por esta vida; y porque sé, que no habría persona más feliz y orgullosa en este mundo de mis logros, que ella.

Anabella Mejía

A mis padres por su esfuerzo y empuje constante para seguir adelante en darme todo su apoyo incondicional y comprensión, razón del logro en toda la carrera profesional.

A mi hermana Vanessa, que es mi ejemplo de superación y dedicación, por sus consejos constantes.

Mario Jesús Chu Paredes

Agradecimientos

A Dios por guiar cada paso que doy, por su protección, y por darme, fuerza, voluntad y paciencia para lograr este objetivo.

A mi madre por enseñarme a no rendirme ante la adversidad y por siempre estar a mi lado.

A mi padre por estar pendiente de nosotros, sus hijos, y por incentivarme a alcanzar la perfección.

Al Ing. Carlos Tupia por inculcar en mí el gusto por la geotecnia y por sus enseñanzas.

Anabella Mejía

En primer lugar, a Dios, nuestro salvador, por su amor incondicional que nos brinda. He recibido muchas bendiciones durante este largo recorrido.

Agradezco a todas las personas que son parte de la universidad Peruana Unión entre ellos a los docentes, compañeros, personal administrativo por sus consejos y apoyo constante para poder seguir adelante durante estos cinco años de carrera profesional.

Mario Jesús Chu Paredes

Tabla de contenido

1. El Problema	14
1.1. Identificación del problema	14
1.2. Formulación del Problema	16
1.3. Objetivos	16
1.4. Justificación de la investigación	17
1.5. Limitaciones de la investigación	18
2. Marco teórico	19
2.1. Antecedentes de la investigación	19
2.2. Bases teóricas	25
3. Materiales y métodos	75
3.1. Enfoque de la investigación	75
3.2. Tipo de investigación	75
3.3. Diseño de la investigación	76
3.4. Método de investigación	76
3.5. Hipótesis	77
3.6. Variables	78
3.7. Operacionalización de Variables	79
3.8. Población y Muestra	80
3.9. Instrumentos de recolección de datos	81
3.10. Técnicas de recolección de datos	81
3.11. Descripción de la zona de estudio	84
4. Presentación de Resultados y Discusión	91
4.1. Presentación de Resultados	91
5. Conclusiones y Recomendaciones	119
5.1. Conclusiones	119
5.2. Recomendaciones	121
Referencias	122
6. Anexos	124
6.1. Plano de ubicación de Calicatas	124

6.2.	Panel fotográficos	127
6.3.	Carta de Autorización para el desarrollo de la investigación	129
6.4.	Planos de Puntos de Sondeos del IGP	130

Índice de tablas

Tabla 1: Ensayos de Laboratorio. Fuente: Elaboración Propia.	28
Tabla 2: Clasificación SUCS de los Suelos. Fuente: Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012)	43
Tabla 3: Simbología y características generales de la Clasificación SUCS de los suelos. Fuente: Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012).....	44
Tabla 4: Clasificación de suelos SUCS. Fuente: Manual de Carreteras (2012).....	46
Tabla 5: Clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelos. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTOO), (1929)	48
Tabla 6: Clasificación de los suelos y mezclas de agregados de suelos. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTOO), (1929)	49
Tabla 7: Factores de capacidad de carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)	65
Tabla 8: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993).....	67
Tabla 9: Cuadro de la relación de altura de desplante con el ancho de zapata. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	69
Tabla 10: Factores de capacidad de carga. Fuente: Vesic, (1973)	71
Tabla 11: Matriz de hipótesis general. Fuente: Elaboración Propia.	78
Tabla 12: Operacionalización de variables. Fuente: Elaboración Propia.	79
Tabla 13: Profundidades del nivel freático de los pozos. Fuente: Elaboración Propia.....	92
Tabla 14: Resumen de material encontrado en los sondeos de estudio. Fuente: Elaboración Propia.	97
Tabla 15: Resumen de datos obtenidos en la calicata adoptada. Fuente: IGP, (2012)	100
Tabla 16: Resumen de datos obtenidos en la calicata adoptada. Fuente: IGP, (2012)	100
Tabla 17: Parámetros mecánicos y factores de capacidad de carga. Fuente: Elaboración Propia.....	101
Tabla 18: Clasificación de Suelos de la Calicata C-24. Fuente: IGP, (2012).....	103
Tabla 19: Datos obtenidos por la Calicata C-24 para obtener Capacidad de Carga Admisible. Fuente: IGP, (2012)	104
Tabla 20: Datos obtenidos para el modelamiento para la obtención de la capacidad de Carga Admisible. Fuente: Elaboración Propia.....	106
Tabla 21: Nivel freático a 0.5m. Fuente: Elaboración Propia.....	106
Tabla 22: Nivel freático a 1.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	107
Tabla 23: Nivel freático a 1.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	108
Tabla 24: Nivel freático a 2.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	108
Tabla 25: Nivel freático a 2.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	109
Tabla 26: Nivel freático a 3.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	110
Tabla 27: Nivel freático a 3.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	110
Tabla 28: Nivel freático a 4.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	111
Tabla 29: Ángulo de fricción y cohesión de la Calicata C-3. Fuente: Elaboración Propia.	112
Tabla 30: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 0.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	113
Tabla 31: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 1.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	113
Tabla 32: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 1.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	114
Tabla 33: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 2.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	115
Tabla 34: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 2.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	115
Tabla 35: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 3.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	116
Tabla 36: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 3.5 m. Fuente: Elaboración Propia.....	116

Tabla 37: Capacidad de Carga Admisible de nivel freático a 4.0 m. Fuente: Elaboración Propia.....	117
---	-----

Índice de figuras

Imagen 1: Ubicación de suelos saturados y parcialmente saturado. Fuente: Fredlund, D.G (2000)	26
Imagen 2: Ubicación de los suelos saturados, los mismo que se encuentran debajo del Nivel freático, cuyos poros están llenos de agua. Fuente: Lutgens, Frederick K y Tarbuck, (2005)	27
Imagen 3: Análisis granulométrico con el hidrómetro. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	32
Imagen 4: Curva Granulométrica de un suelo. Fuente: Manual de Carreteras (2012)	33
Imagen 5: Representación de curva granulométrica. Fuente: Crespo Villalaz, (2004).....	34
Imagen 6: Interpretación de la Curva Granulométrica. Fuente: Manual de Carreteras (2012)	34
Imagen 7: Estados de consistencia de un suelo. Fuente: Das, (2001b)	36
Imagen 8: Definición de los límites de Atterberg. Fuente: Das, (2001b).....	37
Imagen 9: Cuchara Casagrande. Fuente: Das, (2001b).....	38
Imagen 10: Línea gráfica de la relación del contenido de humedad y los números de golpes. Fuente: Das, (2001b).....	38
Imagen 11: Prueba del límite plástico. Fuente: PUCP, (2012)	39
Imagen 12: Definición gráfica del límite de contracción. Fuente: PUCP, (2012)	40
Imagen 13: Triángulo textural del suelo, Fuente: Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, (2002)..	42
Imagen 14: <i>Carta de Casagrande para los suelos cohesivos</i> . Fuente: Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012)	45
Imagen 15: Clasificación de Suelos por el método ASSHTO. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTO), (1929).....	48
Imagen 16: Imágenes representativas de la resistencia al corte del suelo. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	50
Imagen 17: Círculo de Mohr y envolvente de falla. Fuente: Das, (2001a).....	51
Imagen 18: Bloque deslizante en un plano. Fuente: Fuente: Das, (2001a)	51
Imagen 19: Aparato de corte directo. Fuente: Das (2001)	52
Imagen 20: Tipos comunes de cimentaciones. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	55
Imagen 21: Falla por corte General. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	58
Imagen 22: Falla por punzonamiento. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)	59
Imagen 23: Falla por corte local. Fuente: Crespo Villalaz, (2004).....	60
Imagen 24: Deducción del tipo de falla según el índice de compacidad y la profundidad de cimentación. Fuente: Vesic, (1963)	61
Imagen 25: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida. Fuente: Das (2001)	62
Imagen 26: Descripción gráfica de los factores de capacidad de carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)	67
Imagen 27: Descripción gráfica de la curva de la Capacidad de Carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)	68
Imagen 28: Factores de forma, factores e inclinación. Fuente: Meyerhof, (1963)	70
Imagen 29: Desarrollo metodológico de la investigación. Fuente: Elaboración Propia.	77
Imagen 30: Descripción grafica del tamaño de la muestra y el periodo de toma de datos. Fuente: Elaboración Propia.	81

Imagen 31: Calicata C-1. Fuente: Elaboración Propia.	83
Imagen 32: Descripción del perfil estratigráfico de la C-1. Fuente: Elaboración Propia.	84
Imagen 33: Ubicación Geográfica de la zona de estudio. Fuente: Elaboración Propia.	85
Imagen 34: Porcentaje de la probabilidad diaria de precipitaciones. Fuente: Senamhi, (2020).....	87
Imagen 35: Descripción gráfica de las calicatas de estudio. Fuente: Elaboración Propia.	93
Imagen 36: Perfil estratigráfico de las Calicatas C-1, C-2 y C-3 Fuente: Elaboración Propia.	96
Imagen 37: Calicata C-39 adoptada. Fuente: IGP, (2012)	99
Imagen 38: Ubicación de la Calicata C-24. Fuente: IGP, (2012).....	103
imagen 39: Programa utilizado para la obtención de la Capacidad de Carga Admisible. Fuente: CSCiv, (2021)	105
Imagen 48: Degradación de materiales. Fuente: Elaboración Propia.	127
Imagen 49: Humedales por efecto de capilaridad. Fuente: Elaboración Propia.	127
Imagen 50: Asentamientos diferenciales y pérdida de resistencia de materiales. Fuente: Elaboración Propia.	128

Índice de anexos

Anexo 1: Plano de Ubicación de Calicatas. Fuente: Elaboración Propia.....	125
Anexo 2: Plano de Perfil Longitudinal. Fuente: Elaboración Propia.	126
Anexo 3: Carta de Autorización para el desarrollo de la investigación. Fuente: Elaboración Propia.....	129
Anexo 4: Mapa de Clasificación SUCS. Fuente: IGP, (2012).....	130
Anexo 5: Mapa de Capacidad Portante. Fuente: IGP, (2012)	131
Anexo 6: Mapa de Capacidad Portante. Fuente: Elaboración Propia.....	131
Anexo 7: Mapa de Clasificación SUCS. Fuente: IGP, (2012).....	131
Anexo 8: Mapa de Ubicación de Calicatas del IGP. Fuente: IGP, (2012)	131
Anexo 9: Mapa de Distribución de Calicatas. Fuente: IGP, (2012)	131

Símbolos usados

γ	: Peso unitario del suelo
γ_{sat}	: Peso unitario del suelo saturado
γ_w	: Peso unitario del agua
σ_n	: Esfuerzo normal total
W	: Contenido de humedad natural
c'	: Cohesión
τ	: Resistencia al corte para un determinado plano
ϕ'	: Angulo de fricción
q	: Tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base
B	: Ancho de la cimentación
N_c, N_q, N_y	: Factores de capacidad de carga adimensionales
F_{cs}, F_{qs}, F_{ys}	: Factores de forma
F_{cd}, F_{qd}, F_{yd}	: Factores de profundidad
F_{ci}, F_{qi}, F_{yi}	: Factores de inclinación de carga
D_r	: Densidad relativa de arena
D_f	: Profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo
F_s	: Factor de seguridad
LL	: Limite liquido
LP	: Limite plástico
IP	: Índice de plasticidad
RNE	: Reglamento nacional de edificaciones
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
NTP	: Norma Técnica Peruana
$ASTM$	: American Society for Testing and Materials
$SUCS$	: Unified soil classification system

Resumen

El crecimiento poblacional del Perú desde hace algunos años atrás y la falta de una planificación urbana, ocasiono la migración de miles de familias del interior del país hacia la capital, lima, con el anhelo de buscar una mejor calidad de vida. Poblando así los suelos ubicados en los valles del Rio Rímac, antes utilizados para cultivo, sitio en el que construyeron sus viviendas. Siendo este un problema, ya que los suelos en esta zona se encuentran saturados, hecho que ocasiona una perdida notable de la capacidad portante del suelo, afectando directamente las cimentaciones de los predios ubicados en dichos lugares, encontrándose patologías como: Asentamientos, eflorescencia, fisuras en las losas, entre otras. La presente tesis titulada “Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña en el año 2020.” Tiene como objetivo determinar preliminarmente de qué manera influyen los Suelos Saturados en la Capacidad Portante de los predios aledaños al rio Rímac. Siendo así, se realizó una “Evaluación Preliminar” donde se propuso recopilar información de ensayos previamente realizados en la zona de estudio o aledaños por diversas entidades públicas y privadas. Por tanto, se realizó la excavación de tres calicatas para la visualización del perfil estratigráfico y en base a ello se recopiló datos de suelos similares aledaños a la zona de estudio, simultáneamente se evaluó tres pozos para verificar la altura del nivel freático, luego de obtener dichos datos se procedió a realizar el cálculo de la capacidad portante con el propósito de obtener la incidencia de los suelos saturados en este.

Palabras clave: Suelos saturados, Capacidad portante, Cimentación, Nivel freático.

Abstract

Over some year ago the population growth of Peru and the lack of urban planification has increased dramatically, originating the migration of thousands of family members from the interior of the country to Lima in search of a better quality of life, populating the valley of the Rimac river, previously used for cultivation; Being a big problem because the soils in this area are saturated, which causes a significant loss of soil bearing capacity, directly affecting the foundation of the properties located in this places, finding pathologies such as: settlements, efflorescence, cracks in the slabs, among others. The present research project entitled “Preliminary Evaluation of the Bearing Capacity of the Saturated Soils of the properties surrounding the Rimac River, Ñaña in the year 2020. It has an objective to determine preliminary in which way the Saturated Soils influence the Bearing Capacity of the properties adjacent the Rimac river. Therefore, a “Preliminary Evaluation” was carried out because it was proposed to collect information from trials previously conducted in the study area or in the vicinity by various public and private entities. Therefore, three pits were excavated to visualize the stratigraphic profile and based on this, data was collected from similar soils surrounding the study area. Simultaneously, three walls were evaluated to verify the height of phreatic level, and after obtaining this data. The bearing capacity was calculated in order to obtain the incidence of saturated soils in Bearing capacity.

Key words: Saturated soils, Bearing capacity, Foundations, Phreatic level.

Capítulo I

1. El Problema

1.1. Identificación del problema

La presente Tesis titulada “Evaluación preliminar de la Capacidad Portante de los Suelos Saturados de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña en el año 2020.” responde a una problemática muy latente como la construcción de viviendas en los valles del río Rímac, suelos antes utilizados para cultivo. Ocasionado por el crecimiento poblacional y la falta de planificación urbana. Siendo este un problema ya que los suelos en esta zona se encuentran saturados, hecho que ocasiona una pérdida notable de la capacidad portante del suelo, afectando directamente las cimentaciones de los predios ubicados en dichos lugares.

Además, se debe considerar que la mayor parte de los predios son construidos sin tomar en cuenta la presencia de suelos saturados y su influencia en su cimentación. Por diversos factores, como la falta de recursos económicos, es decir muchas de estas viviendas son construidas de manera informal e improvisada o simplemente por desconocimiento de tal efecto. Al mismo

tiempo, considerando que nos encontramos en una zona de alta sismicidad como es la ciudad de Lima y a su vez Ñaña, Las edificaciones no solo deben estar estructuralmente bien diseñadas sino también se debe estudiar otros factores que contribuyen a la estabilidad de la estructura, como es la Capacidad portante del Suelo y la influencia de los suelos saturados en esta.

(Lujan, 2013) en su estudio “Ensayos Geofísicos para el Estudio de la Microzonificación Sísmica del Distrito de Trujillo.” Determina que un problema parecido se visualiza en la urbanización Santa María -V etapa, debido a la influencia de su cercanía al Río Moche y el nivel freático de la zona; lo que genera consecuencias perjudiciales en las viviendas allegadas a esta zona, puntualmente en los suelos, los cimientos y estructuras de las edificaciones, originando consecuencias como: asentamientos, eflorescencia, fisuras en las losas, entre otras.

Por otro lado, (Zeballos et al., 2002); Menciona: Los problemas de elevación del nivel de aguas comenzaron a hacerse evidentes para los vecinos en el mes de noviembre del año 2000. Los síntomas compartidos por todos fueron (...), fisuras en muros de viviendas, y humedecimiento de solados y zócalos. (P.4)

En definitiva, las patologías de las cimentaciones (los asentamientos, eflorescencia, fisuras en las losas y muros, humedecimiento de solados y zócalos, entre otros.) de los predios aledaños al valle del Río Rímac y la presencia de los suelos saturados y su influencia de esta en el suelo, el cual no es considerado al momento del diseño de la cimentación, hacen de Ñaña un lugar de estudio ideal. Siendo estas características las que influyeron en la ubicación de las calicatas para la presente tesis.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema general

PG: ¿Cuál es la influencia de los Suelos Saturados en la Capacidad Portante, de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020?

1.2.2. Problemas específicos

PE1: ¿Cuáles son las características geotécnicas y físicas de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020?

PE2: ¿Cuál es la posición del nivel freático de los suelos aledaños río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020?

PE3: ¿Cuál es la variación de la capacidad portante de los suelos, cuando el nivel freático se encuentren a diferentes profundidades, de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

OG: Realizar una evaluación preliminar de la influencia de los Suelos Saturados en la Capacidad Portante de los predios aledaños al Río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.

1.3.2. Objetivos específicos

OE1: Determinar una evaluación preliminar de las características geotécnicas y físicas de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.

OE2: Verificar la posición del nivel freático y su variación de los pozos a evaluar, de los predios aledaños río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.

OE3: Calcular una evaluación preliminar de la variación de la capacidad portante de los suelos, cuando el nivel freático se encuentren a diferentes profundidades, de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.

1.4. Justificación de la investigación

1.4.1. Carácter teórico

Al resolver problemas sobre la capacidad portante del suelo siempre se idealiza que en un suelo saturado el peso específico del suelo disminuye siendo igual a uno. Lo cual se realiza mecánicamente, no permitiendo así profundizar el estudio de la variación del peso específico del suelo en esas condiciones. Por tal motivo se decidió profundizar el estudio de la interacción entre el suelo saturado y la capacidad portante del suelo.

1.4.2. Carácter metodológico

La variación de la capacidad portante de suelos saturados, nos permite comprender en qué medida varia la capacidad portante del suelo y que consideraciones tomar para el diseño. Para el

cual se recopiló datos de estudios previamente realizados, como límites de consistencia, análisis granulométrico, contenido de humedad, Angulo de fricción, densidad del suelo entre otros.

1.4.3. Carácter práctico

Existen dos razones por las cuales se realiza este estudio, la primera porque en el Perú no existen muchos estudios de Evaluación preliminar de la Capacidad Portante de suelos saturados y la segunda es porque Ñaña, la zona de estudio, es una zona vulnerable por las características ya planteadas anteriormente y sumado a eso, que esta no cuenta con estudios de suelos lo cual imposibilita a los habitantes a tomar consciencia del peligro latente al que está expuesto su predio. Por lo que se considera que este estudio servirá como referencia para que las posteriores edificaciones a construirse usen las conclusiones y sugerencias para un correcto diseño de la edificación.

1.5. Limitaciones de la investigación

La presente investigación está limitada a la realización de ensayos “in situ” y de laboratorio, debido a la pandemia del Covid-19 que restringe la apertura de los laboratorios de las universidades, por tal motivo se planteó hacer una “Evaluación preliminar” de la Capacidad Portante de Suelos Saturados.

Capítulo II

2. Marco teórico

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes nacionales

(Julca Castillo, 2018) Influencia del nivel freático en la capacidad portante de los suelos del sector el Cortijo Bajo – distrito de Víctor Largo Herrera, ciudad de Trujillo, en el año 2018. La finalidad de la investigación es explicar la influencia del nivel freático respecto al comportamiento de los suelos y propiedades físicas y químicas del lugar de estudio. Lo primero a realizarse fue el sondeo, el cual se realizó estrictamente bajo la Norma Técnica E.050 del reglamento nacional de edificaciones, y consistió en la excavación de calicatas y la toma de muestras describiéndose las características de cada estrato visualizado. Se determinaron niveles freáticos de 1.60m, 1.50m y 1.20 de profundidad respectivamente. El tipo de suelo predominante son las arenas. Con respecto a los ensayos químicos se determinó el pH, contenido de sulfatos, contenido de cloruro y contenido

de sales solubles, estos ensayos nos dieron a conocer que ninguna zona de estudio se vio afectada por estos agentes químicos. En cuanto a las propiedades mecánicas se realizaron ensayo de corte directo, para determinar el esfuerzo cortante, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo. Partiendo de dichos resultados se pasó a determinar la capacidad portante del suelo aplicando la teoría de Terzagui, dicha teoría se aplicó para suelos con y sin influencia, proporcionando resultados para suelos sin influencia de nivel freático, los valores de capacidad portante siguientes $1.07\text{kg/m}^2 - 1.00\text{kg/cm}^2 - 0.93\text{kg/cm}^2$, por el contrario, los suelos con influencia de nivel freático obtuvieron valores menores de capacidad portante $0.95\text{kg/cm}^2 - 0.87\text{kg/cm}^2 - 0.77\text{kg/cm}^2$ respectivamente. Se concluyó que el nivel freático influye de manera perjudicial en los suelos del Sector El Cortijo, modificando las propiedades físicas y mecánicas de los suelos; conllevando así a una afección en las estructuras a corto, mediano y largo plazo.

(PUEMAPE C., 2015) Cimentaciones de edificaciones en terreno con napa freática alta – aplicación al condominio ciudad verde. La presente tesis describe el proceso constructivo de cimentación del condominio CIUDAD VERDE, ubicado en el km 28 de la carretera Panamericana Norte, donde el estudio geotécnico reporta niveles de la napa freática que fluctúa entre 0.30 y 1.50m. Además, el suelo a cimentar ya era de por si malo por ser de limo y arcilla, con presencia predominante de suelos orgánico, esto debido a que era utilizado para fines de cultivo, por tal motivo se decidió realizar un mejoramiento de suelo con concreto ciclópeo hasta llegar al estrato a cimentar. Además, por el perímetro de este escurría una acequia cuya agua era aprovechada para los sembríos. El tipo de cimentación a utilizarse fue de una platea de cimentación y según el EMS se debía cimentar en el estrato de grava Arenosa. Por consiguiente, el procedimiento de excavación y construcción fue: Se excavo uniformemente un área de 600 m^2 hasta llegar a la napa freática,

luego se realizó una excavación en una esquina de un área de 8m^2 , el cual formaba un pozo por el cual se succionaba el agua por medio de una bomba, una vez extraído el agua se procedía a excavar hasta el fondo de esta, cuando todo el área tenía una misma cota se repetía el procedimiento hasta llegar al estrato resistente, seguidamente cuando se llegaba al estrato resistente se colocaba plástico en el perímetro y se vaciaba el concreto ciclópeo; Para luego, sobre este construirse la platea de cimentación la cual era de diferente espesor, en el edificio de 9 pisos de 0.35m y en el de 5 pisos de 0.20m . finalmente se concluye que el uso de concreto ciclópeo se dio debido al costo y a la resistencia diferencial del concreto fluido de 100 y 30kg/cm^2 respectivamente.

(Ortiz, 2017) Influencia del nivel freático en la determinación de capacidad portante de suelos, en cimentaciones superficiales, distrito de Pilcomayo en 2017. Cuyo objetivo está orientado a la demostración de la influencia del nivel freático en la capacidad portante de suelos, para el caso de cimentaciones superficiales, a diferentes profundidades de la cimentación. Considerándose factores de variación del nivel freático como el tipo del suelo, el grado de infiltración y la precipitación. Se hicieron ensayos in situ considerando 3 calicatas con una extracción de muestras en dos periodos, así como la obtención de datos de la posición del nivel freático a diferentes meses. Además de ensayos en el laboratorio como el corte directo, análisis granulométrico, contenidos de humedad, límites de consistencia. Los cuales se realizaron bajo la guía de las normativas europeas, peruanas y estudios de información bibliográfica. Obteniéndose resultados como precipitación pluvial en el periodo de diciembre (2016) a febrero (2017), ha generado un ascenso del nivel freático de $1.60 - 1.40$ a razón de 0.0028 m/día , además la velocidad de infiltración registrada fue de 0.38 cm/min y el tipo de suelo encontrado es grava bien graduada con arena (GW) de manera homogénea en todo el estrato. Se concluye que la precipitación tiene una influencia directa en el ascenso del nivel freático, la infiltración rápida en el terreno y el tipo de suelo granular, aumentan

el nivel del ascenso y descenso del nivel freático. Se determinó la capacidad portante para un desplante de 1.80m y profundidades de nivel freático de 1.20m – 2.00m con capacidades portantes de 1.15kg/cm² – 2.30kg/cm². Lográndose demostrar que la posición del nivel freático tiene mucha influencia en la capacidad portante de los suelos.

(Beltrán Cueva y Díaz Vargas, 2018) Análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentación del complejo arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático. Las ruinas de Chan Chan perteneciente a la cultura Chimú fueron consideradas por la Unesco como patrimonio cultural de la humanidad. En la actualidad, estas ruinas se encuentran rodeadas por áreas de cultivo, viviendas unifamiliares y multifamiliares, actividades turísticas y obras Hidráulicas como el proyecto de Obra Hidráulica Chavimochic lo que genera gran impacto sobre la alteración en las características geomecánicas y físicas del suelo. Particularmente en este caso el objetivo es analizar la variación de capacidad de carga admisible del suelo sobre la carga actuante del muro perimétrico del palacio Tschudi como consecuencia del incremento del nivel freático; y de ser necesario, proponer soluciones para controlar el nivel freático. Lo que conlleva que esto ocasione que los cimientos de las estructuras de viviendas, templos, entre otros, estén expuestos al colapso por la poca capacidad portante del suelo arenoso limoso encontrado en la zona de estudio. Con el propósito de identificar la causa del impacto se recopilaron: Registros de niveles freáticos, perfiles estratigráficos, estudio de suelos y planos históricos de las ruinas Chan Chan; además de realizarse la excavación de calicatas. Se aplicó las metodologías de Terzagui, Meyerhof y Hansen, esto con el fin de determinar el máximo valor de capacidad portante de los suelos influenciados por el nivel freático. Finalmente, partiendo de estos estudios se identificó que el nivel freático alcanza 0.80m de profundidad, y con ello la capacidad de carga admisible de los suelos es 1.20kg/cm², por otra parte, la estimación nos indica que si el nivel freático asciende a

0.40m de profundidad, la capacidad de carga del suelo disminuye a 1.17kg/cm². Con la intención de perpetuar con condiciones óptimas las estructuras edificadas sobre estos suelos, se propone dos soluciones geotécnicas con el fin de mantener el nivel freático a una profundidad tal que no afecte dichas estructuras.

2.1.2. Antecedentes internacionales

(Zeballos et al., 2002) Ascenso del Nivel Freático en suelos colapsables de la ciudad de Córdoba. En Argentina, al sur de la ciudad de Córdoba a principios del año 2001, el ascenso del nivel freático fue tal que ascendió a niveles próximos a la superficie, lo que ocasionó la colmatación de las cámaras sépticas y pozos absorbentes impidiendo la evacuación de los desechos cloacales y exponiendo a la población a posibles plagas y enfermedades, además de la afectación directa a la estructura de las edificaciones existentes; afectando un área de 1.7 km² y una población propiamente dicha de 5 600 habitantes. Ante este problema se convocó a los especialistas los cuales tenían el objetivo de identificar las causas del fenómeno. Para el cumplimiento de este objetivo se realizaron los trabajos de nivelación topográfica del área, ejecución de una red de freatímetros para el control y monitoreo del nivel freático, estudios geológicos e hidrogeológicos a través de la tasación de antecedentes y el estudio de aerofotografías e imágenes satelitales, estudios geotécnicos y la elaboración de modelos simplificados de calculo que permitan reproducir la situación actual y plantear soluciones ante ello. En definitiva, se determinó que las infiltraciones de aguas servidas se dan a través de pozos absorbentes, lo que resulta muy significativo para el ascenso del nivel freático. Por otra parte, las infiltraciones por precipitación se producen localizada mente en el canal por el que se transporta y evacua las aguas pluviales, el cual por cierto no se encuentra revestido.

(R. Mora, 2000) Variación de la posición del nivel freático y su influencia en la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. En el presente artículo se realizó un modelaje de la capacidad de carga admisible de un suelo limo arenoso de origen volcánico en Juan Viñas, Cartago, Costa Rica, con la consideración de la presencia de nivel freático. Esto con el objetivo de medir la influencia que tiene la variación del nivel freático en la capacidad de carga admisible del suelo. El modelaje de la capacidad de carga admisible se realizó con una hoja de cálculo Corel Quattro Pro 7, calculándose para profundidades de cimentación de 0.00, 0.50, 1.00, 1.50, y 2.00 m, así como para anchos de placa de 0.50, 1.00, 1.50 y 2.00 m. además se introdujo el nivel freático a diferentes profundidades con respecto a la superficie del terreno y los parámetros geotécnicos previamente realizados. En resumen, se concluyó que la posición del nivel freático tiene una influencia importante en la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales y que lejos de cumplirse que anchos mayores de cimentación pueden soportar una mayor capacidad de carga sucede exactamente lo contrario con la presencia de nivel freático cerca a la profundidad de cimentación.

(Gutierrez Sarmiento, 1992) Abastecimiento del Nivel Freático para Construcción de Cimentaciones. En el presente trabajo tiene como fin estudiar los métodos para el abatimiento del nivel Freático en la excavación, tomando como ejemplo los dos tipos de suelos más comunes, los granulares y cohesivos. Lo primero a hacerse fue Determinar la permeabilidad de cada uno de los suelos, la cual indica la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo, y dependiendo de la permeabilidad se determina el volumen de agua que se requiere bombear al realizar una excavación por debajo del nivel freático. Ahora bien, se concluyó que el mejor método para la obtención de la permeabilidad en arenas es por medio de pruebas de bombeo y en el caso de arcillas

los diversos métodos presentan desventajas y ventajas por lo que dependerá de la decisión de ingeniero o disponibilidad de equipos. Por otro lado, se debe considerar que la permeabilidad horizontal puede ser muy diferente a la vertical, siendo así se sugiere utilizar valores medios. Y en el caso de bombeo en arenas se comprobó que el sistema de bombeo de turbina, tuvo un funcionamiento satisfactorio y notable, mientras que en el caso de las arcillas se utilizó el sistema de bombeo de eyectores, los cuales se adaptan al bombeo en arcillas, ya que esta cumple la condición de que existan intercaladas capas delgadas de suelo con mayor permeabilidad.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Suelos Saturados

Para la presente investigación es necesario identificar el concepto de Suelos Saturados, concepto que debe ser entendido en su totalidad, ello debido a que la Mecánica de Suelos clásica fue desarrollada, en su mayoría, considerando el suelo saturado; dado a que la saturación constituye la situación más crítica del suelo, es decir los vacíos se encuentra completamente ocupados con agua. Por tanto, a continuación, se citan los conceptos más relevantes de Suelos Saturados.

(Meza Ochoa, 2012) Menciona que, Los suelos que se encuentra por debajo del nivel freático se consideran saturados, dado a que los espacios vacíos se encuentran llenos de agua y por las leyes de la hidráulica el agua en los poros se encuentra a una presión positiva, es decir ejerce una fuerza positiva de igual magnitud en todas las direcciones, conociéndosele como presión de poros debido al agua. Además, los suelos que se encuentran por encima del nivel freático pueden estar en estado seco o parcialmente saturado.

Además (Meza Ochoa, 2012) afirma, Los suelos saturados y secos constituyen un sistema de dos (2) dos fases: partículas sólidas – agua y partículas sólidas -aire, respectivamente. Pero en el caso intermedio cuando los suelos se encuentran parcialmente saturados, se involucran tres fases, los cuales interactúan entre si teniendo a las partículas sólidas, agua y aire de acuerdo con Fredlund y Mongenstern (1977) es decir los suelos parcialmente saturados o húmedos son más complejos en su estudio.

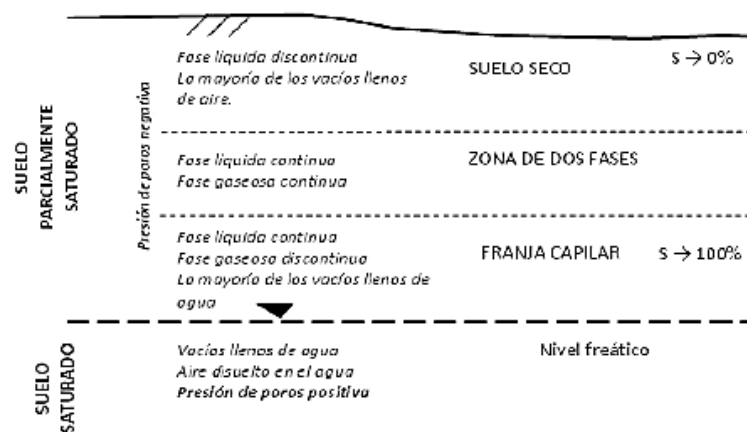


Imagen 1: Ubicación de suelos saturados y parcialmente saturado. Fuente: Fredlund, D.G (2000)

2.2.1.1. Nivel freático

Uno de los factores principales que identifican a los Suelos Saturados es el Nivel Freático, ya que solo cuando el suelo se encuentra por debajo de este, se encuentra en estado saturado. Tal como los describen los siguientes autores.

(Lutgens, Frederick K y Tarbuck, 2005) El nivel freático se define como el límite superior de la zona de saturación, es un elemento muy significativo del sistema de aguas subterráneas. Esto porque es de suma importancia para predecir la productividad de los pozos y explicar los cambios de flujo de las corrientes y los manantiales, justificando las fluctuaciones del nivel de los lagos.

Por otro lado, (Villar, 2014) afirma, El nivel freático se destaca por su movilidad en el tiempo, tanto ascendente como descendente y con un relieve muy plano y pobres redes de escurrimiento superficial. Esa fluctuación depende fundamentalmente del agua de lluvia que se infiltra migrando a la zona de saturación. (P.2)

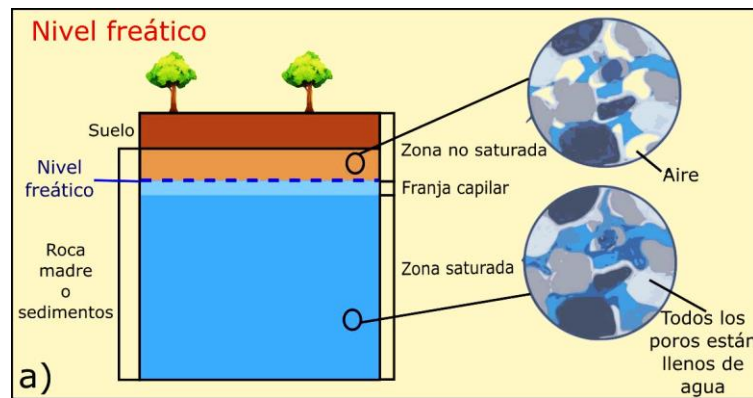


Imagen 2: Ubicación de los suelos saturados, los mismo que se encuentran debajo del nivel freático, cuyos poros están llenos de agua.
Fuente: Lutgens, Frederick K y Tarbuck, (2005)

Al mismo tiempo (Lutgens, Frederick K y Tarbuck, 2005) afirma, La profundidad del nivel freático es muy variable ya que en algunas ocasiones suele situarse en la superficie o a muchos metros de profundidad con respecto a la superficie, todo esto se debe a diferentes factores. Una de las características importantes de nivel freático es que esta es consecuente a las estaciones del año, es decir la cantidad, la frecuencia y la distribución de las precipitaciones serán mayores en las épocas de invierno.

Además, (Lutgens, Frederick K y Tarbuck, 2005, P. 483). Menciona “Otras causas de la falta de uniformidad del nivel freático son las variaciones de precipitación y permeabilidad de un lugar a otro.”

Del mismo modo, (Lutgens, Frederick K y Tarbuck, 2005) menciona, El Nivel Freático raramente es horizontal, como cabría esperar. En cambio, su forma suele ser una réplica suavizada de la topografía superficial, alcanzando sus mayores elevaciones debajo de las colinas y luego descendiendo hacia los valles.

2.2.2. Ensayos a realizarse en la investigación

Los datos adoptados para la presente investigación deben ser realizados de acorde a la norma vigente en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018) E-0.50 Suelos y Cimentaciones y la Norma Técnica Peruana (MTC, 2016).

Tabla 1: Ensayos de Laboratorio. Fuente: Elaboración Propia.

Ensayo	Norma Aplicable
Contenido de Humedad	NTP 339.127 / ASTM D-2216
Análisis Granulométrico	NTP 339.128 / ASTM D-422
Limite Líquido y Limite Plástico	NTP 339.129 / ASTM D-4318
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 / ASTM D-854
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 / ASTM D-2487
Densidad Relativa*	NTP 339.137 / ASTM D-4253
Límite de Contracción	NTP 339.138 / ASTM D-4254
Límite de Contracción	NTP 339.140 / ASTM D-427
Descripción Visual – Manual	NTP 339.150 / ASTM D-2488
Consolidación Unidimensional	NTP 339.154 / ASTM D-2435
Compresión no confinada	NTP 339.167 / ASTM D-2166
Corte Directo*	NTP 339.171 / ASTM D-3080
Contenido de Cloruros Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.177 / AASHTO T-291
Contenido de Sulfatos en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.178 / AASHTO T-290

* Debe ser usada únicamente para el control de rellenos granulares.

2.2.2.1. *Análisis granulométrico*

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. Clasificándose mediante análisis granulométrico por malla a los suelos de grano grueso ($>0.075\text{mm}$) y por medio de análisis granulométrico con el hidrómetro para el suelo de grano fino ($<0.075\text{mm}$). (Das, 2001b)

2.2.2.1.1. *Análisis granulométrico por malla*

Para (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012) Este ensayo tiene como objetivo determinar las proporciones de los diferentes tamaños de granos existentes en el mismo, o, dicho de otro modo, su granulometría. El tamiz es la herramienta indispensable para ejecutarlo, el cual consiste de un instrumento compuesto por un marco rígido al que se tiene sujeta una malla particular por un espaciamiento uniforme entre hilos denominado abertura o luz de malla, por donde se hace pasar el material de suelo para hacer el análisis requerido. (P.8)

(Crespo Villalaz, 2004) “El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado.” (P.45)

Procedimiento:

Dicho ensayo se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo, la cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el “porcentaje que pasa”, el porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel semilogarítmico.

Únicamente en los suelos gruesos cuya composición granulométrica puede determinarse por medio de mallas puede la distribución de tamaños indicar algo de lo relativo a las propiedades físicas del material; así por ejemplo los suelos bien graduados tienen mejor comportamiento ingenieril que aquellos de granulometría uniforme. (Crespo Villalaz, 2004)

(Crespo Villalaz, 2004) Añade, Allen Hazen descubrió que la permeabilidad de las arenas sueltas para filtros dependía de dos cantidades que llamo diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad

Dichos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso; El coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de graduación o el coeficiente de curvatura (Cc), Esos factores son:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad Cc = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

Donde:

D_{10} D_{30} y D_{60} = Son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa 10, 30 y 60% respectivamente.

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor de 4 para gravas y mayor de 6 para arenas, Cuando el coeficiente de uniformidad Cu es menor que los valores indicados, ello significa que el material no es graduado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas. (Alva Hurtado, n.d.)

Por otro lado, a fin de evitar una granulometría con vacíos se define el Coeficiente de Curvatura Cc el cual debe estar entre 1 y 3 para evitar la granulometría con vacíos. (Alva Hurtado, n.d.)

2.2.2.1.2. Análisis granulométrico por sedimentación

Para determinar la fracción fina ($<0.075\text{mm}$) de suelo – limos y arcillas- no es posible efectuar el tamizado, por lo que se empleara el método de sedimentación (densímetro).

Según (Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, 2002) Para determinar la distribución granulométrica de las partículas de cualquier suelo que contenga material de grano fino, se deberá usar el método de análisis mecánico húmedo. El cual se basa en la ley de Stokes, que dice que la velocidad a la que cae una partícula esférica a través de un medio líquido es en función del diámetro y del peso específico de la partícula. (P.28)

Por otra parte (Das, 2001b) añade, el análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Suponiéndose que todas las partículas del suelo son esferas y que las velocidades de las partículas del suelo pueden ser expresadas por la ley de Stokes.

Procedimiento:

El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. Para esta prueba se usan 50 gramos de suelo seco, pulverizado. Un agente defloculante se agrega siempre al suelo. El defloculante más usado para el análisis granulométrico con el hidrómetro es 125 cc de solución al 4% de exametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature por lo menos 16 horas en el defloculante. Después de este periodo se agrega agua destilada y la mezcla suelo-agente defloculante es agitada vigorosamente. La muestra se transfiere a una probeta de 1000 ml. Se agrega más agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000 ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente. Un hidrómetro se coloca dentro de la probeta

para medir generalmente durante un periodo de 24 horas. La densidad de solidos de suspensión suelo-agua en la vecindad de su bulbo. Los hidrómetros están calibrados para mostrar la cantidad de suelo que esta aun en suspensión en el tiempo t se determina mediante la ley de Stokes. (Das, 2001b)

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Donde:

D : diámetro de la partícula del suelo

η : viscosidad del agua

G_s : gravedad especifica de los sólidos del suelo

γ_w : peso específico del agua

L : longitud efectiva (es decir, longitud medida de la superficie del agua en la probeta al centro de gravedad del hidrómetro)

t : tiempo

Un dato muy importante es el que menciona (Crespo Villalaz, 2004) “En suelos finos sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas dependen de su estructura, plasticidad e historia geológica. Esto hace que la determinación de la granulometría de dichos suelos no conduzca a obtener, por si sola, datos muy útiles sobre ellos.”

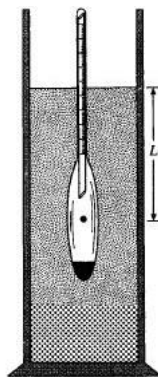


Imagen 3: Análisis granulométrico con el hidrómetro. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

2.2.2.1.3. Interpretación de resultados

(Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012) Ni bien se ha finalizado el proceso del tamizado se realiza el pesado de las muestras retenidas en cada uno de los tamices, finalmente con las cantidades obtenidas se construirá una gráfica semilogarítmica donde se representa el porcentaje en peso de cada muestra retenida para cada abertura del tamiz respectivo. (P.8)

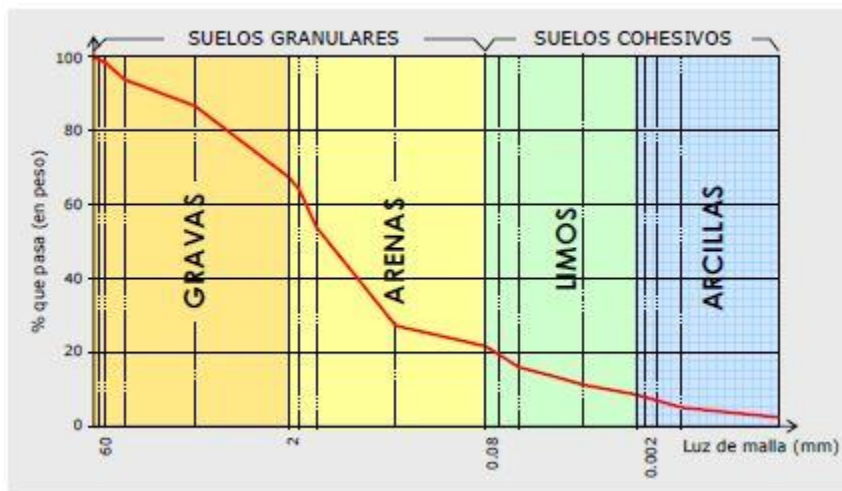


Imagen 4: Curva Granulométrica de un suelo. Fuente: Manual de Carreteras (2012)

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

Granulometría discontinua: la curva presenta picos y tramos planos, que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que evidencia que la variación de tamaños es escasa. En este caso, se habla de suelos mal graduados. La arena de playa es un claro ejemplo de este tipo de suelos. (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012)

Granulometría continua: la práctica totalidad de los tamices retienen materia, por lo que la curva adopta una disposición suave y continua. A este tipo de suelos se les denomina bien graduados. Las zahorras se engloban dentro de este grupo. (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012)

“Así un suelo que está formado por partículas de un mismo tamaño quedara representado por una línea vertical y un suelo con curva granulométrica bien tendida indicara gran variedad de tamaños.” (Crespo Villalaz, 2004)

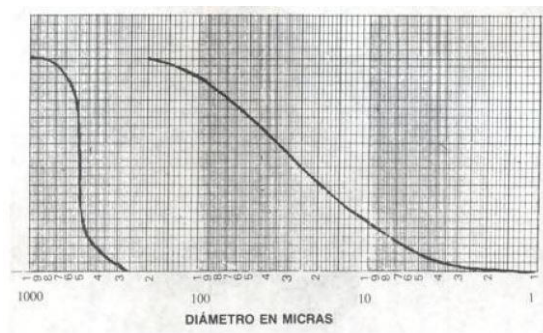


Imagen 5: Representación de curva granulométrica.
Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

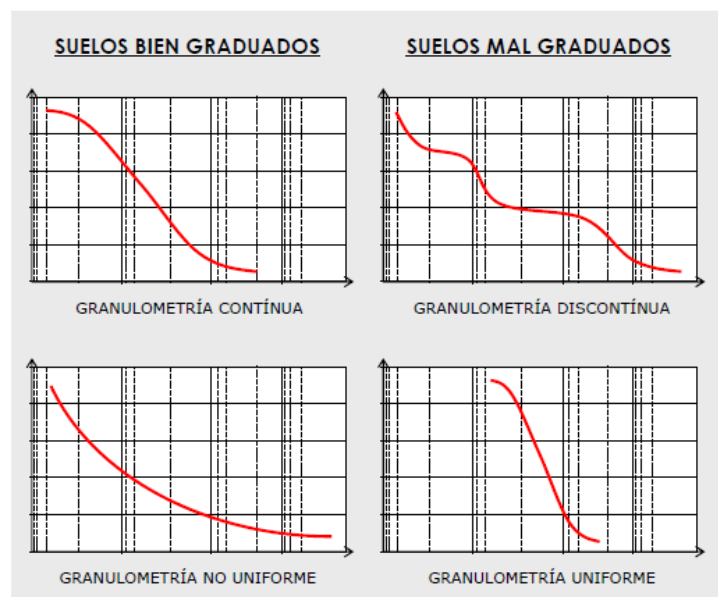


Imagen 6. Interpretación de la curva granulométrica. Fuente: Manual de carreteras (2012)

Los suelos bien graduados contienen una buena proporción de partículas de todos los tamaños, variando de gruesas a finas, en los suelos uniformes todas las partículas son aproximadamente del mismo tamaño. Los suelos de granulometría discontinua son mezclas de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas finas también de tamaño uniforme, faltando partículas de tamaño intermedio entre las gruesas y las finas. Todos los suelos que no están bien graduados, se denominan genéricamente mal graduados. (Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, 2002)

(Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2014) Si bien la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, es decir con amplia gama de tamaños; Tiene un comportamiento ingenieril más favorable que los suelos de granulometría muy uniforme. Ha de señalarse que el comportamiento mecánico e hidráulico está definido por la compacidad de los granos y su orientación, característica que se destruye al realizarse la prueba de granulometría. Por otro lado, en suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica. En síntesis, sería deseable hacer una investigación granulométrica con un método que respete la estructuración inalterada del material, este método; sin embargo, hasta hoy no se ha encontrado y todo parece indicar que no se podrá desarrollar jamás.

2.2.2.2. Límites de atterberg

Cuando existen minerales de arcilla en un suelo de grano fino, este puede ser remodelado en presencia de alguna humedad sin desmoronarse. Esta naturaleza cohesiva es debida al agua absorbida que rodea a las partículas de arcilla. (Das, 2001a)

Es así, que a principios de 1900 el científico sueco Albert Mauritz Atterberg fue el primero que relaciono el grado de plasticidad de un suelo con su contenido de agua o humedad, expresado en función del peso seco de la muestra, también fue el quien definió los cuatro estados de consistencia de los suelos y determino los límites entre ellos, observando la variación de diferentes propiedades físicas y mecánicas. (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012)

Por otra parte, (Das, 2001b) añade, Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Este, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se denomina como límite líquido (LL). igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como el Limite Plástico (PL) y el límite de contracción (SL), respectivamente. Estos se denominan límites de Atterberg.

En decir, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasificará arbitrariamente en cuatro estados básicos denominados sólido, semisólido, plástico y líquido, tal como se muestra a continuación:

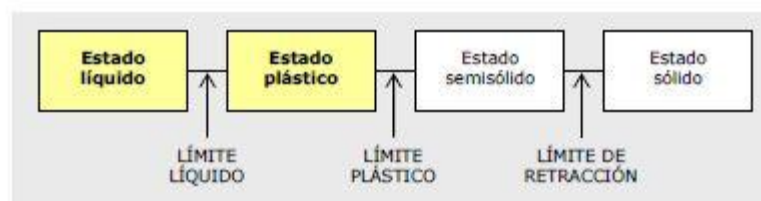


Imagen 7: Estados de consistencia de un suelo. Fuente: Das, (2001b)

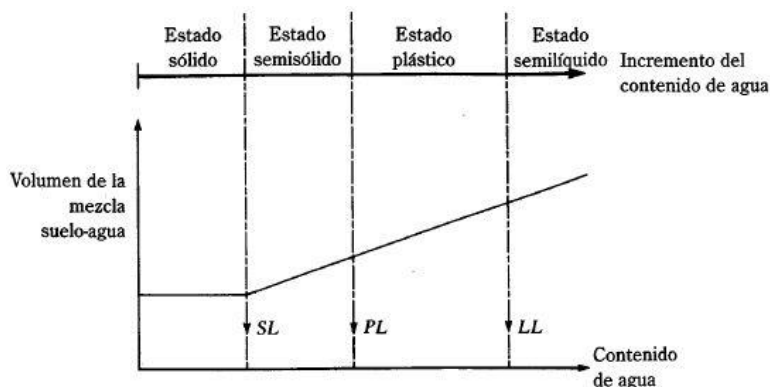


Imagen 8: Definición de los límites de Atterberg. Fuente: Das, (2001b)

Límite Líquido (LL): El límite líquido es determinado por medio de la copa Casagrande (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de 1/2" (12.7 mm) mediante 25 golpes. (Das, 2001b)

Se determina mediante el método de la cuchara Casagrande (NLT -105). Dicho ensayo tiene por finalidad determinar la cantidad de agua mínima que puede tener una muestra formada por 100 gr. De suelo seco que haya pasado por el tamiz Nro. 40, para ello, es necesario poner sobre el equipo mencionado anteriormente y se manipula para su desempeño, contándose la cantidad de golpes necesario para cerrar un surco – realizado precisamente con una espátula normalizada – en una longitud de 13 mm. Éste será válido cuando tengamos dos resultados, una de entre 15 y 25 golpes, y otra de entre 25 y 35. El contenido de humedad será basado al límite líquido será en función a 25 golpes, y se obtendrá por el método de la interpolación en una gráfica recomendada por las normas vigentes para obtener las dos determinaciones experimentalmente.. (P.10)

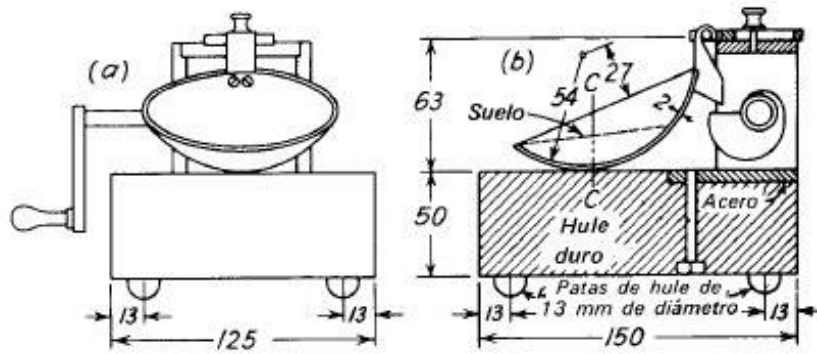


Imagen 9: Cuchara Casagrande. Fuente: Das, (2001b)

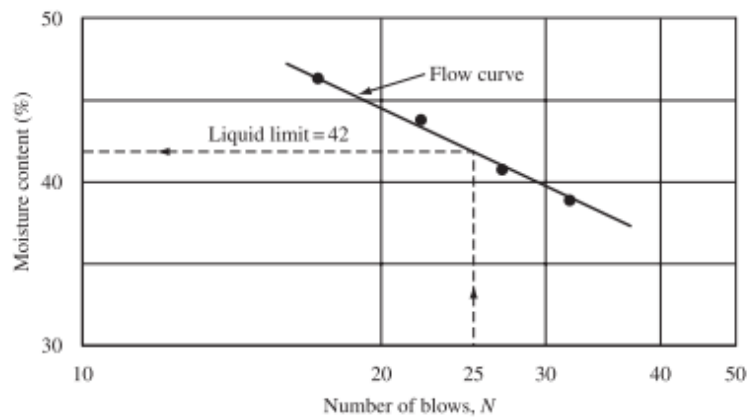


Imagen 10: Línea gráfica de la relación del contenido de humedad y los números de golpes. Fuente: Das, (2001b)

Casagrande (1932) concluyó que cada golpe en un dispositivo estándar para límite líquido corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente 1 g/cm^2 . Por consiguiente, el límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de 25 g/cm^2 (Das, 2001^a, P.31)

Límite Plástico (LP): Para (Bañón Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012) Su definición está dada como la mínima humedad de un suelo lo cual permite realizarlo con cilindros de 3 mm de diámetro sin que éstos se desplomen, así mismo se tendrá que realizar dos ensayos y obtendrá la media de ellos. Dicho ensayo se realizará con 200 gr. de muestra seca y será filtrada través del tamiz Nro. 40. (P.10)

Del mismo modo, (Das, 2001a) menciona; Se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de (3.18 mm) de diametro. Siendo el Limite Plastico el limite inferior del escenario plastico del suelo. La prueba es simple y se realiza mediante rodados repetidos por parte de una masa de tierra de tamaño elipsoidal sobre una placa de vidrio emerilado. (Das, 2001b)

Ahora bien, es importante enfatizar que, La plasticidad es la propiedad que presenta los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. (Crespo Villalaz, 2004)

El límite plástico se determina mediante el amasado y rolado continuo de una porción de suelo hasta que el contenido de agua se reduzca de forma tal que al llegar a formar un rollito de 3.2 mm de diámetro (aproximadamente), se agriete la muestra. La humedad en este punto se conoce como Limite Plástico. (PUCP, 2012)



Imagen 11: Prueba del límite plástico. Fuente: PUCP, (2012)

Índice de Plasticidad (IP): El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

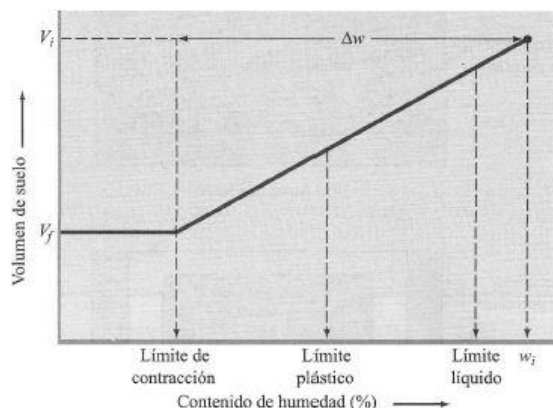
Siendo así que “La diferencia entre LL y LP da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo, un suelo muy plástico tendrá un índice plástico muy alto.” (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012, P.10)

$$IP = LL - LP$$

Es decir, según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico (I.P) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico. (Crespo Villalaz, 2004)

Límite de Contracción (SL): La masa de suelo se contrae a medida que este pierde humedad gradualmente. Con la perdida continua de humedad se alcanza un estado de equilibrio hasta el punto en el que más perdida de humedad no dará lugar a ningún cambio de volumen adicional.

(PUCP, 2012) “Límite de contracción, o contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción en el suelo.” (P.44)



W_i = contenido de humedad inicial
 Δw = cambio en el contenido de humedad
 V_i = volumen inicial de la porción del suelo húmedo
 V_f = volumen de la porción de suelo secada en el horno

Imagen 12: Definición gráfica del límite de contracción.
Fuente: PUCP, (2012)

2.2.2.3. *Clasificación de suelos*

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada. (Das, 2001a)

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Teniendo así, la clasificación de la Asociación Americana de funcionarios de Caminos Públicos (American Association State High-way Officials), la clasificación de la Administración de Aeronáutica Civil (C.A.A.), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S), etc. (Crespo Villalaz, 2004, P. 87)

2.2.2.3.1. *Clasificación por tamaño de las partículas*

Los resultados obtenidos de la prueba de granulometría por sedimentación se aplican en el diagrama triangular de clasificación de suelos dada por la Comisión del Rio Mississippi y con ello se obtiene la clasificación del suelo. (Crespo Villalaz, 2004)

Para clasificar el suelo se toma el porcentaje de arena, limo y arcilla, sobre la escala del lado correspondiente del triángulo, trazándose tres rectas, siendo finalmente la intersección del punto común de estas lo que define la clasificación del suelo. (Crespo Villalaz, 2004, P.88)

Aunado a lo expuesto, (Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, 2002) menciona, si el suelo contiene un cantidad importante de material mayor de 2.0 mm, se añade el nombre del adjetivo adecuado, “con grava” o “con boleos”.

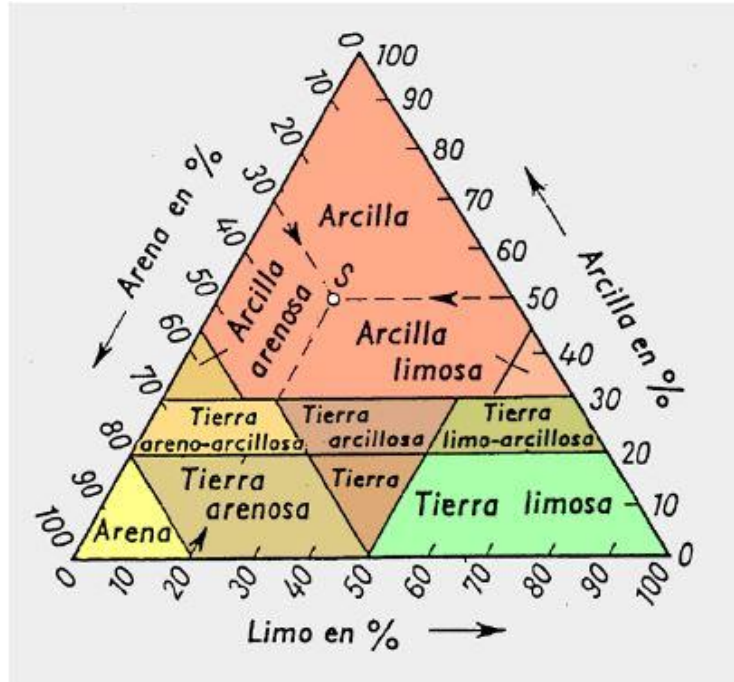


Imagen 13: Triángulo textural del suelo, Fuente: Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, (2002)

La clasificación de los suelos por el tamaño de sus partículas es la mas simple de todas, pero tiene el inconveniente de que su relación con las principales características físicas del suelo es indirecta. Pues el tamaño de los granos es solo uno de los diferentes factores de los cuales dependen ciertas propiedades físicas importantes de los suelos. Tales como la permeabilidad y la cohesión. (Crespo Villalaz, 2004, P.88)

En paralelo, (Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, 2002) añade; Desafortunadamente, el nombre correspondiente obtenido del diagrama, no siempre expresa correctamente las características físicas del suelo, por ejemplo, como algunas partículas del tamaño de la arcilla son menos activas que otras, un suelo al que se le da el nombre de arcilla basándose en un criterio de tamaño puede tener propiedades físicas que son mas comunes en el limo.

2.2.2.3.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelo SUCS

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. (Das, 2001^a, P.82)

Tabla 2: Clasificación SUCS de los Suelos. Fuente: *Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012)*

Tipo de suelos	Prefijo	Subgrupo	Sufijo
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Limite liquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Limite liquido bajo (<50)	H

Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en Ingeniería Civil, fue ligeramente modificado por el Bureau of Reclamation, haciendo el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de su método normalizado. (Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, 2012, P.21)

Dicha clasificación se vale de los siguientes símbolos de grupo mostrados a continuación:

Símbolos de grupos

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo.

Tabla 3: Simbología y características generales de la Clasificación SUCS de los suelos. Fuente: Bañon Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012)

Tipología de suelos

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

Entonces se puede decir que existe tres grupos de suelos:

Suelos de Grano Grueso (G y S): Formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido de finos, empleando el Nro. 200.

Suelos de Grano Fino (M y C): Formados por suelos con al menos un 50 % de contenido en limos y arcillas.

Suelos Orgánicos (O, Pt.): Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

Por otro lado, tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el Limite Liquido (LL) con el Índice de Plasticidad (IP), en este diagrama, conocido como la Carta de Casagrande de los suelos cohesivos destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites:

$$\text{Línea A: } IP = 0.73 * (LL - 20)$$

$$\text{Línea B: } LL = 50$$

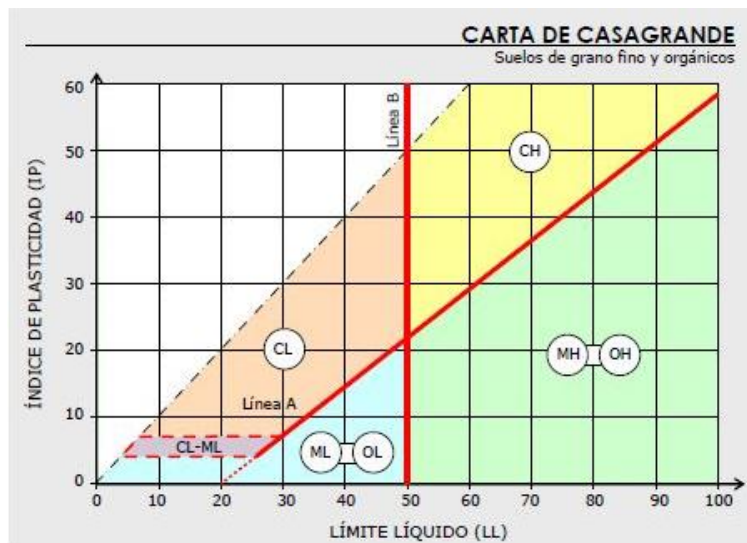


Imagen 14: Carta de Casagrande para los suelos cohesivos. Fuente: Bañón Blaquez, Luis y Bevia Garcia, (2012)

Clasificación de suelos SUCS

Tabla 4: Clasificación de suelos SUCS. Fuente: Manual de Carreteras (2012)

Divisiones Principales	Símbolos	Comportamiento Mecánico	Capacidad de Drenaje	Densidad optima P.M	CBR In situ	
Suelo de grano grueso	Grava	GW	Excelente	Excelente	2.00 – 2.24	60 – 80
		GP	Bueno a excelente	Excelente	1.76 – 2.08	25 – 60
		GM	Bueno a excelente	Aceptable a mala	2.08 – 2.32	40 – 80
			Bueno	Mala a impermeable	1.92 -2.24	20 – 40
		GC	Bueno	Mala a impermeable	1.92 -2.24	20 – 40
		SW	Bueno	Excelente	1.76 – 2.08	20 – 40
		SP	Aceptable a bueno	Excelente	1.60 – 1.92	10 – 25
	Arenas	SM	Aceptable a bueno	Aceptable a mala	1.92 – 2.16	20 – 40
			Aceptable	Mala a impermeable	1.68 – 2.08	10 – 20
		SC	Malo a aceptable	Mala a impermeable	1.68 – 2.08	10 – 20
Suelos de grano fino	Limos y arcillas (LL<50)	ML	Malo a aceptable	Aceptable a mala	1.60 – 2.00	5 – 15
		CL	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.60 – 2.00	5 – 15
		OL	Malo	Mala	1.44 – 1.70	4 – 8
	Limos y arcillas (LL>50)	MH	Malo	Aceptable a mala	1.28 – 1.60	4 – 8
		OH	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.44 – 1.76	3 – 5
Suelos orgánicos		OH	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.28 – 1.68	3 – 5
		Pt	Inaceptable	Aceptable a mala	-	-

2.2.2.3.3. *Sistema de Clasificación AASHTO*

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de administración de carreteras (American Association of State Highway). Inspirada en el modelo de Casagrande, considera siete grupos básicos de suelos, numerados de el A-1 hasta el A-7, a su vez, se clasifican en los grupos A-1, A-2 Y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz num. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz num. 200 se clasificación en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. (Das, 2001^a, P.80) El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- ✓ **Tamaño de grano:** gravas y arenas
- ✓ **Plasticidad:** el termino limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El termino arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 a más.
- ✓ **Si se encuentran cantos y guijarros (tamaño mayor a 75 mm),** se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación, sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

Para clasificar un suelo, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por proceso de eliminación, el primer grupo de la izquierda en la que quepan los datos de prueba es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como un material de subrasante carretera, se incorpora un numero llamado Índice de Grupo (IG) a los grupos y subgrupos del suelo. Este

número entero comprendido entre 0 y 20, se describe en paréntesis después de la designación del grupo o subgrupo; el índice de grupo está dado por la siguiente ecuación.

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

Donde:

F : porcentaje pasado por el tamiz num. 200

LL : limite liquido

PI : índice de plasticidad

Tabla 5: Clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelos. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTOO), (1929)

Clasificación general	Materiales granulares 35 % o menos pasa 75 μ m (No. 200)			Materials arcilla o Limo More Than 35 % Passing 75 μ m (No. 200)			
Clasificación de grupo	A-1	A-3 ^a	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Análisis de tamiz, % que pasa:							
2.00 mm (No. 10)	...	...	...	...	...	...	...
425 μ m (No. 40)	50 max	51 min	...	...	...	...	...
75 μ m (No. 200)	25 max	10 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa.425 μ m (No. 40):							
Limite de liquido	...	...	B	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad	6 max	N.P.	B	10 max	10 max	11 min	11 min
Calificación general como subgrado	Excelente a bueno			Malo a pobre			

La colocación de A-3 antes de A-2 es necesaria en el "proceso de eliminación de izquierda a derecha" y no indica la superioridad de A-3 sobre A-2.
BSee Tabla 2 para valores.

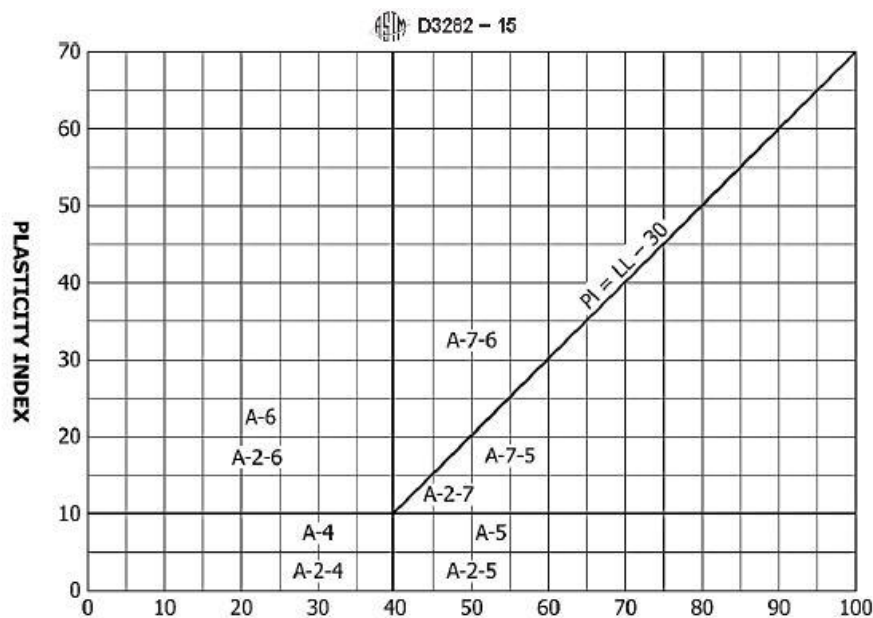


Imagen 15: Clasificación de suelos por el método ASSHTO. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTOO), (1929)

Tabla 6: Clasificación de los suelos y mezclas de agregados de suelos. Fuente: Clasificación de Administración de Carreteras (AASHTOO), (1929)

General Classification	Granular Materials 35 % o menos pasa 75 μm (No. 200)							mas que 35 % 75 μm (No. 200)			
clasificación de grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5, A-7-6
Análisis de tamiz,% que pasa.:											
2.00 mm (No. 10)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
425 μm (No. 40)	30 max	50 max	51 min	...	...	...	...	...	...	...	...
75 μm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
características de la fracción pasante											
425 μm (No. 40):											
Límite de líquido	...		...	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min ^A
Tipos habituales de materiales constitutivos significativos.	Fragmentos de piedra Grava y arena		Arena fina	Ggrava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como subgrado	Excelente a bueno							Malo a pobre			

El índice de elasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30 (ver Fig. 1). Reimpreso con permiso de la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes del Estado.

2.2.2.4. Resistencia cortante del suelo

La resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior.

Dicha resistencia al cizallamiento es, en general, una función de

- ✓ La cohesión entra las partículas del suelo.
- ✓ La resistencia a la fricción entre las partículas sólidas.
- ✓ El contenido de humedad y la presión del agua intersticial en la masa del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa de suelo con respecto al resto del mismo. En el primer caso (figura 11.1a) se dice que hay un disgregamiento de las partículas, en el segundo caso (figura 11.1b) se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa de

suelo es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica (figura 11.1c). estos movimientos de la masa de suelo tienden a se contrarrestados por la llamada resistencia al corte del suelo. (Crespo Villalaz, 2004, P.161)

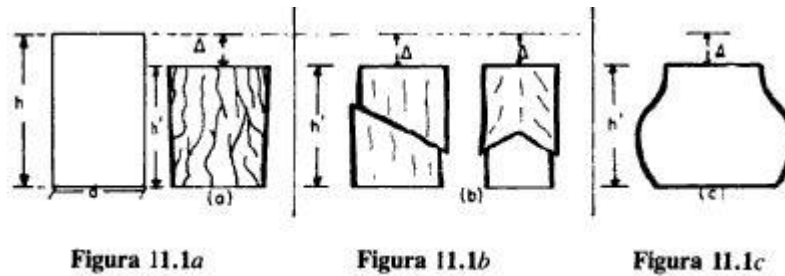


Imagen 16: Imágenes representativas de la resistencia al corte del suelo.
Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

Mohr

(1900) presento una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación critica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma. (Das, 2001a, P.229)

$$t_f = c + \sigma \tan \phi$$

La ecuación anterior se denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb. En un suelo saturado el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial. (Das, 2001a)

$$\sigma = \sigma' + u$$

El esfuerzo efectivo σ' , lo realizan los solidos del suelo, por lo tanto, para aplicar la ecuación anterior a la mecánica de suelos, es necesario reescribirla como:

$$t_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

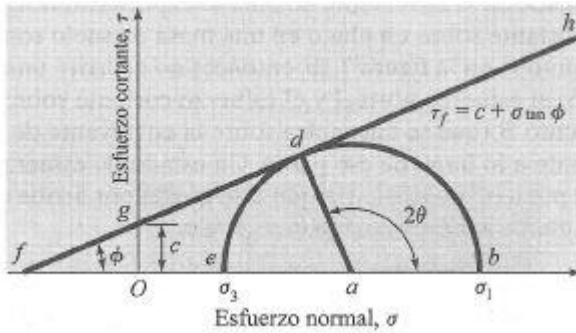


Imagen 17: Círculo de Mohr y envolvente de falla.
Fuente: Das, (2001a)

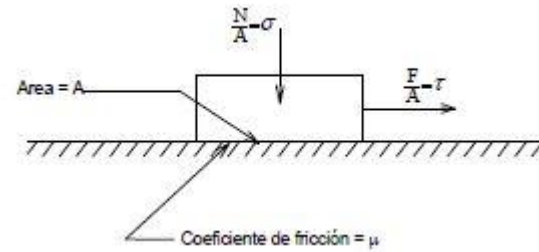


Imagen 18: Bloque deslizando en un plano. Fuente:
Fuente: Das, (2001a)

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferente manera, y entre ellas figuran a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande y b) por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta. (Crespo Villalaz, 2004, P.163)

2.2.2.4.1. Corte Directo

(Das, 2001a) Es la forma más antigua de prueba de corte, el cual consiste en una caja de corte de metal en la que se coloca la muestra del suelo, las mismas que pueden ser cuadradas o circulares, el tamaño de las muestras se encuentra entre 20 a 25 cm² de sección transversal y de 25 a 30 mm de altura; Dividiéndose la caja en dos mitades, aplicándose la fuerza normal sobre la muestra desde la parte superior de la caja de corte siendo de gran tamaño como 1000 KN/m², la

fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto a la otra con el fin de provocar una falla en la muestra de suelo.

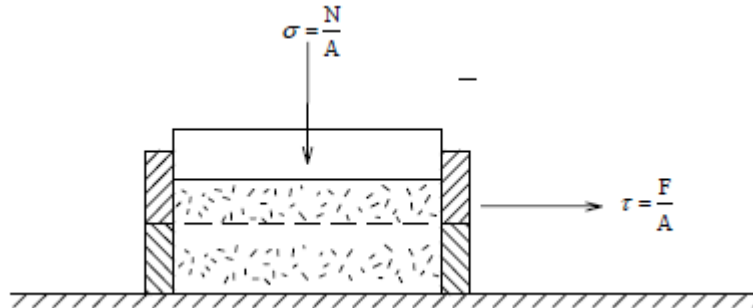


Imagen 19. Aparato de corte directo. Fuente: Das (2001)

La muestra inalterada se coloca en su interior y se somete a un esfuerzo tangencial t y a una carga P . haciendo variar las cargas P , se van observando los correspondientes esfuerzos de ruptura t y con esos valores se traza la envolvente de los círculos de Mohr que dará a conocer el valor de c , ordenada en el origen, y el ángulo de ϕ' de inclinación de la línea. (Crespo Villalaz, 2004, P.163)

Tipos de ensayo:

Ensayos no consolidados no drenados: el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo carga normal P . Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. (PUCP, 2012, P.97)

Ensayos consolidados no drenados: se aplica la fuerza normal y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar la fuerza cortante. (PUCP, 2012, P.97)

Ensayos consolidados drenados: la fuerza normal se aplica y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento, se aplica a continuación la fuerza

cortante muy lenta, de modo que se evite el desarrollo de presiones de poros en la muestra. (PUCP, 2012, P.97)

Aunado a lo expuesto, (Das, 2001a) menciona, La conductividad hidráulica en arenas es alta, el exceso de presión del agua intersticial, ocasionado por la carga normal y de cizallamiento, se disipa rápidamente, por tanto, para una velocidad de carga ordinaria, existen esencialmente condiciones de drenaje. Es decir, el ángulo de fricción obtenido por la prueba de corte directo con drenaje con arena saturada será el mismo que el de una muestra similar de arena seca.

“Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, este la muestra saturada o no y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida.” (PUCP, 2012, P. 94)

Por otro lado, (Das, 2001a) afirma, la conductividad hidráulica de las arcillas es pequeña en comparación con las arenas. es decir, la carga normal aplicada a una arcilla debe ser muy lenta para que la consolidación sea completa, por esta razón la carga cortante también debe ser aplicada a un ritmo muy lento. La prueba puede durar de 2 a 5 días.

La prueba de corte directo es más fácil de realiza, pero tiene algunas limitaciones inherentes, la fiabilidad de los resultados puede ser cuestionada. Esto debido al hecho de que en esta prueba no se permite que el suelo falla a lo lado del plano más débil, obligándosele a fallar a lo largo del plano de división de la caja de corte. Además, la distribución de esfuerzo cortante sobre el plano de falla de la muestra no es uniforme. Pese a lo expuesto, la prueba de corte directo es más simple y más económico para suelo arenoso seco o saturado.(Das, 2001^a, P.237)

2.2.3. Capacidad portante

Aun en la actualidad, existe la creencia muy generalizada de que cualquier terreno puede sostener eficientemente una construcción liviana y que por lo tanto no requiere un estudio del suelo. Sin embargo, la técnica moderna está en completo desacuerdo con esa creencia, y los hechos han demostrado muy a menudo que casas residenciales y construcciones similares han sido seriamente afectadas debido al desconocimiento de las características del suelo y por ende el proyecto de una cimentación inadecuada en cada caso. (Crespo Villalaz, 2004)

Ante ello, es necesario comprender que la naturaleza compleja de los suelos incide en las diferencias de su comportamiento, y entender los conceptos de cimentación tan utilizado hoy en día.

Es así que para (Das, 2001a) La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que esta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a este. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por ellos, los ingenieros geotecnistas y estructuristas que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Dichas cimentaciones se clasifican en dos grupos, cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

Cimentaciones superficiales: las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor de cuatro; como las zapatas corridas y losas de cimentación.

Cimentaciones profundas: las cimentaciones profundas son aquellas cuya razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor que cuatro; como los pilotes y pilas de perforación.

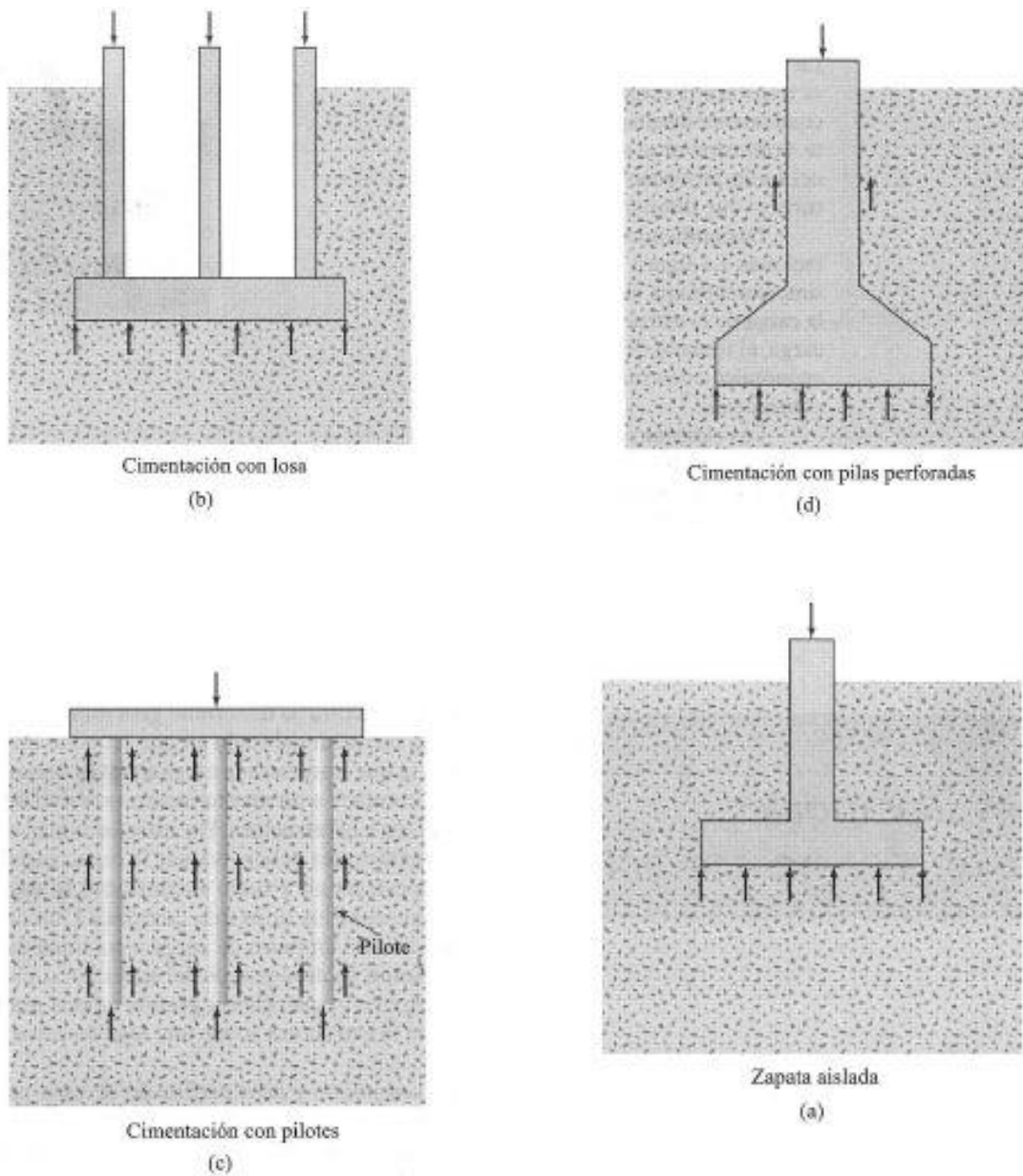


Imagen 20: Tipos comunes de cimentaciones. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

A continuación (Crespo Villalaz, 2004) brinda algunas recomendaciones de como elegir una cimentación adecuada:

Usar zapata aislada en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.

Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.20 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicara si se unen las zapatas en una o más direcciones.

Cuando las cargas sean bastante pesadas y al emplear zapatas continuas estas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.

En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas, estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.

Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.

Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

Por otro lado, (Das, 2001a) añade Para que una cimentación funcione apropiadamente esta debe cumplir dos condiciones:

- 1) El asentamiento del suelo causado por la carga debe estar dentro del límite tolerable.
- 2) No debe ocurrir la falla por cortante del suelo que soporta la cimentación.

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada; la cual no depende únicamente del terreno sino también de la cimentación, características de la estructura y el coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso. (Crespo Villalaz, 2004)

2.2.3.1. ***Tipos de falla***

Ahora bien (Crespo Villalaz, 2004) menciona, por experiencia y observaciones al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. existiendo tres tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones, las cuales consideran una franja de cimentación de longitud teóricamente infinita descansando sobre una superficie.

Falla por corte general:

Cuando la cimentación descansa sobre una superficie de una Arena Densa o un suelo Cohesivo Firme con un ancho B . si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentara. En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u , tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por carga unitaria q_u se le denomina

capacidad ultima de carga de la cimentación. a este tipo de falla repentina en el suelo se le llama falla por cortante general. (Das, 2001a)

Asimismo (Crespo Villalaz, 2004) añade, La falla por corte general es usualmente súbita y catastrófica. Y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado.

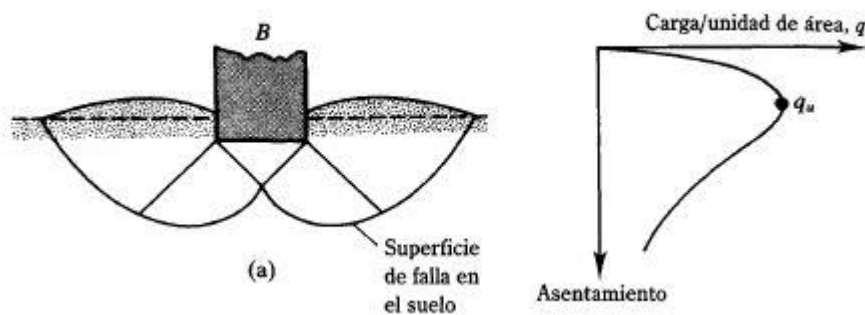


Imagen 21: Falla por corte general. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

Falla por punzonamiento

Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación. Manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal. (Crespo Villalaz, 2004)

En tanto (Das, 2001b) afirma, Si la cimentación descansa sobre un suelo bastante suelto, la grafica carga-asentamiento será como la de la figura. en este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Mas allá de la carga ultima de falla q_u , la

gráfica carga-asentamiento será muy empinada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina falla por cortante por punzonamiento.

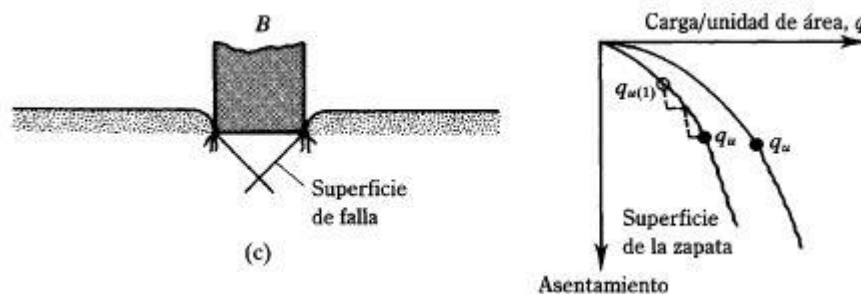


Imagen 22: Falla por punzonamiento. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

Falla por corte local:

Representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además de la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata. (Crespo Villalaz, 2004)

En tanto (Das, 2001a) menciona, Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media, un incremento de la carga también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura. Es decir cuando la carga unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$.

el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno. La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la capacidad de carga última q_u . más allá de ese punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación.

La carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se llama carga primera de falla (Vesic, 1963). Note que un valor pico de q no se alcanza en este tipo de falla, denominado falla por cortante local en el suelo. (Das, 2001a)

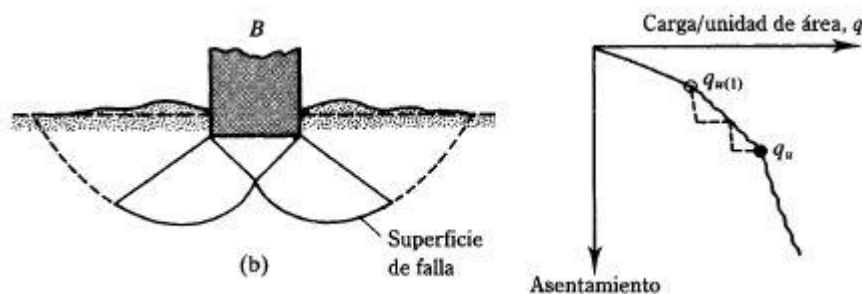


Imagen 23: Falla por corte local. Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

En ese mismo contexto (Crespo Villalaz, 2004) añade, Aunque son bastante conocidas las diferencia entre los tipos de falla, no existe un criterio general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas de cargas existentes. En un suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte el tipo de falla será por punzonamiento.

En síntesis (Robert Whitman; Lambe William, 2004) mencionan, cuando la carga alcanza la capacidad de carga final se produce una falla general: se moviliza la resistencia al corte total del suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento que comienza bajo la zapata y se extiende hasta la superficie del terreno situado fuera de la misma. Para una carga algo más pequeña se producirá una falla local, en cuyo instante la resistencia al corte se alcanza únicamente a lo largo de una parte de la superficie de deslizamiento final.

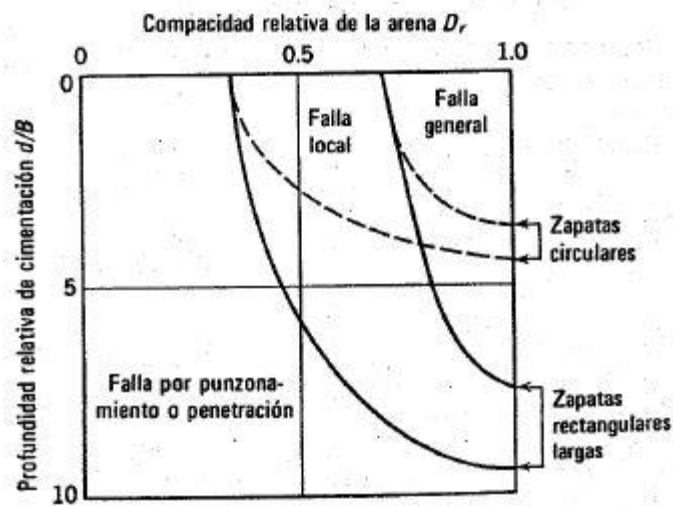


Imagen 24: Deducción del tipo de falla según el índice de compacidad y la profundidad de cimentación. Fuente: Vesic, (1963)

2.2.3.2. Teoría de la capacidad de carga

Teoría de Terzaghi

(Das, 2001) Terzaghi (1943) fue el primero en investigar una teoría en su totalidad para hacer un análisis sobre la capacidad carga última de cimentaciones superficiales. Respecto a ésta, definimos que una cimentación es superficial si la profundidad, D_f , de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo. Investigadores posteriormente

sugieren que cimentaciones con Df igual a 3 o 4 veces el ancho de las cimentaciones pueden ser definidas como cimentaciones superficiales. (P.156)

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (Es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero). La superficie de falla en el suelo bajo carga ultima puede suponer similar a la mostrada en la figura, el efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma Df$ (donde γ = peso específico del suelo). (Das, 2001, P.156)

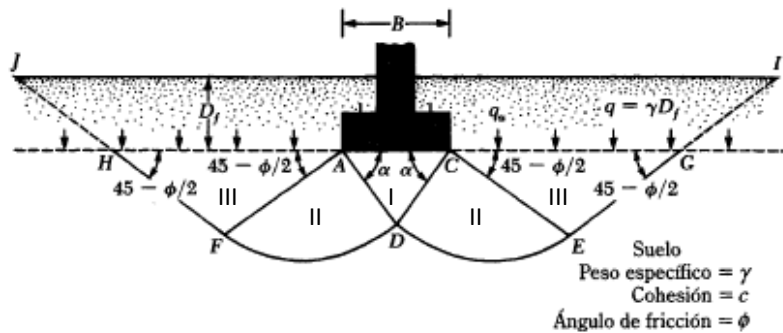


Imagen 25. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida. Fuente: Das (2001)

Ahora bien, (Das, 2001a) menciona sobre la existencia de tres zonas cuyos movimientos son diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga, las que se especifican a continuación:

Zona I: La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo al menos que la presión de los lados inclinados AD Y CD alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Además, se precisa que al moverse la Zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación. (Crespo Villalaz, 2004)

Zona II: Las zonas de cortante radial ADF y CDE, en que las curvas DE y DF son arcos de una espiral logarítmica. Siendo una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material del mismo. (Crespo Villalaz, 2004)

Zona III: Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG, esta zona trata de resistir el levantamiento con el peso del material propio, dicha resistencia varía de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior DFJ de dicha zona, resistencia que esta en funciona del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo. (Crespo Villalaz, 2004)

Vinculando a los conceptos previos (Das, 2001a) analiza, los ángulos CAD Y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha=\phi$) note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobre carga equivalente q, la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI Y HJ fue despreciada. Entonces usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad ultima de carga en la forma.

$$q_u = CN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentacion corrida})$$

Donde:

q_u = capacidad de carga ultima tm/m^2 o en kg/m^2

C = cohesión del suelo en tm/m^2 o en kg/m^2

γ = peso específico del suelo en tm/m^3 o en kg/m^3

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ .

Siendo los factores de capacidad de carga los siguientes:

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

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

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

Donde k_{py} = coeficiente de empuje pasivo.

Dichos factores de carga (para falla por corte general) se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 7: Factores de capacidad de carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
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	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Ahora bien, para la estimación de carga ultima de cimentaciones cuadradas o circulares se toma las siguientes ecuaciones:

$$q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentacion cuadrada})$$

$$q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.6\gamma RN_\gamma \quad (\text{cimentacion circular})$$

Las ecuaciones anteriores q_u son fundamental en la teoría de Terzaghi y con ella se puede calcular la capacidad de carga límite de una cimentación continua poco profunda (Profundidad de desplante igual o menor que el ancho de la cimentación), cuando se trate de falla por Corte General, cuando el SPT sea mayor a 15 golpes.

Siendo así que, para el caso de falla por Corte Local y Punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para SPT=15 golpes.

$$q_u = C'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentacion corrida}) \quad C' = \frac{2}{3}C$$

$$q_u = 0.867CN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentacion cuadrada})$$

$$q_u = 0.867CN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentacion circular})$$

N'_c , N'_q y N'_γ son factores de capacidad de carga modificada, los cuales se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan\phi\right)$ la misma que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 8: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

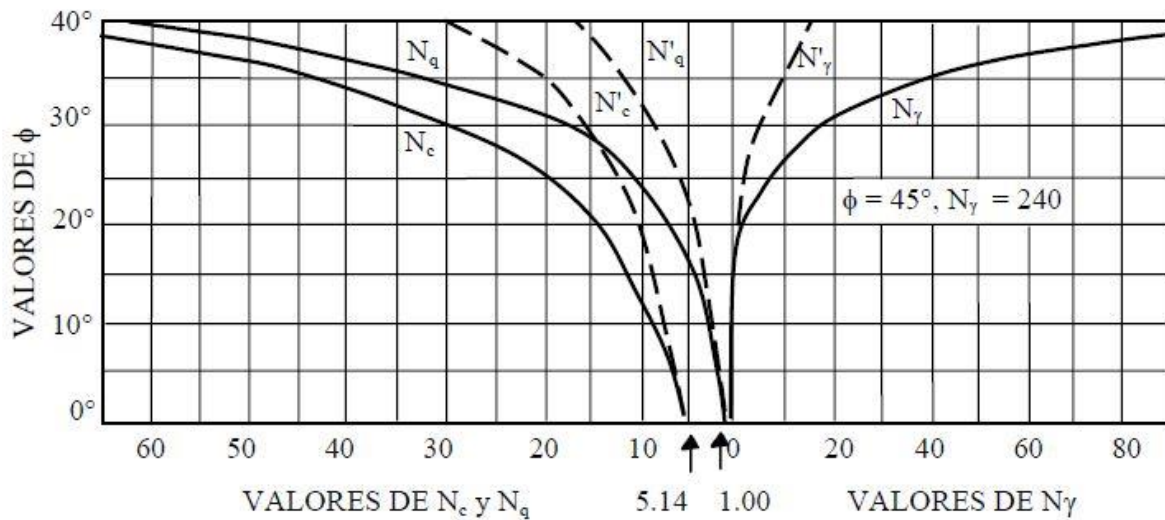


Imagen 26: Descripción gráfica de los factores de capacidad de carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)

Teoría de Skempton

Teoría análoga de Terzaghi para **suelos cohesivos**, considera el valor de N_c

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta. (Crespo Villalaz, 2004)

$$q_u = CN_c + \gamma D_f N_q$$

Asimismo (Crespo Villalaz, 2004) detalla, dicha ecuación es semejante a la de Terzaghi, sin embargo, con la diferencia de que N_c ya no tiene el valor fijo de 5.4 para $\phi=0$ sino que varía de acuerdo a la relación de Z/B , donde Z es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma.

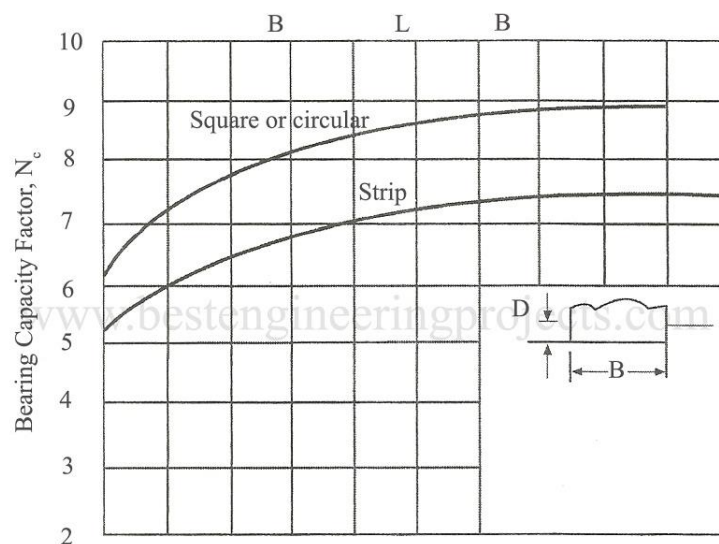


Imagen 27: Descripción gráfica de la curva de la Capacidad de Carga de Terzaghi. Fuente: Kumbhojkar, (1993)

Tabla 9: Cuadro de la relación de altura de desplante con el ancho de zapata.
Fuente: Crespo Villalaz, (2004)

D/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
> 4.00	9.0	7.50

Teoría de Meyerhof

Para tomar en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (GI, HJ), La proporción entre anchura y longitud de las cimentaciones rectangulares y la inclinación de la carga; Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga. (Das, 2001b)

$$q_u = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

Donde:

C = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de cimentación (=diámetro de una cimentación circular)

$F_{cs} F_{qs} F_{ys}$ = factores de forma

$F_{cd} F_{qd} F_{yd}$ = factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{yi}$ = factores de inclinación de la carga

$N_c N_q N_y$ = factores de capacidad de carga

Así mismo (Das, 2001b) recomienda los factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 11.2 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse.

Factor	Relación	Fuente
Forma*	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	De Beer (1970)
Profundidad†	Condición (a): $D_f/B \leq 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ Condición (b): $D_f/B > 1$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
*Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en amplias pruebas de laboratorio.		
† El factor $\tan^{-1} (d_f/B)$ está en radianes.		

Imagen 28: Factores de forma, factores e inclinación. Fuente: Meyerhof, (1963)

Aunado a esto (Das, 2001b) menciona, Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α mostrado en la figura anterior es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ , como originalmente fue supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \phi/2$ los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ se expresan del siguiente modo:

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

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

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

Tabla 10: Factores de capacidad de carga. Fuente: Vesic, (1973)

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

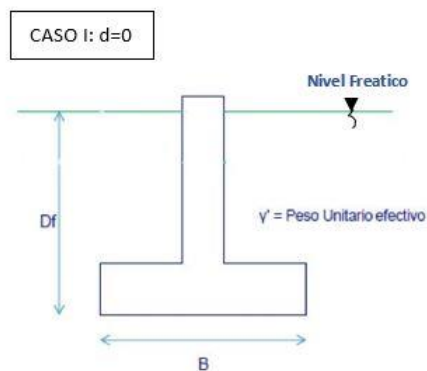
En todas las expresiones anteriores:

- Q_u = capacidad de carga ultima tm/m^2 o en kg/ m^2
 c = cohesión del suelo en tm/m^2 o en kg/ m^2
 γ = peso específico o volumétrico del suelo en tm/m^3 o en kg/ m^3
 D_f = profundidad de desplante de la cimentación en metros
 B = ancho de zapata cuadrada dimensión menor de la zapata rectangular, en metros
 R = radio de zapata circular, en metros
 N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ .

2.2.3.2.1. *Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático*

(Das, 2001a) La ecuación para determinar la capacidad de carga ultima, se desarrolló suponiendo que el nivel freático se encuentra por debajo de la cimentación a una distancia lejana. Es por ello que es necesario algunas modificaciones a la capacidad de carga, cuando el nivel freático se encuentra a diferentes profundidades.

La variación de la localización del Nivel Freático en la cimentación modifica la ecuación de la capacidad de carga de carga, dichas modificaciones se especifican en los cuatro casos descritos a continuación.

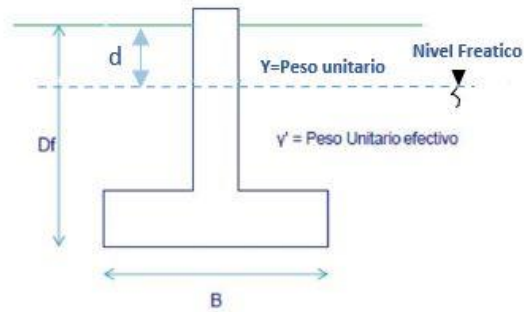


$$q = y' D_f$$

$$y' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Además, el valor de y en el ultimo termino de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por y'

CASO II: $0 < d \leq D_f$

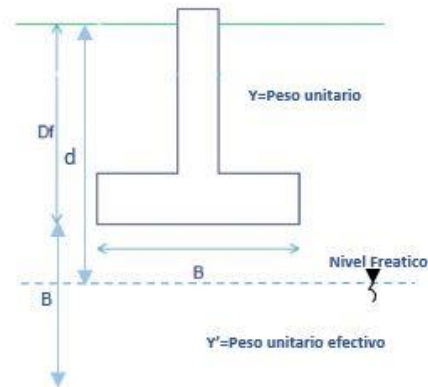


$$q = yd + y'(D_f - d)$$

$$y' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Además, el valor de y en el ultimo termino de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por y'

CASO III: $D_f < d \leq D_f + B$



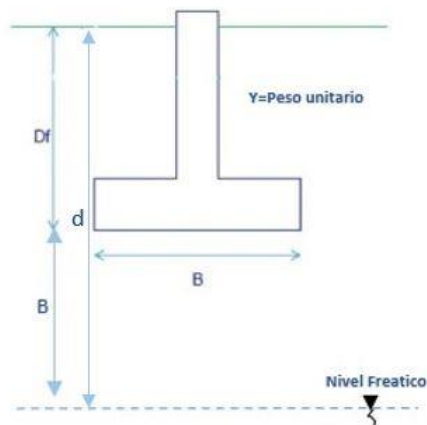
$$q = yD_f$$

$$y = y_{prom}$$

$$y_{prom} = y' + \left(\frac{d - D_f}{B}\right)(y - y')$$

Además, el valor de y en el ultimo termino de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por y_{prom}

CASO IV: $d > D_f + B$



$$q = yD_f$$

En este caso el nivel freático se encuentra a mayor profundidad de $D_f + B$, por tanto, el agua no afectara la capacidad de carga ultima.

En las fórmulas anteriores:

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

Asimismo, otra consideración a tomarse en cuenta respecto a la presencia de nivel freático en la cimentación es la mencionada por (Crespo Villalaz, 2004) seguidamente: En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata pueda llegar a saturarse, ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la capacidad de carga admisible ordinaria. Además, si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga de material que no se va a llegar a saturar, pero bajo la zapata si se saturara debido al nivel freático, se debe reducir por lo menos en un 25 % el valor de la capacidad de carga admisible normal.

2.2.3.2.2. *Capacidad de carga admisible y factor de seguridad*

(Das, 2001b) La capacidad de carga ultima neta se define como la presión ultima por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante, entonces:

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

Donde:

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

$$q = \gamma D_f$$

Entonces:

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

Siendo el factor de seguridad 3, tal como lo exige la el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Capítulo III

3. Materiales y métodos

3.1. Enfoque de la investigación

Según (Cabezas Mejia et al., 2018) el Método Cuantitativo; tiene como centro de apoyo el proceso de investigación a las medidas numéricas, fundamenta y utiliza la observación del proceso en forma de recolección de datos y los analiza para llegar a responder las preguntas que se plantean en un inicio de la investigación..

Por tanto, el enfoque de la investigación es CUANTITATIVO ya que se realizó una recolección de datos los cuales se midieron, analizaron y en base a ello se obtuvo conclusiones fehacientes.

3.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación de la presente tesis es APLICADA, porque busca conocer una realidad problemática y tiene un interés de aplicación inmediata utilizando los conocimientos ya existentes del tema en mención.

3.3. Diseño de la investigación

(Según Cortes & Iglesias, 2004 citado por Cabezas Mejia et al., 2018) En este tipo de investigación No experimental, las variables no se manipulan intencionalmente, tiene como finalidad observar los fenómenos en su comportamiento nato para posteriormente analizarlos; existiendo diferentes criterios para clasificar la investigación, por un lado la investigación temporal, que se basa en los periodos en los que se recolectan los datos a través de la aplicación de instrumentos debidamente aprobados por expertos.

(Cabezas Mejia et al., 2018) La investigación Transversal recolecta datos en un solo momento y por una sola vez. Tiene como propósito describir las variables y estudiar su incidencia e interrelación en un momento dado, siendo como una radiografía en un momento.

Por tanto, el diseño de la presente tesis es NO EXPERIMENTAL-TRANSVERSAL porque no se manipuló variables y se recopiló información de algún fenómeno que ya sucedió. Además de ser no experimental, será transversal porque se recopiló información en un solo periodo.

3.4. Método de investigación

Es el método de investigación es de tipo Correlacional, tal como lo menciona (Monje Alvarez, 2011) En este tipo de investigación se busca fundamentalmente determinar el grado en que las variaciones en uno o varios factores son concomitantes con la variación en otro u otros factores. Es conveniente tener en cuenta que esta covariación no significa que entre los factores existan relaciones de causalidad.

En la siguiente figura se muestra el proceso seguido para el desarrollo de la presente investigación.

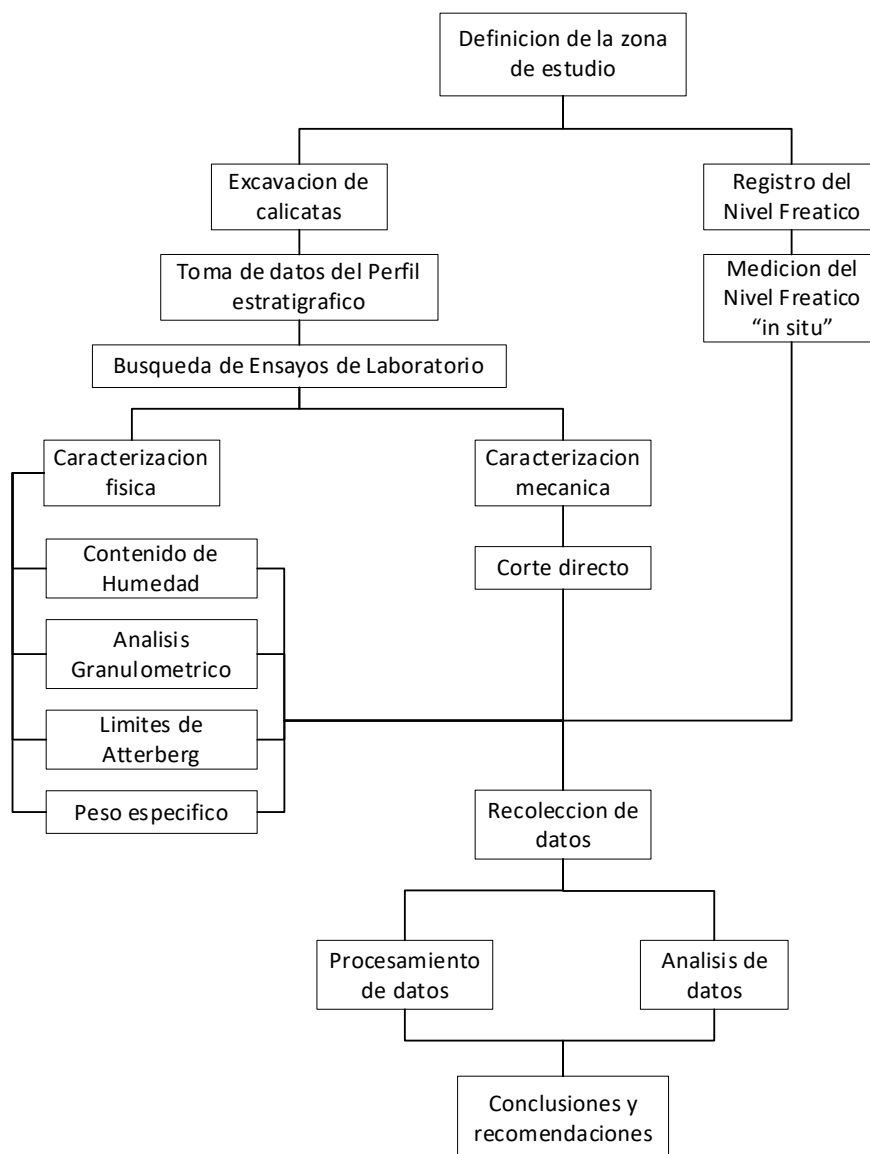


Imagen 29: Desarrollo metodológico de la investigación. Fuente: Elaboración propia.

3.5. Hipótesis

HG: Los suelos saturados influyen negativamente en la capacidad portante del suelo de los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.

Matriz de hipótesis general

Tabla 11: Matriz de hipótesis general. Fuente: Elaboración propia.

Hipótesis general	Componentes metodológicos			Componentes referenciales	
	Variable	Unidad de análisis	Conectores lógicos	Espacio	Tiempo
Los suelos saturados influyen negativamente en la capacidad portante del suelo en los predios aledaños al río Rímac en el departamento de Lima, distrito de Lurigancho, Ñaña en el año 2020.	Suelos saturados Capacidad portante	Suelos de los predios de la Asociación Villa los Sauces, los cuales se encuentran dentro de la localidad de Ñaña.	Influye El aumento o disminución	Asociación Villa los Sauces- Ñaña, distrito de Lurigancho. Ciudad de Lima.	2020

3.6. Variables

Variable independiente: Suelos saturados

Variable dependiente: Capacidad portante del suelo

3.7. Operacionalización de Variables

Operacionalización de variables

Tabla 12: Operacionalización de variables. Fuente: Elaboración Propia.

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores	Ítems
Suelos saturados	Son suelos que se encuentran por debajo del Nivel Freático, y sus poros están llenos de agua, generando presión positiva de poros de igual magnitud en todas las direcciones.	En la zona de estudio se realizó la excavación de tres pozos para detectar y medir el nivel del agua, además se excavaron tres calicatas.	Nivel freático		Registro del nivel freático en cada punto de excavación
			Características físicas y Mecánicas	Normas ASTM D-422 ASTM D-4318 ASTM D-2216 ASTM D-3080	Recopilación de data de ensayos realizados.
Capacidad portante	Es la capacidad de carga que tiene un suelo para soportar el peso de determinada estructura.	La medición de la capacidad portante se realizó en base a la recolección de datos de estudios de corte directo, clasificación de suelo ya realizados cerca de la zona de estudio.	Geometría	Metros (m)	Criterio del ancho de la base de cimentación en base al número de pisos de la edificación.
			Profundidad de desplante	RNE E.050	Criterio de cimentación.
			Parámetros geotécnicos	Normas ASTM y NTP ASTM D-3080	Recopilación de data de ensayos realizados.

3.8. Población y Muestra

3.8.1. Población

(Monje Alvarez, 2011) “La población en investigación no se refiere siempre a la definición del tipo demográfico, sino que se puede tomar poblaciones estructurales de diferentes maneras, la población o el universo también puede estar conformado por componentes como historias clínicas, registros médicos, certificados de defunción.” (P.122)

Siendo en este caso la población los SUELOS de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña.

3.8.2. Muestra

(Niño Rojas, 2011) Una muestra es una porción de un colectivo o de una población determinada, que se selecciona con el fin de estudiar o medir las propiedades que caracterizan a la totalidad de dicha población. (p.57)

Además, el tipo de **muestras es No probabilístico - por conveniencia**, “porque supone un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización.” (Hernandez Sampieri, Roberto; Fernandez Collado, Carlos; Baptista Lucio, 2014, p. 189)

El tamaño de la muestra entonces, está conformado por los suelos de tres (3) predios de la Asociación Villa los Sauces, los cuales se encuentran dentro de la localidad de Ñaña. Asimismo, está conformado por tres (3) calicatas para la determinación de la posición del nivel freático en un periodo dado, teniendo como referencia que el número de puntos de exploración de habilitaciones urbanas para Viviendas unifamiliares será como mínimo tres (3) por hectárea. (RNE, 2018)

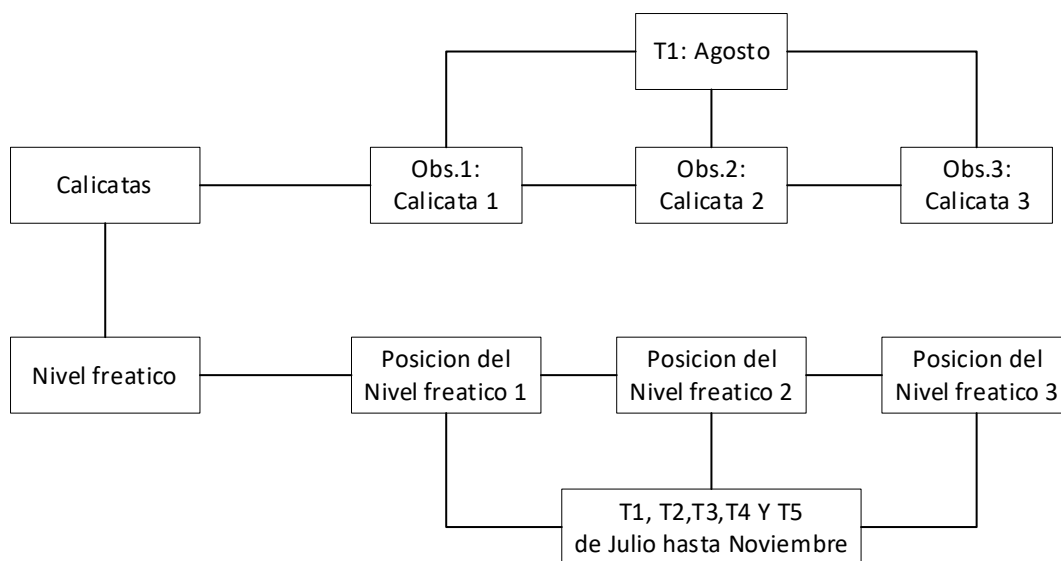


Imagen 30. Descripción grafica del tamaño de la muestra y el periodo de toma de datos.
Fuente: Elaboración propia.

3.9. Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos que se utilizaron para la observación y el sondeo de las zonas de estudio se detallan a continuación:

- Libreta de campo.
- Cámara fotográfica.
- GPS.
- Flexómetro
- Laptop

3.10. Técnicas de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos que se utilizó en la presente tesis son las siguientes:

Directas:

Lo primero a realizarse fue la excavación de tres (3) calicatas a cielo abierto, con la ayuda de herramientas manuales, tales como pala y pico. Dichas calicatas fueron excavadas de 3m de profundidad, tal como lo especifica la Norma E.050 en el Artículo 15, Inciso c, del Reglamento Nacional de Edificaciones *“en ningún caso P es menor de 3 m en el caso de estructuras sin sótano.”* Ubicándose estratégicamente a lo largo del área de estudio, a fin de obtener datos representativos del suelo.

Seguidamente, se realizó una búsqueda exhaustiva de estudios previamente realizados de la zona a investigar, aledaños a esta o con características geotécnicas al perfil estratigráfico para así, mediante la obtención de estos datos geotécnicos calcular la capacidad portante del suelo en estudio.

Ahora bien, para la excavación de las calicatas y todos los trabajos de toma de datos que se realizó en campo, se cumplió estrictamente los protocolos de sanidad frente al Covid-19 estipulados por el Gobierno Central, portando así las mascarillas y realizando la desinfección constante de las manos.

Observación:

Se empleo la técnica de observación estructurada en la determinación de la posición del nivel freático en la zona, para el cual se observó las calicatas en la zona de estudio, en un día determinado durante 5 meses, desde julio hasta noviembre, a fin de ver la variación del Nivel Freático.

Ahora bien, es importante precisar que la posición del nivel freático en suelos con alta permeabilidad hidráulica se estabiliza aproximadamente después de 24 horas de terminada la perforación, y en el caso de estratos altamente impermeables, el nivel de agua se estabiliza durante

varias semanas. Dicho lo anterior y viendo la permeabilidad del suelo en estudio se esperó el tiempo prudencial para finalmente con la ayuda de un flexómetro medir la posición del Nivel Freático.



Imagen 31: Calicata C-1. Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, para la obtención del perfil estratigráfico del suelo, conforme se iba realizando la excavación de las tres (3) calicatas a cielo abierto de 3m de profundidad, se iba midiendo y describiendo cada estrato por su humedad, color, compacidad, densidad, posición del Nivel Freático, etc. Obteniendo finalmente los datos de los perfiles estratigráficos de cada calicata, datos de donde parte esta investigación.

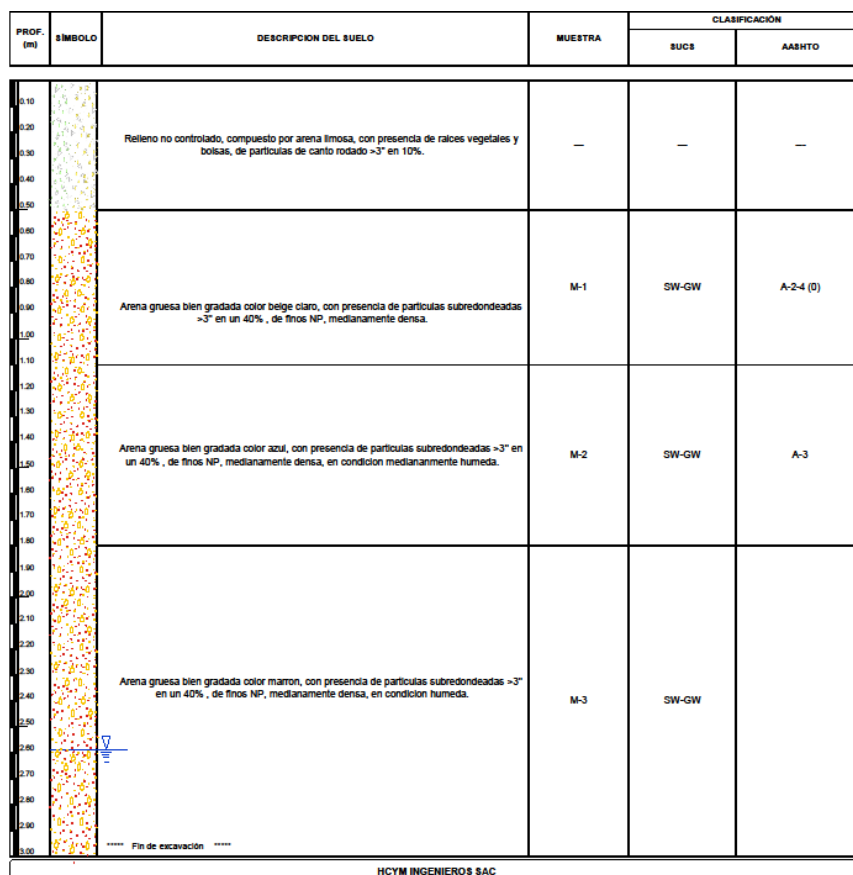


Imagen 32: Descripción del perfil estratigráfico de la C-1. Fuente: Elaboración propia.

3.11. Descripción de la zona de estudio

3.11.1. Ubicación geográfica

La zona de estudio de Ñaña se encuentra ubicada políticamente en el distrito de Lurigancho, el cual está situado en la parte oriental de la ciudad de Lima, en la cuenca media del río Rímac. Limita al Norte y Este con la provincia de Huarochirí, al Sur con los distritos de Chaclacayo y Ate, y al Oeste con el distrito de San Juan de Lurigancho, a una altitud aproximada de 560 a 950 m.s.n.m., zona 18L coordenadas UTM PSAD56 son 299594.46 E y 8673475.17 N Siendo su latitud de 11°, 56' y 00'', en tanto que su longitud Oeste es de 76°, 42' 04''.

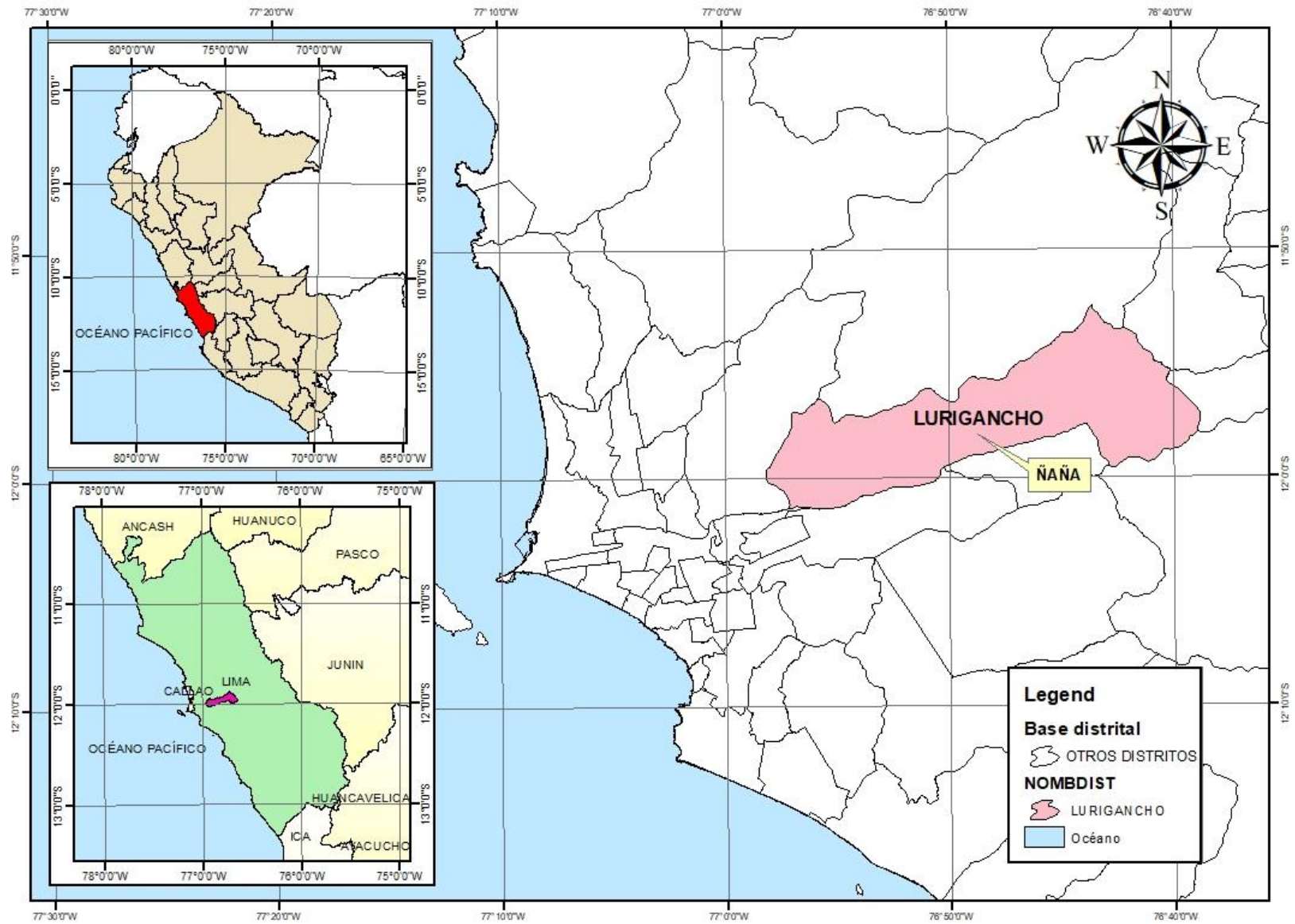


Imagen 33: Ubicación Geográfica de la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

3.11.2. Vías de acceso

La accesibilidad a la zona de estudio de Tesis se desarrolló de la siguiente manera, partiendo desde la Ciudad de Lima a través de la carretera Central hacia Chosica a la altura del kilómetro 9.5 para continuar por un desvío a la izquierda (puente Huachipa) y continuar por la Av. Las torres, y doblar nuevamente a la derecha por una vía que conduce a Carapongo y posteriormente a Ñaña, lugar donde se realizará la exploración de campo y toma de datos, encontrándose estos ubicado a la rivera del río Rímac.

3.11.3. Topografía

El relieve de la zona de estudio es típico de las localidades andinas del altiplano presentando cerros con pendientes regulares a pronunciadas.

El área donde se realizó la tesis está ubicada en las laderas del río Rímac, y se encuentra rellenada con material propio de la zona (suelo con gravas, arena, limos y arcillas), presenta un acceso vehicular a nivel intermedio a través de una vía vecinal. (L. F. Mora, 2019)

3.11.4. Clima

Lurigancho-Chosica posee un clima soleado la mayor parte del año, aunque su cercanía a la sierra hace que reciba entre los meses de diciembre a marzo lluvias esporádicas y en alguna ocasión suele escucharse truenos.

Del análisis de la Estación de Ñaña, se interpreta que en la zona de estudio el promedio anual de temperatura es de 17.1 °C, presenta temperaturas máximas que alcanzan hasta los 32.5 °C y temperaturas mínimas de 12.3 °C, así mismo la temperatura media mensual es de 17.09 °C, las temperaturas máximas se presentan en las épocas de verano entre los meses de diciembre a marzo y las temperaturas bajas entre los meses de junio a agosto. (Senamhi, 2020)

3.11.5. Precipitación

El distrito de Lurigancho se caracteriza por tener precipitaciones deficientes en gran parte del año, sin embargo, suele presentarse pequeñas cantidades próximos a los meses de diciembre a febrero, totalizando aproximadamente 1 mm de precipitación líquida o equivalente de líquido en los días mojados, no teniendo una variación considerable según las estaciones, variando así de 0% a 1% con un valor promedio de 0%.

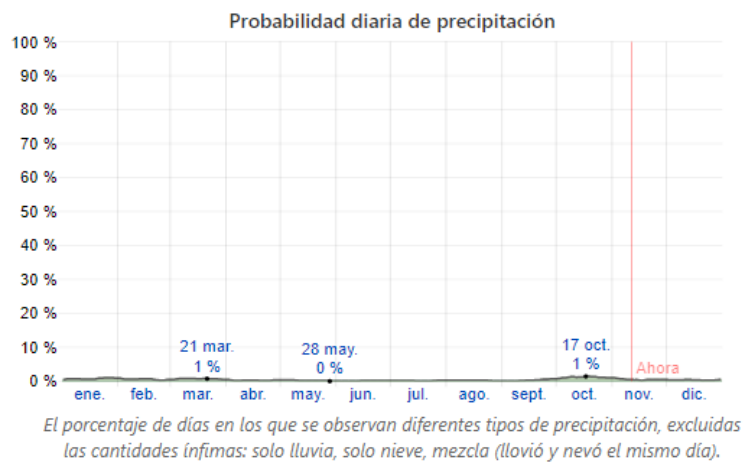


Imagen 34: Porcentaje de la probabilidad diaria de precipitaciones. Fuente: Senamhi, (2020)

3.11.6. Hidrología

La cuenca del río Rímac es una de las cuencas más importantes del país, desempeñando un rol vital como fuente de abastecimiento de agua para el consumo humano, al encontrarse dentro de la capital de Lima y a su vez atravesando a lo largo del distrito de Lurigancho con una longitud de este-oeste de 150 km.

La cuenca del río Rímac se origina en la vertiente occidental de la cordillera de los Andes a una altura máxima de aproximadamente 5,508 metros sobre el nivel del mar en el nevado Paca y aproximadamente a 132 kilómetros al nor-este de la ciudad de Lima, desembocando por el

Callao, en el océano Pacífico, el área total de la captación es de 3,132 km², que incluye aquella de sus principales tributarios, Santa Eulalia (1,097.7 km²) y Río Blanco (193.7 km²), tiene un total de 191 lagunas, de las cuales 89 han sido estudiadas.

El caudal promedio anual de descarga en la estación de aforo de Chosica es de 29.5 m³/seg. Registrando para el mes de enero caudales normales promedio de 36 m³/seg. Sin embargo, se tienen registrados de caudales instantáneos de 75 m³/seg (según SENAMHI) en los meses de verano descargando casi el 60% del volumen anual, el valor máximo histórico es de 500 m³/seg registrado el 19 de marzo de 1925 en la ciudad de Chosica.

Esta cuenca altera sus valores de precipitación y descarga, principalmente cuando se presenta el fenómeno “El niño”, activando las quebradas secas de la cuenca alta y media, ocasionando daños a la vida, a la propiedad y al medio ambiente, tal como ocurrió en los años 1972-73, 1976, 1982-83, 1997-98, 2002-03.

Los últimos eventos destructivos en la cuenca, se registraron en la ciudad de Chosica, (1983 y 1987) donde se dinamizaron las quebradas de Quirio, Pedregal, Corrales, La cantuta, Santo Domingo, Carosio, causando víctimas y cuantiosos daños materiales. En el distrito de Chaclacayo sufrió la inundación en los sectores de Morón, Los Sauces, Luis Felipe de las Casas y la activación de las quebradas de Los Cóndores, Cementerio u otros.

Los daños que ocasionaban a los servicios y vías de comunicación (carretera central y ferrocarril central) continuamente, ocasionaba alteración en el suministro de bienes y servicios hacia la capital y al interior del país, lo que motivó que en la década de los ochenta la carretera central redefiniera su trazo y de varias obras civiles de protección.

Esta cuenca involucra a tres (3) provincias; Huarochirí, Lima y Callao, en donde se encuentran la mayor población del Perú y las principales actividades económicas.

3.11.7. Humedad relativa

A diferencia de la temperatura que generalmente varía considerablemente entre la noche y el día, el punto de rocío tiende a cambiar más lentamente, así que, aunque la temperatura baje en la noche, en un día húmedo generalmente la noche es húmeda.

El nivel de humedad en Ñaña por el porcentaje de tiempo no varía considerablemente durante el año y permanece entre el 1% del 1%

3.11.8. Vegetación

Desde un enfoque biológico, se considera que las actividades son puntuales, se desarrollan en una zona predominante poblada con escasa zonas donde existe presencia de vegetación, y la que existe se encuentra en zona dispersa. Bajo esta consideración se estima que los impactos sobre la vegetación serán reducidos.

En cuanto a la fauna, como el área de estudio ya ha sido inspeccionada, la diversidad de especies es muy baja, por lo que se estima que cualquier afectación sería mínima.

Asimismo, se enfatiza que la zona de investigación de la presente tesis no se desarrolla ni colinda con áreas naturales protegidas ni zonas de amortiguamiento.

3.11.9. Aspectos geológicos

No se han observado zonas arqueológicas que puedan ser afectadas, correspondiendo esta apreciación al terreno superficial. Si durante el proceso productivo se encontrase vestigios de esta naturaleza, serán paralizadas las labores de exploración y toma de muestras en el sector que pueda estar comprometido con potenciales existencias de restos arqueológicos y se realizará la respectiva comunicación en forma oportuna a la autoridad competente del Instituto Nacional de Cultura del Perú.

Capítulo IV

4. Presentación de Resultados y Discusión

4.1. Presentación de Resultados

El presente estudio es una evaluación preliminar de la capacidad portante; es decir se utilizaron datos de ensayos previamente realizados aledaños a la zona de estudio. Por ello, es responsabilidad los autores que los datos obtenidos sean verídicos. De forma tal que el resultado no difiera significativamente con un estudio realizado insitu. Y a fin de garantizar lo expuesto, se consideró los estándares establecidos Internacionales; como American Society for Testing and Materials ASTM y Nacionales; como la Norma E.050 del Reglamento nacional de edificaciones (RNE), Norma técnica peruana, además de seguir el uso critico teórico de los diferentes autores antes citados.

A continuación, se procede con la recopilación de datos de cada una de las variables y dimensiones del presente estudio.

4.1.1. Suelos Saturados

A fin de determinar la profundidad de la existencia de suelos saturados, es preciso realizar el monitoreo de la variación del nivel freático en los tres (3) pozos ubicados estratégicamente a lo

largo de toda el área de estudio. Dicho monitoreo se realizó de forma mensual, durante 5 meses, desde julio del 2020 hasta noviembre del 2020, de los cuales se obtuvo los siguientes datos.

Tabla 13: Profundidades del nivel freático de los pozos. Fuente: Elaboración propia.

Ubicación	Profundidad del Nivel freático (m)				
	Mes 01	Mes 02	Mes 03	Mes 04	Mes 05
Pozo 01	2.60	2.65	2.65	2.66	2.65
Pozo 02	7.00	7.05	7.05	7.07	7.06
Pozo 03	4.00	4.02	4.05	4.06	4.08

Por otro lado, es importante hacer de conocimiento que en la actualidad el cauce del río Rímac se encuentra alejado de las viviendas. Ello debido a que en el año 1998 el Perú sufrió la embestida del fenómeno del niño que ocasiono cuantiosas pérdidas materiales y humanas por el desborde del río Rímac. Entonces a consecuencia de ello, la autoridad de turno realizo la descolmatación del río y construcción del enrocado. Aunado a ello, en estos últimos cinco años la presencia de la chancadora, ubicada al oriente del lugar de estudio, realizo el desvío del cauce del río al lado opuesto de este a fin de poder explotar los recursos presentes en el lugar.

Se hace mención de todo ello, ya que cuando el cauce del río se encontraba en su cauce natural, el nivel freático se encontraba a lo mucho a dos metros de profundidad de la superficie, es decir, muy cerca de la superficie y por ende a las cimentaciones, siendo este hecho muy importante, ya que nos posiciona en la situación más crítica a cimentar.

Ahora bien, de los datos obtenidos de los tres (3) pozos y considerando lo sucedido en el fenómeno del niño de 1998, para la presente investigación se trabajó con las siguientes

profundidades 4.50, 4.00, 3.50, 3.00, 2.50, 2.00, 1.50 y 1.00. ello a fin de identificar la influencia de los suelos saturados en la Capacidad Portante del suelo.

4.1.2. Profundidad de desplante

La profundidad de desplante (D_f) se consideró para diferentes profundidades de cimentación, ello de acuerdo a la posición del nivel freático. Considerándose así las siguientes profundidades de 0.50, 1.00, 1.50 y 2.00 m.

4.1.3. Geometría

Las dimensiones de la Zapata (B) se consideró a partir de 0.50 m, 1.00 m, 1.50 m y 2.00, a diferentes profundidades para así entender la variación de la capacidad portante del suelo de acuerdo a la posición del nivel freático

4.1.4. Características físicas y mecánicas

Para la obtención de las características físicas y mecánicas, se realizó la excavación de tres (3) calicatas a cielo abierto, de 3m de profundidad; ubicadas estratégicamente a lo largo del área de estudio, a fin de obtener datos representativos del suelo. Ahora bien; conforme se iba realizando la excavación de las calicatas, se iba midiendo y describiendo cada estrato por su humedad, color, compacidad, densidad, posición del nivel freático, etc. Teniendo como resultado los perfiles estratigráficos mostrados a continuación.



Imagen 35: Descripción gráfica de las calicatas de estudio. Fuente: Elaboración propia.

REGISTRO ESTRATIGRÁFICO (CALICATAS Y TRINCHERAS)

Proyecto	: "Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rimac, Ñaña en el año 2020."	Informe N°:	TESIS
Propietario	: Bach. Ruth Anabella Mejia Sanchez y Bach. Mario Chu Paredes	Muestreado por :	RAMS
Código del Proyecto	: —	Ensayado por :	MJCP
Ubicación de Proyecto	: Los Sauces-Ñaña, Lima	Fecha de Muestreo:	31/07/2020
Material	: Terreno natural	Turno:	Diurno
Código de Muestra	: —	Profundidad Total:	3.00 m
Sondaje / Calicata	: C-1	Norte:	—
N° de Muestras	: 3	Este:	—
Progresiva	: —	Cota:	—

REGISTRO DE SONDAJES					
PROF. (m)	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL SUELO	MUESTRA	CLASIFICACIÓN	
				SUCS	AASHTO
0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 1.80 1.90 2.00 2.10 2.20 2.30 2.40 2.50 2.60 2.70 2.80 2.90 3.00		Relleno no controlado, compuesto por arena limosa, con presencia de ralces vegetales y bolsas, de partículas de canto rodado >3" en 10%. Arena gruesa bien gradada color beige claro, con presencia de partículas subredondeadas >3" en un 40% , de finos NP, medianamente densa. Arena gruesa bien gradada color azul, con presencia de partículas subredondeadas >3" en un 40% , de finos NP, medianamente densa, en condicion mediananmente humeda. Arena gruesa bien gradada color marron, con presencia de partículas subredondeadas >3" en un 40% , de finos NP, medianamente densa, en condicion humeda. ***** Fin de excavación *****	— M-1 M-2 M-3	— SW-GW SW-GW SW-GW	— A-2-4 (0) A-3

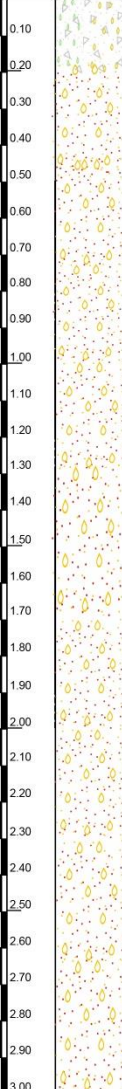
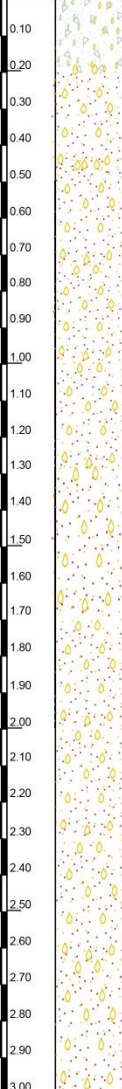
REGISTRO ESTRATIGRÁFICO (CALICATAS Y TRINCHERAS)

Proyecto	: "Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rimac, Ñaña en el año 2020."	Informe N°:	TESIS
Propietario	: Bach. Ruth Anabella Mejia Sanchez y Bach. Mario Chu Paredes	Muestreado por :	RAMS
Código del Proyecto	: —	Ensayado por :	MJCP
Ubicación de Proyecto	: Los Sauces-Ñaña, Lima	Fecha de Muestreo:	01/07/2020
Material	: Relleno	Turno:	Diurno
Código de Muestra	: —	Profundidad Total:	3.00 m
Sondaje / Calicata	: C-2	Norte:	—
N° de Muestras	: NP	Este:	—
Progresiva	: —	Cota:	—

REGISTRO DE SONDAJES					
PROF. (m)	SIMBOLO	DESCRIPCION DEL SUELO	MUESTRA	CLASIFICACIÓN	
				SUCS	AASHTO
0.10		Relleno no controlado, compuesto por arena limosa, con presencia de cascajos de ladrillo, bolsas, partículas angulosas y semiangulosas de TM 4" en 20%, de consistencia medianamente densa, en estado húmedo.	—	—	—
0.20					
0.30					
0.40					
0.50					
0.60					
0.70					
0.80					
0.90					
1.00					
1.10					
1.20					
1.30					
1.40					
1.50					
1.60					
1.70					
1.80					
1.90					
2.00					
2.10					
2.20					
2.30					
2.40					
2.50					
2.60					
2.70					
2.80					
2.90					
3.00		***** Fin de excavación *****			

REGISTRO ESTRATIGRÁFICO (CALICATAS Y TRINCHERAS)

Proyecto	: "Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rimac, Ñaña en el año 2020."	Informe N°:	TESIS
Propietario	: Bach. Ruth Anabella Mejia Sanchez y Bach. Mario Chu Paredes	Muestreado por :	RAMS
Código del Proyecto	: ---	Ensayado por :	MJCP
Ubicación de Proyecto	: Los Sauces-Ñaña, Lima	Fecha de Muestreo:	31/07/2020
Material	: Terreno natural	Turno:	Diurno
Código de Muestra	: ---	Profundidad Total:	3.00 m
Sondaje / Calicata	: C-3	Norte:	---
N° de Muestras	: 3	Este:	---
Progresiva	: ---	Cota:	---

REGISTRO DE SONDAJES					
PROF. (m)	SÍMBOLO	DESCRIPCION DEL SUELO	MUESTRA	CLASIFICACIÓN	
				SUCS	AASHTO
0.10		Relleno no controlado, compuesto por arena limosa, con presencia de raíces vegetales y bolsas, de partículas de canto rodado > 3" en 10%.	---	---	---
0.20		Arena gruesa bien graduada color beige oscuro, con presencia de partículas subredondeadas >3" en un 40%, de finos NP, medianamente densa.	M-1	SW-GW	A-2-4 (0)
0.30					
0.40					
0.50		Arena gruesa bien graduada color marron, con presencia de partículas subredondeadas >3" en un 40% , de finos NP, medianamente densa, en condicion humeda.	M-2	SW-GW	A-3
0.60					
0.70					
0.80					
0.90					
1.00					
1.10					
1.20					
1.30					
1.40					
1.50					
1.60					
1.70					
1.80					
1.90					
2.00					
2.10					
2.20					
2.30					
2.40					
2.50					
2.60					
2.70					
2.80					
2.90					
3.00		***** Fin de excavación *****			

HCYM INGENIEROS SAC

Imagen 36: Perfil estratigráfico de las Calicatas C-1, C-2 y C-3 Fuente: Elaboración propia.

De las tres (3) calicatas excavadas, mostradas en los perfiles estratigráficos, se obtuvo los datos detallados en la siguiente tabla, los cuales sirvieron como punto de partida para la clasificación visual y seguidamente para la búsqueda de datos de ensayos previamente realizados aledaños a la zona de estudio.

Tabla 14: Resumen de material encontrado en los sondeos de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Ubicación	Símbolo	Profundidad (m)	Clasificación visual	Ensayos, propiedades físicas y mecánicas
Calicata 01	M1	0.50-1.10	SW-GW	Granulometría Humedad Densidad
Calicata 01	M2	1.10-1.80	SW-GW	Granulometría Humedad Densidad Corte Directo
Calicata 01	M3	1.80-3.00	SW-GW	Granulometría Humedad
Calicata 02	R		Relleno no Controlado	---
Calicata 03	M1	0.50-0.75	SM-CL	Granulometría Humedad Densidad
Calicata 03	M2	0.75-3.00	SW-GW	Granulometría Humedad Densidad Corte directo

La Tabla anterior muestra los datos a recopilar de estudios previamente realizados, tesis, estudios de institutos Cismid, Cenepred, etc. como límites de consistencia, análisis granulométrico, contenido de humedad, ángulo de fricción, densidad del suelo entre otros. Los cuales cumplen

estrictamente con cada una de las normativas nacionales e internacionales especificadas previamente y garantizan la repetibilidad, reproducibilidad y trazabilidad de resultados.

4.1.4.1. ***Recopilación de datos***

La recopilación de datos se realizó mediante el uso de la información de estudios ya existentes, aledaños a la zona “los sauces”, cuyas características mecánicas y físicas de los suelos sean similares al suelo en estudio.

De modo tal que se adoptó los ensayos realizados en cada estudio como nuestros. A continuación, se muestra los datos adoptados por cada calicata, los mismo que se obtuvieron de tesis, estudios de institutos Cismid, Cenepred, entre otros.

Asimismo; es importante mencionar que, visto el perfil estratigráfico de cada calicata, la similitud de los estratos a lo largo de este y el propósito de resolver el problema general de esta tesis, se optó por recopilar datos del estrado donde se pretender cimentar; es decir basándonos en el artículo 26.2 de la Norma E.050 del RNE, el cual menciona que la profundidad mínima a cimentar es de 0.80, es así que se optó por tomar datos para las muestras M-2 de las calicatas C-1 y C-3, muestra que se encontraba en ambos casos a una profundidad mayor de la mínima reglamentada, simulando que el suelo en su totalidad está conformado por un único estrato M-2. ello a fin de ver la influencia del suelo saturado en la capacidad portante del suelo.

Dicho lo anterior, se procede a presentar los datos obtenidos respecto a la C-1

Coordenadas UTM	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m.s.n.m)
C-1	8673978	300071	509

Para la obtención de los parámetros físicos y mecánicos de la C-1 muestra M2 se adoptaron los datos del estudio “Zonificación Sísmica - Geotécnica del Área urbana de Carapongo Lurigancho-Chosica, de fuente.” (Instituto Geofísico del Peru, 2012) tal como lo muestra la tabla siguiente.

C-1 (M2)

Ensayos	Fuente
Análisis Granulométrico	Zonificación Sísmica-Geotecnica del Area urbana de Carapongo Lurigancho-Chosica (Instituto Geofísico del Peru, 2012)
Limite Liquido y Limite Plástico	
Contenido de Humedad	
Corte Directo*	

Si bien el IGP realizo la excavación de 10 calicatas, en el presente estudio, se decidió adoptar los datos de la calicata C-31 del IGP para nuestra calicata C-1. Por tres razones importantes: su cercanía a la rivera de rio Rímac, por encontrarse prácticamente a la misma cota y la similitud de la clasificación Visual de la estratigrafía.

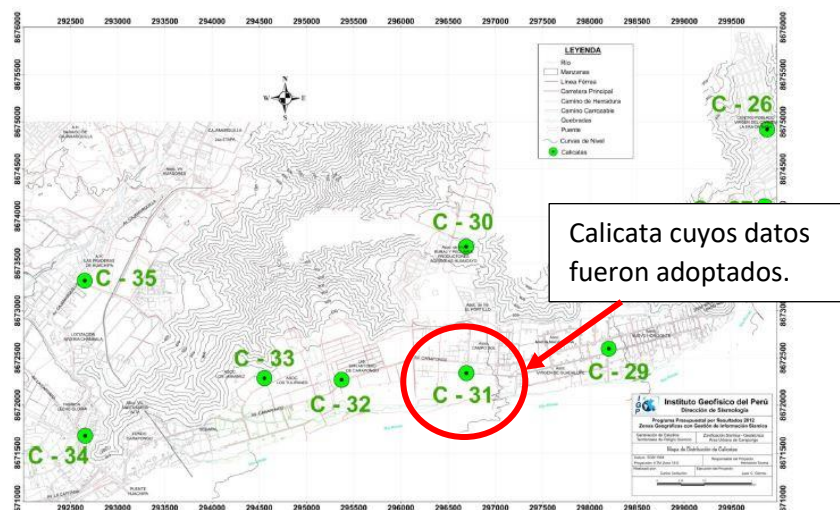


Imagen 37: Calicata C-39 adoptada. Fuente: IGP, (2012)

Seguidamente, se muestran los datos tomados correspondientes a la calicata C-31, cuyas Coordenadas UTM son, Norte: 8672340, Este: 296694 y Elevación: 463; del estudio realizado por el Instituto Geofísico del Perú.

Tabla 15: Resumen de datos obtenidos en la calicata adoptada. Fuente: IGP, (2012)

CALICAT AS	Profundidad (m).	Grava (> 4.76mm)	Arena (>0.074mm, <4.76mm)	Finos (<0.074mm)	Uniformidad	Curvatura	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Contenido de Humedad (%)	CLASIFICACION SUCS	Denominación
C-26	2.50	74.0	20.0	6.0	72.69	4.29	NT	NP	-	3.54	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-27	2.70	0.0	1.0	99.0	-	-	36.77	31.54	5.23	24.81	ML	Limos orgánicos
C-28	2.25	24.0	62.0	14.0	-	-	NT	NP	-	3.21	SM con grava	Arena limosa mal Gradada
C-29	2.50	56.0	43.0	1.0	28.79	1.64	NT	NP	-	1.91	GW con arena	Grava bien Gradada
C-30	2.50	20.0	42.0	2.0	24.85	0.94	NT	NP	-	1.55	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-31	2.60	59.0	36.0	5.0	91.23	1.20	NT	NP	-	8.87	GW-GM con arena	Grava reg. Gradada con finos
C-32	2.40	52.0	43.0	3.0	26.25	3.32	NT	NP	-	2.67	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-33	2.40	81.0	18.0	1.0	7.09	0.69	NT	NP	-	2.30	GP con arena	Grava mal gradada
C-34	2.50	66.0	31.0	3.0	65.86	2.47	NT	NP	-	5.60	GW con arena	Grava bien Gradada
C-35	2.70	4.0	95.0	1.0	3.45	1.03	NT	NP	-	0.32	SP	Arena pob. Gradada

Tabla 16: Resumen de datos obtenidos en la calicata adoptada. Fuente: IGP, (2012)

CALICATAS	Angulo de Fricción interna del Suelo (°)	Cohesión Aparente del Suelo (Kg/cm ²)	Densidad seca Promedio (gr/cm ³) (< N° 4)	Humedad Natural (%)	Capacidad Carga Admisible (Kg/cm ²)
C-26	31.04	0.02	1.76	3.54	2.08
C-27	17.10	0.12	1.41	24.81	1.06
C-28	27.67	0.03	1.66	3.21	1.64
C-29	29.96	0.01	1.71	1.91	1.57
C-30	30.10	0.01	1.78	1.33	1.81
C-31	29.10	0.03	1.57	1.33	1.40
C-32	29.10	0.03	1.67	2.67	1.49
C-33	30.74	0.00	1.69	2.3	1.87
C-34	31.03	0.00	1.60	5.6	1.84
C-35	28.21	0.00	1.68	0.32	1.34

Ahora bien, respecto a los parámetros de forma, estos se obtuvieron de las tablas brindadas por Meyerhof.

Finalmente, se muestran los parámetros físicos y mecánicos para la calicata C-1 muestra M2, con los que se realizó el cálculo de la capacidad portante del suelo.

Tabla 17: Parámetros mecánicos y factores de capacidad de carga. Fuente: Elaboración propia.

C-1 (M2)	
Parámetros físicos, mecánicos y factores de capacidad de carga del material estudiado	
Angulo de fricción interna	29.10°
Cohesión	0.03 kg/cm ²
Peso unitario seco	1.57 gr/cm ³
Peso unitario saturado	1.71 gr/cm ³
Factor de seguridad	3

Por otro lado, en el caso de la calicata C-2 como se ha verificado en la exploración de campo, se trata de un Relleno no controlado, por tanto, de acuerdo al artículo 25.5 del reglamento nacional de edificaciones (RNE), ninguna cimentación superficial debe apoyarse sobre rellenos, ya que este tipo de suelos presenta una baja fiabilidad por no ser compactados al depositarlos y deben ser reemplazados en su totalidad en todo el terreno. Por tanto, no se realizó ningún análisis a la calicata en mención.

Coordenadas UTM	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m.s.n.m)
C-2	8673671	299753	509

De forma similar, se presentan los datos obtenidos de la C-3

Coordenadas UTM	Norte (m)	Este (m)	Elevación (m.s.n.m)
C-3	8673881	299889	509

Para la obtención de los parámetros físicos y mecánicos de la C-3 muestra M2 se adoptaron los datos del estudio “Zonificación Sísmica - Geotécnica del Área urbana de Chaclacayo (comportamiento Dinámico del Suelo), de fuente.” (Instituto Geofísico del Peru, 2012) tal como lo muestra la tabla siguiente.

C-3 (M2)

Ensayos	Fuente
Análisis Granulométrico	Zonificación Sísmica- Geotecnica del Área urbana de Chaclacayo (comportamiento Dinámico del Suelo), (Instituto Geofísico del Peru, 2012)
Limite Liquido y Limite Plástico	
Contenido de Humedad	
Corte Directo*	

Si bien el IGP realizo la excavación de 10 calicatas, en el presente estudio, se decidió adoptar los datos de la calicata C-24 del IGP para nuestra calicata C-3. Por tres razones importantes: su cercanía a la rivera de rio Rímac y a la zona de estudio, por encontrarse prácticamente a la misma cota y la similitud de la clasificación visual de la estratigrafía.

Seguidamente, se muestran los datos tomados correspondientes a la calicata C-24, cuyas Coordenadas UTM son, Norte: 8674368, Este: 302577 y Elevación: 570; del estudio realizado por el Instituto Geofísico del Perú.

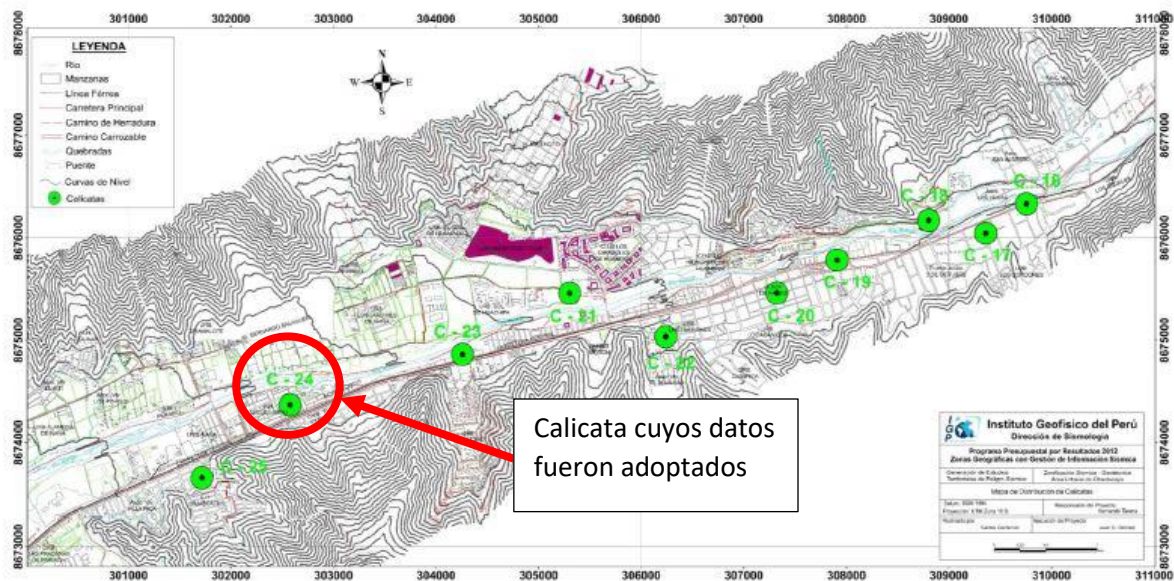


Imagen 38: Ubicación de la calicata C-24. Fuente: IGP, (2012)

Tabla 18: Clasificación de suelos de la calicata C-24. Fuente: IGP, (2012)

CALICAT AS	Profundidad (m).	Grava (> 4.76mm)	Arena (>0.074mm, <4.76mm)	Finos (<0.074mm)	Uniformidad	Curvatura	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Contenido de Humedad (%)	CLASIFICACION SUCS	Denominación
C-16	2.50	0.0	46.0	54.0	-	-	NT	NP	-	9.08	ML arenoso	Limos orgánicos
C-17	2.60	14.0	75.0	11.0	37.42	0.34	24.31	18.38	5.93	4.25	SP-SC	Arena y arcilla reg. Gradada
C-18	2.70	60.0	25.0	15.0	-	-	24.87	19.54	5.33	8.17	GC-GM con arena	Grava reg. Gradada
C-19	2.40	48.0	41.0	11.0	141.51	0.62	NT	NP	-	2.90	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-20	2.40	3.0	23.0	74.0	-	-	31.38	20.31	11.07	11.83	CL con arena	Arcillas inorgánicas
C-21	2.40	41.0	58.0	1.0	10.00	2.59	NT	NP	-	5.39	SW con grava	Arena bien Gradada
C-22	2.85	1.0	70.0	29.0	-	-	20.73	18.49	2.24	7.34	SM	Arena limosa mal Gradada
C-23	2.50	46.0	43.0	11.0	155.02	0.13	NT	NP	-	7.30	GP-GM con arena	Grava pob. Gradada con limo
C-24	2.60	61.0	38.0	1.0	31.41	2.47	NT	NP	-	3.94	GW con arena	Grava bien Gradada
C-25	2.60	12.0	87.0	1.0	11.43	0.51	NT	NP	-	1.67	SP	Arena pob. Gradada

Tabla 19: Datos obtenidos por la calicata C-24 para obtener capacidad de carga Admisible. Fuente: IGP, (2012)

CALICATAS	Angulo de Fricción interna del Suelo (°)	Cohesión Aparente del Suelo (Kg/cm ²)	Densidad seca Promedio (gr/cm ³) (< N° 4)	Humedad Natural (%)	Capacidad Carga Admisible (Kg/cm ²)
C-16	30.15	0.00	1.61	3.20	1.68
C-17	24.39	0.02	1.70	4.25	1.06
C-18	26.61	0.05	1.64	8.17	1.69
C-19	26.74	0.02	1.58	2.90	1.30
C-20	24.96	0.09	1.46	11.83	1.76
C-21	27.89	0.00	1.52	5.35	1.17
C-22	27.69	0.13	1.76	7.34	1.79
C-23	29.90	0.02	1.45	7.30	1.76
C-24	29.98	0.00	1.51	3.94	1.51
C-25	31.21	0.02	1.62	1.67	1.91

C-3 (M2)

Parámetros físicos, mecánicos y factores de capacidad de carga del material estudiado

Angulo de fricción interna	29.98°
Cohesión	0.00 kg/cm ²
Peso unitario seco	1.51 gr/cm ³
Peso unitario saturado	1.57 gr/cm ³
Factor de seguridad	3

4.1.5. Capacidad Portante

Ahora bien, a fin de terminar la influencia de los suelos saturados en la capacidad portante de los suelos aledaños al río Rímac se utilizó cada uno de los datos de las características físicas y mecánicas de las calicatas C-1(M2) y C-3(M2) necesarios para la determinación de la capacidad portante, descritos líneas arriba. Utilizándose la ecuación de Meyerhof, ya que esta ecuación toma en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla arriba de la cimentación.

Dicho calculo se realizó mediante el Software CSCiv-Cimentaciones superficiales-Capacidad de carga, en ella se han insertado las ecuaciones y funciones lógicas necesarias para tomar en cuenta cada una de las consideraciones respecto al peso unitario; por la variación de la posición del nivel freático; Tal como se muestra en la siguiente imagen.

The screenshot shows the CSCiv software interface. The 'DATOS INICIALES' section contains input fields for soil parameters: E_s , U_s , F_S , c , ϕ , β , γ , B , L , D_f , Y_{sat} , d , D_1 , and D_2 . A diagram illustrates a foundation of width B and depth d in soil with unit weight γ and saturated unit weight γ_{sat} . The 'CALCULOS Y RESULTADOS' section displays the calculation of the ultimate load capacity (q_u) using Meyerhof's equation, resulting in $q_u = 318.919 \text{ kN/m}^2$. It also shows the admissible load capacity (q_{adm}) as 106.306 kN/m^2 . The software uses the Meyerhof theory.

imagen 39: Programa utilizado para la obtención de la capacidad de carga admisible. Fuente: CSCiv, (2021)

Siendo así, se realizó la iteración entre la profundidad de cimentación, posición del nivel freático (dato importante ya que debajo de este encontramos a los suelos saturados) y ancho de placa. Obteniéndose los siguientes resultados.

Para la C-1 (M2) se obtuvo los siguientes resultados de capacidad portante.

Tabla 20: Datos obtenidos para el modelamiento para la obtención de la capacidad de carga admisible. Fuente: Elaboración propia.

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS SATURADOS, TEORIA DE MEYERHOF (placa corrida infinita)	
Proyecto:	Modelamiento de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales
Ubicacion:	Asoc. De vivienda Villa Los Sauces-Ñaña, Lurigancho, Lima-Peru
Realizado:	Anabella Mejia y Mario Chu
Parámetros del suelo	
Angulo de fricción:	29.1 °
Cohesión:	2.94 kn/m ²
Peso unitario seco:	16.4 kn/m ³
Peso unitario sat:	16.76 kn/m ³
Factor de seguridad	3

Nivel freático a 0.5 m de profundidad, la posición del nivel freático se encuentra a la misma altura de la profundidad de cimentación de 0.5 m; y en el caso de la profundidad de cimentación de 1.00, 1.50 y 2.00 el nivel freático se encuentra sobre ellos, es decir la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material. Aunado a ello, las placas presentan un comportamiento típico de aumento de la CCA con el incremento de la profundidad de cimentación y el ancho de las mismas.

Tabla 21: Nivel freático a 0.5m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:	0.5 m			
	Ancho de placa [m]			
	0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]	Capacidad de carga admisible [kn/m ²]			
0.5	106.31	106.67	114.38	123.9
1.0	134.14	142.6	144.76	151.5
1.5	164.4	166.93	178.88	181.86
2.0	193.66	196.55	200.88	215.17

Nivel freático a 1.00 m de profundidad, la posición del nivel freático es tal que se encuentra debajo de la profundidad de cimentación de 0.50 m, a la misma altura de la profundidad de cimentación de 1.00 m, y sobre la profundidad de desplante de 1.50 m y 2.00 m. Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 1.00 m; Generando un comportamiento lineal con una pendiente menor a partir de la profundidad de desplante de 1.00 m en comparación con el tramo comprendido entre la superficie del terreno de 0.50 m en todos los anchos de placa.

Tabla 22: Nivel freático a 1.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		1 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]	Capacidad de carga admisible [kn/m2]				
0.5	121.76	122.12	129.83	139.34	
1.0	168.84	176.48	176.08	181.53	
1.5	200.2	200.69	212.77	213.81	
2.0	230.04	231.25	234.19	249.06	

Nivel freático a 1.50 m de profundidad, la posición del nivel freático es tal que se encuentra debajo de la profundidad de cimentación de 0.50 m y 1.00 m, a la misma altura de la profundidad de cimentación de 1.50 m, y sobre la profundidad de desplante de 2.00 m. Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 1.50 m; Generando un comportamiento lineal, en todos los anchos de placa, con una ligera pendiente a partir de la profundidad de desplante de 0.50 m, para seguidamente a la profundidad de 1.00 m modificar a una pendiente pronunciada hasta 1.50 m y a partir de ello disminuir ligeramente dicha pendiente. Ahora bien, respecto al ancho de placa de 1.50 m a partir de 1.50 m de profundidad de desplante su pendiente disminuye drásticamente y con ellos su CCA.

Tabla 23: Nivel freático a 1.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		1.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		121.76	137.58	145.28	154.8
1.0		184.3	191.94	191.53	196.98
1.5		236	234.45	246.66	245.76
2.0		266.41	265.95	267.5	282.95

Nivel freático a 2.00 m de profundidad, la posición del nivel freático es tal que se encuentra debajo de la profundidad de cimentación de 0.50 m y 1.00 m y 1.50 y a la misma altura de la profundidad de cimentación de 2.00 m. Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 2.00; Generando un comportamiento lineal, en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.00 m desde la profundidad de desplante de 0.5 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para luego desde 1.00 m disminuya dicha pendiente y posteriormente a partir de 1.50 m de profundidad coincidir con la tendencia de todos los anchos de placas.

Tabla 24: Nivel freático a 2.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		2 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		121.76	137.58	160.74	170.25
1.0		184.3	207.39	206.99	212.44
1.5		251.46	249.9	262.11	261.22
2.0		302.79	300.65	300.81	316.84

Nivel freático a 2.50 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 2.50; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.50 m desde la profundidad de desplante de 1.00 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para a partir de 1.50 m de profundidad disminuir drásticamente la pendiente y por ende la CCA.

Tabla 25: Nivel freático a 2.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		2.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]	Capacidad de carga admisible [kn/m2]				
0.5	121.76	137.58	160.74	185.7	
1.0	184.3	207.39	222.44	227.89	
1.5	251.46	265.36	277.57	276.67	
2.0	302.79	316.11	316.27	332.29	

Nivel freático a 3.00 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 3.00 m; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.50 m desde la profundidad de desplante de 1.00 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para luego coincidir la CCA en 1.50 m de profundidad con el ancho de placa de 2.00 m y en 2.00 m de profundidad con el ancho de placa de 1.00 m.

Tabla 26: Nivel freático a 3.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		3 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		121.76	137.58	160.74	185.7
1.0		184.3	207.39	222.44	243.34
1.5		251.46	265.36	293.02	292.12
2.0		318.25	331.56	331.72	347.74

Nivel freático a 3.50 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 3.50 m; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, incrementándose así la CCA cuando la profundidad de desplante va profundizándose.

Tabla 27: Nivel freático a 3.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		3.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		121.76	137.58	160.74	185.7
1.0		184.3	207.39	222.44	243.34
1.5		251.46	265.36	293.02	307.57
2.0		318.25	331.56	347.17	363.2

Nivel freático a 4.00 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 4.00 m; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, incrementándose así la CCA cuando la profundidad de desplante va profundizándose.

Tabla 28: Nivel freático a 4.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:	4 m			
Profundidad [m]	Ancho de placa [m]			
	0.5	1.0	1.5	2.0
Capacidad de carga admisible [kn/m2]				
0.5	121.76	137.58	160.74	185.7
1.0	184.3	207.39	222.44	243.34
1.5	251.46	265.36	293.02	307.57
2.0	318.25	331.56	347.17	378.65

Por otro lado, a fin de tener un concepto más claro del tema estudiado, con los datos obtenidos, se realizó un análisis para cada ancho de placa y la influencia de la variación del nivel freático en este. Siendo así, que para el ancho de placa de 0.50 m; se observó que cuando el nivel freático se encontraba más cerca de la superficie, la CCA del suelo disminuye notablemente, y que cuando el nivel freático va alejándose de la superficie, la CCA a su vez va aumentando. Aunado a ello, se observó que el nivel freático afecta a la CCA del suelo solo hasta una profundidad de la suma del ancho de placa + profundidad de desplante; y que, pasado dicha profundidad los valores de capacidad portante del suelo ya no serán afectados por el nivel freático y por ende comenzarán a repetirse. Tal como se puede apreciar en los cuadros mostrados a continuación.

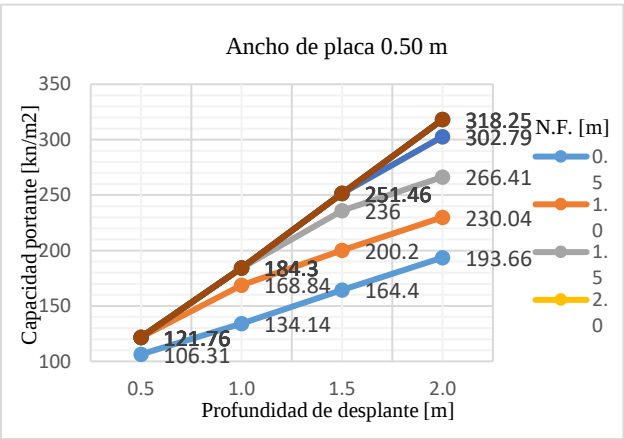


Imagen 40: Ancho de placa de 0.50 m. Fuente: Elaboración propia.

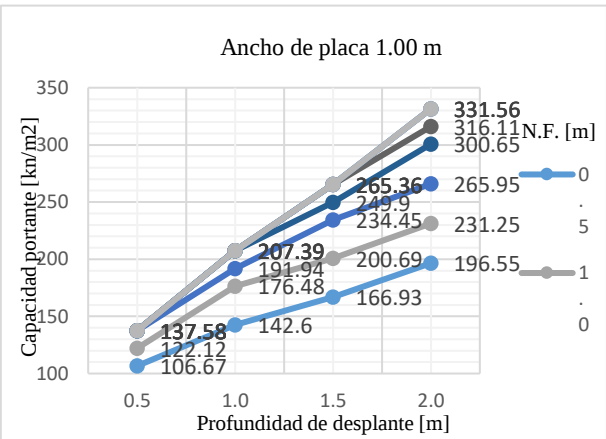


Imagen 41: Ancho de placa de 1.00 m. Fuente: Elaboración propia.

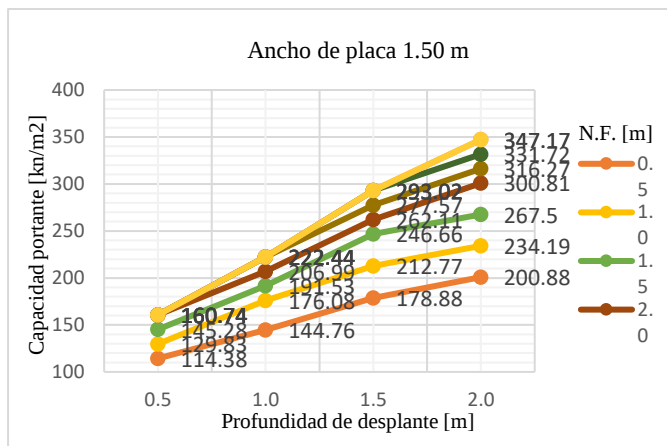


Imagen 42: Ancho de placa de 1.50 m. Fuente: Elaboración propia.

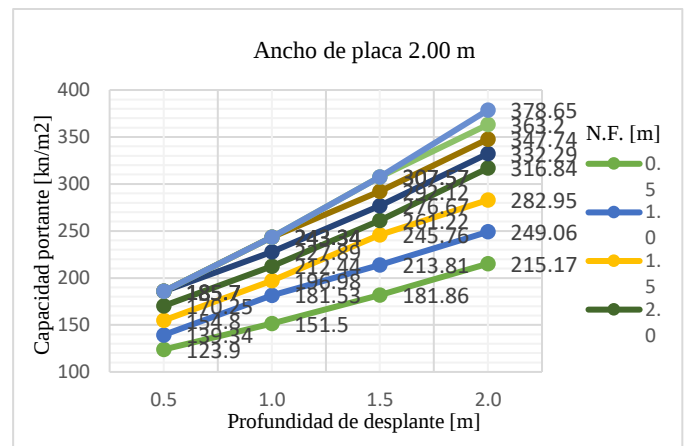


Imagen 43: Ancho de placa de 2.00 m. Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, Para la C-3 (M2) se obtuvo los siguientes resultados de capacidad portante.

Tabla 29: Ángulo de fricción y cohesión de la calicata C-3. Fuente: Elaboración Propia.

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS SATURADOS, TEORIA DE MEYERHOF (placa corrida infinita)	
Proyecto:	Modelamiento de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales
Ubicación:	Asoc. De vivienda Villa Los Sauces-Ñaña, Lurigancho, Lima-Perú
Realizado:	Anabella Mejia y Mario Chu
Parámetros del suelo	
Angulo de fricción:	29.98 °
Cohesión:	0 kn/m2
Peso unitario seco:	14.81 kn/m3
Peso unitario sat:	15.4 kn/m3
Factor de seguridad	3

Nivel freático a 0.5 m de profundidad, la posición del nivel freático se encuentra a la misma altura de la profundidad de cimentación de 0.5 m; y en el caso de la profundidad de cimentación de 1.00, 1.50 y 2.00 el nivel freático se encuentra sobre ellos, es decir la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material. Aunado a ello, las placas presentan un comportamiento

típico de aumento de la CCA con el incremento de la profundidad de cimentación y el ancho de las mismas.

Tabla 30: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 0.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		0.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		68.82	72.65	80.88	90.20
1.0		92.80	101.27	105.68	113.03
1.5		118.64	122.92	133.72	138.4
2.0		144.04	148.36	153.74	166.18

Nivel freático a 1.00 m de profundidad, la posición del nivel freático es tal que se encuentra debajo de la profundidad de cimentación de 0.50 m, a la misma altura de la profundidad de cimentación de 1.00 m, y sobre la profundidad de desplante de 1.50 m y 2.00 m. Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 1.00 m; Generando un comportamiento lineal con una pendiente menor a partir de la profundidad de desplante de 1.00 m en comparación con el tramo comprendido entre la superficie del terreno de 0.50 m en todos los anchos de placa.

Tabla 31: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 1.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		1 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	89.81	98.04	107.36
1.0		130.04	137.64	139.34	145.3
1.5		157.04	159.14	170.09	172.74
2.0		183.06	185.60	189.51	202.54

Nivel freático a 1.50 m de profundidad, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 1.50 m; Generando un comportamiento lineal, en todos los anchos de placa, con una ligera pendiente a partir de la profundidad de desplante de 0.50 m, para seguidamente a la profundidad de 1.00 m modificar a una pendiente pronunciada hasta 1.50 m y a partir de ello disminuir ligeramente dicha pendiente. Existiendo algunas excepciones, en cuanto al ancho de placa de 0.50 m, esta cuenta con una pendiente muy pronunciada entre la profundidad de desplante de 0.50 m a 1.00 m para luego continuar con el criterio lineal de los demás anchos de placas. por otro lado, respecto al ancho de placa de 1.50 m a partir de 1.50 m de profundidad de desplante su pendiente disminuye drásticamente y con ellos su CCA.

Tabla 32: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 1.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		1.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	106.97	115.2	124.52
1.0		147.2	154.8	156.5	162.46
1.5		195.43	195.37	206.45	207.07
2.0		222.08	222.84	225.29	238.91

Nivel freático a 2.00 m de profundidad, la posición del nivel freático es tal que se encuentra debajo de la profundidad de cimentación de 0.50 m y 1.00 m y 1.50 y a la misma altura de la profundidad de cimentación de 2.00 m. Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 2.00; Generando un comportamiento lineal, en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.00 m desde la profundidad de desplante de 0.5 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para luego desde

1.00 m disminuya dicha pendiente y posteriormente a partir de 1.50 m de profundidad coincidir con la tendencia de todos los anchos de placas de 0.50 m, 1.00 m y 1.50 m.

Tabla 33: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 2.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		2 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	106.97	132.37	141.68
1.0		147.2	171.96	173.66	179.63
1.5		212.59	212.53	223.61	224.23
2.0		261.09	260.08	261.06	275.27

Nivel freático a 2.50 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 2.50; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.50 m desde la profundidad de desplante de 1.00 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para a partir de 1.50 m de profundidad disminuir drásticamente la pendiente y por ende la CCA.

Tabla 34: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 2.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		2.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	106.97	132.37	158.84
1.0		147.2	171.96	190.82	196.79
1.5		212.59	229.69	240.78	241.39
2.0		278.26	277.24	278.22	292.43

Nivel freático a 3.00 m de profundidad, es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 3.00 m; Generando un comportamiento

lineal en todos los anchos de placa, sin embargo, en el caso del ancho de placa de 1.50 m desde la profundidad de desplante de 1.00 m se aprecia una pendiente muy pronunciada, para luego coincidir la CCA en 1.50 m de profundidad con el ancho de placa de 2.00 m y en 2.00 m de profundidad con el ancho de placa de 1.00 m.

Tabla 35: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 3.0 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		3 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	106.97	132.37	158.84
1.0		147.20	171.96	190.82	213.95
1.5		212.59	229.69	257.94	258.55
2.0		278.26	294.40	295.38	309.59

Nivel freático a 3.50 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 3.50 m; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, incrementándose así la CCA cuando la profundidad de desplante va profundizándose.

Tabla 36: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 3.5 m. Fuente: Elaboración propia.

Nivel freático:		3.5 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]		Capacidad de carga admisible [kn/m2]			
0.5		85.98	106.97	132.37	158.84
1.0		147.2	171.96	190.82	213.95
1.5		212.59	229.69	257.94	275.72
2.0		278.26	294.4	312.54	326.75

Nivel freático a 4.00 m de profundidad, Es decir, la posición del nivel freático influye en el peso unitario del material a partir de la profundidad de desplante 4.00 m; Generando un comportamiento lineal en todos los anchos de placa, incrementándose así la CCA cuando la profundidad de desplante va profundizándose.

Tabla 37: Capacidad de carga admisible de nivel freático a 4.0 m. Fuente: Elaboración Propia.

Nivel freático:		4 m			
		Ancho de placa [m]			
		0.5	1.0	1.5	2.0
Profundidad [m]	Capacidad de carga admisible [kn/m2]				
0.5	85.98	106.97	132.37	158.84	
1.0	147.20	171.96	190.82	213.95	
1.5	212.59	229.69	257.94	275.92	
2.0	278.26	294.4	312.54	343.92	

Por otro lado, del mismo modo, para la calicata C-3 se realizó un análisis para cada ancho de placa y la influencia de la variación del nivel freático en este. Siendo así, que para el ancho de placa de 0.50 m; se observó que cuando el nivel freático se encontraba más cerca de la superficie, la CCA del suelo disminuye notablemente, y que cuando el nivel freático va alejándose de la superficie, la CCA a su vez va aumentando. Aunado a ello, se observó que el nivel freático afecta a la CCA del suelo solo hasta una profundidad de la suma del ancho de placa + profundidad de desplante; y que, pasado dicha profundidad los valores de capacidad portante del suelo ya no serán afectados por el nivel freático y por ende comenzarán a repetirse. Tal como se puede apreciar en los cuadros mostrados a continuación.

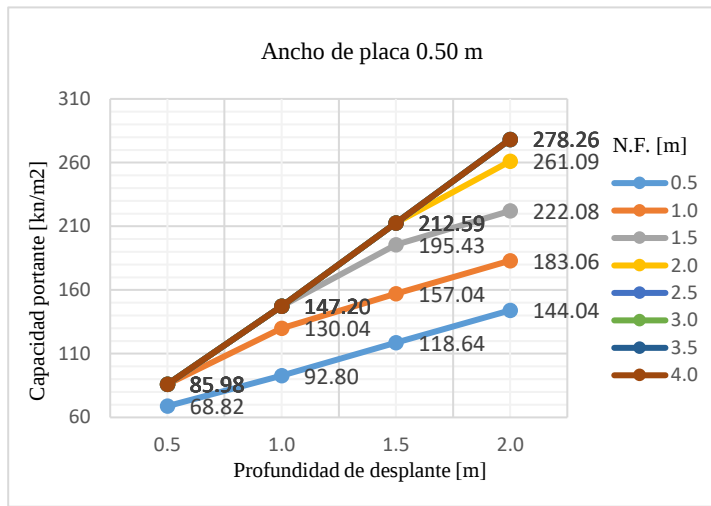


Imagen 44: Ancho de placa de 0.50 m. Fuente: Elaboración propia.

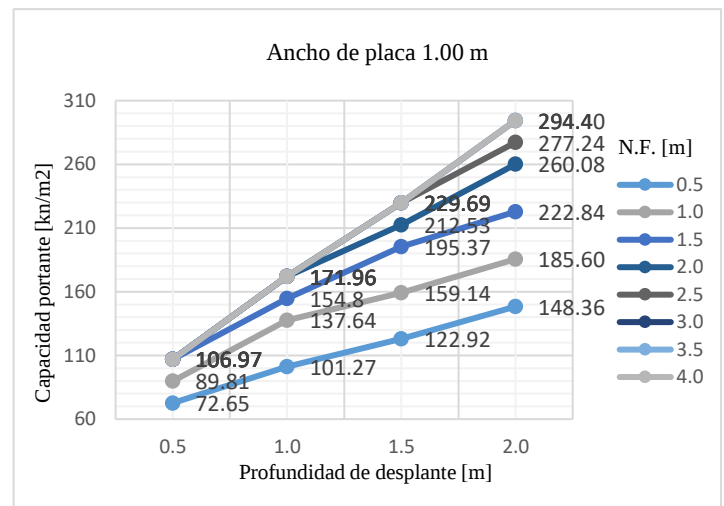


Imagen 45: Imagen 82: Ancho de placa de 1.00 m. Fuente: Elaboración propia

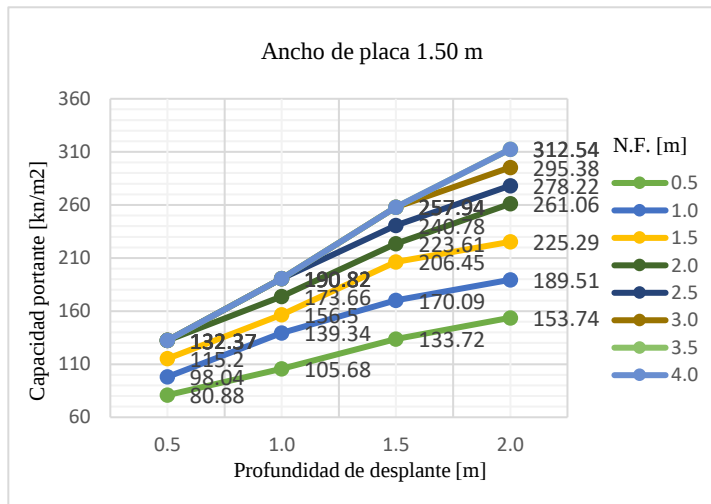


Imagen 46: Ancho de placa de 1.50 m. Fuente: Elaboración propia.

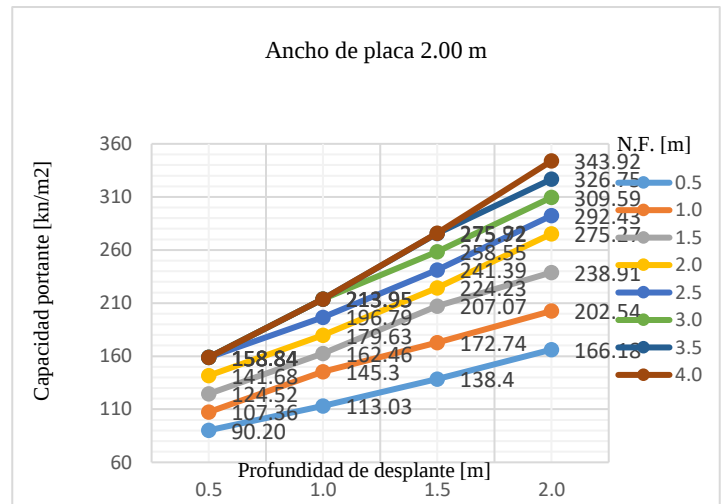


Imagen 47: Ancho de placa de 2.00 m. Fuente: Elaboración propia

Capítulo V

5. Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

En síntesis, se concluye que los suelos saturados afectan negativamente a la CCA del suelo si se encuentran dentro de la profundidad de la suma del ancho de placa + profundidad de desplante; y que, pasado dicha profundidad los valores de capacidad portante del suelo ya no serán afectados por el nivel freático y por ende comenzarán a repetirse; siendo así que para una profundidad y ancho de cimentación de 1 m, la CCA del suelo con la influencia del nivel freático en la calicata C-1 (M2) varia de 142.6 kn/m² a 191.94 kn/m² y sin las influencia del nivel freático es 207.39 kn/m²; del mismo modo en la calicata C-3 (M2) varia de 101.27 kn/m² a 154.8 kn/m² y sin las influencia del Nivel Freático es 171.96 kn/m², lo que evidencia la influencia negativa del nivel freático en la capacidad portante del suelo.

Las características físicas y geotécnicas de los suelos saturados de los predios aledaños al río Rímac, Ñaña-Lurigancho fueron determinados por medio de la excavación de tres calicatas siendo el caso de la calicata C-1 una arena bien graduada con presencia de partículas subredondeadas, la C-2 un relleno no controlado Y la C-3 una arena bien graduada con presencia de partículas subredondeadas. en cuanto a las características geotécnicas de cada calicata, estos se asumieron de estudios realizado por el Instituto geofísico del Perú a zonas aledañas al río Rímac, siendo las

siguientes, para la C-1 un ángulo de fricción de 29.10, una cohesión de 0.03 y para la C-3, un ángulo de fricción de 29.98, una cohesión de 0.

Respecto a la posición del nivel freático de los pozos evaluados, se tiene los siguientes datos promedios; para el Pozo 01 el nivel freático se encontró 2.64 de profundidad, para el pozo 02 a 7.05 m y para el pozo 03 a 4.04 de profundidad, siendo importante detallar que la profundidad del nivel freático se debió a dos (2) aspectos importantes, la primera la topografía del terreno y la segunda la cercanía de los pozos evaluados al cauce del río Rímac. Aunado a ello, es importante dar a conocer que, hace unos años atrás la chancadora, ubicada al oriente del lugar de estudio, desvió el cauce natural del río al lado opuesto de este, razón por la cual se asumieron datos de nivel freático a diferentes profundidades, desde 0.50 m hasta 4.00 m con el propósito de observar nítidamente la influencia de los suelos saturados en la capacidad portante del suelo.

La variación de la posición del nivel freático tiene una influencia sumamente importante en la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales. En algunos casos, estructuras de cimentación de anchos menores pueden presentar una capacidad de carga admisible mayor que las que cuentan con anchos mayores, esto debido a la ubicación del nivel freático con respecto a la estructura misma.

Debido a esto, el diseño de estructuras de cimentación debe considerar las variaciones estacionales del nivel freático y sobre todo establecer cuál puede ser el nivel más cercano a la superficie que pueda alcanzar. Con base en este tipo de investigaciones se puede establecer el tipo de fundación más apropiado desde el punto de vista económico, se puede evitar invertir en estructuras que no brindan una mejoría significativa en términos de la capacidad de carga admisible.

5.2. Recomendaciones

Para la elaboración del presente estudio se adoptaron datos geotécnicos de estudios previamente realizado aledaños a la zona de estudio, que coincidieran con la estratigrafía de las calicatas excavadas. Es decir, no se tomaron muestras de suelo insitu, por lo que el presente estudio solo puede servir como referencia para tomar en cuenta la influencia negativa de los suelos saturados en la capacidad portante, es por ello que se recomienda realizar un estudio con la extracción de muestras insitu. El cual por la pandemia del Covid-19 no pudo llevarse a cabo ya que afectó seriamente a la estabilidad económica de las familias peruanas y la suspensión de las clases presenciales en todo el Perú.

La presencia de suelos saturado cerca de la cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de esta, entre otras cosas. El nivel del agua cambia con las estaciones. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximos y mínimos posibles del agua durante la vida de un proyecto.

Por otro lado, es importante utilizar concreto impermeabilizante o aditivo Sika 1, de tal manera que las cimentaciones no se vean afectadas por el ascenso del nivel freático.

Referencias

- Alva Hurtado, J. E. (N.D.). Diseño De Cimentaciones.
- Bañon Blaquez, Luis Y Bevia Garcia, J. F. (2012). Manual De Carreteras.
- Beltrán Cueva, J. R., & Díaz Vargas, D. A. (2018). Análisis De La Capacidad De Carga Admisible De Los Suelos De Cimentación Del Complejo Arqueológico Chan Chan Debido Al Ascenso Del Nivel Freático. In Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas (UPC). <https://doi.org/10.19083/Tesis/625746>
- Cabezas Mejia, E., Andrade Naranjo, D., & Torres Santamaria, J. (2018). INTRODUCCION A LA METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION CIENTIFICA.
- Crespo Villalaz, C. (2004). Mecanica De Suelos Y Cimentaciones.
- Das, B. M. (2001a). Fundamentos De Ingeniería De Cimentaciones.
- Das, B. M. (2001b). Principios De Ingeniería De Cimentaciones.
- Gutierrez Sarmiento, C. E. (1992). Abatimiento De Nivel Freatico (P. 96).
- Hernandez Sampieri, Roberto; Fernandez Collado, Carlos; Baptista Lucio, M. Del P. (2014). Metodologia De La Investigacion.
- Instituto Geofisico Del Peru. (2012). Zonificacion Sismica – Geotecnica Del Area Urbana De Carapongo Lurigancho-Chosica. 86.
- Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (2014). Mecánica De Suelos: Fundamentos De La Mecánica De Suelos (P. 642). https://www.academia.edu/38530731/Mecánica_De_Suelos_Tomo_I_-_Eulalio_Juárez_Badillo_Y_Alfonso_Rico_Rodríguez
- Julca Castillo, R. (2018). Influencia Del Nivel Freatico En La Capacidad Portante De Los Suelos Del Sector El Cortijo Bajo - Distrito De Victor Larco Herrera, Ciudad De Trujillo, En El Año 2018. In UPN.
- Lutgens, Frederick K Y Tarbuck, E. J. (2005). Ciencias De La Tierra.
- Meza Ochoa, V. (2012). Unsaturated Soils, From Research To The University Lecture. Boletín De Ciencias De La Tierra, 31, 23–38.
- Monje Alvarez, C. A. (2011). Metodologia De La Investigacion Cuantitativa Y Cualitativa.
- Mora, L. F. (2019). PLAN DE GOBIERNO MUNICIPAL 2019 - 2022 DISTRITO DE LURIGANCHO – CHOSICA ,.
- Mora, R. (2000). EN LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES : CASO ZAPATA CORRIDA INFINITA EN UN SUELO DE ORIGEN Escuela Centroamericana De Geología , Universidad De Costa Rica Apartado 2-14-2060-UCR. 17–23.
- MTC. (2016). NORMA TECNICA PERUANA.
- Niño Rojas, M. (2011). Metodologia De La Investigacion.
- Ortiz, R. (2017). Influencia Del Nivel Freático En La Determinación De Capacidad Portante De Suelos, En Cimentaciones Superficiales, Distrito De Pilcomayo En 2017. Universidad Nacional Del Centro Del Perú.
- Peck, Ralph B.; Hanson, Walter E.; Thornburn, T. H. (2002). Ingeniería De Cimentaciones.
- PUCP. (2012). Guia Del Laboratorio De Mecanica De Suelos.

PUEMAPE C., L. S. (2015). Cimentación de Edificaciones en Terreno con Napa Freatica Alta - Aplicación al Condominio Ciudad Verde. 42.

RNE. (2018). E.050 Suelos Y Cimentaciones 2018.

Robert Whitman; Lambe William. (2004). Mecánica de Suelos.

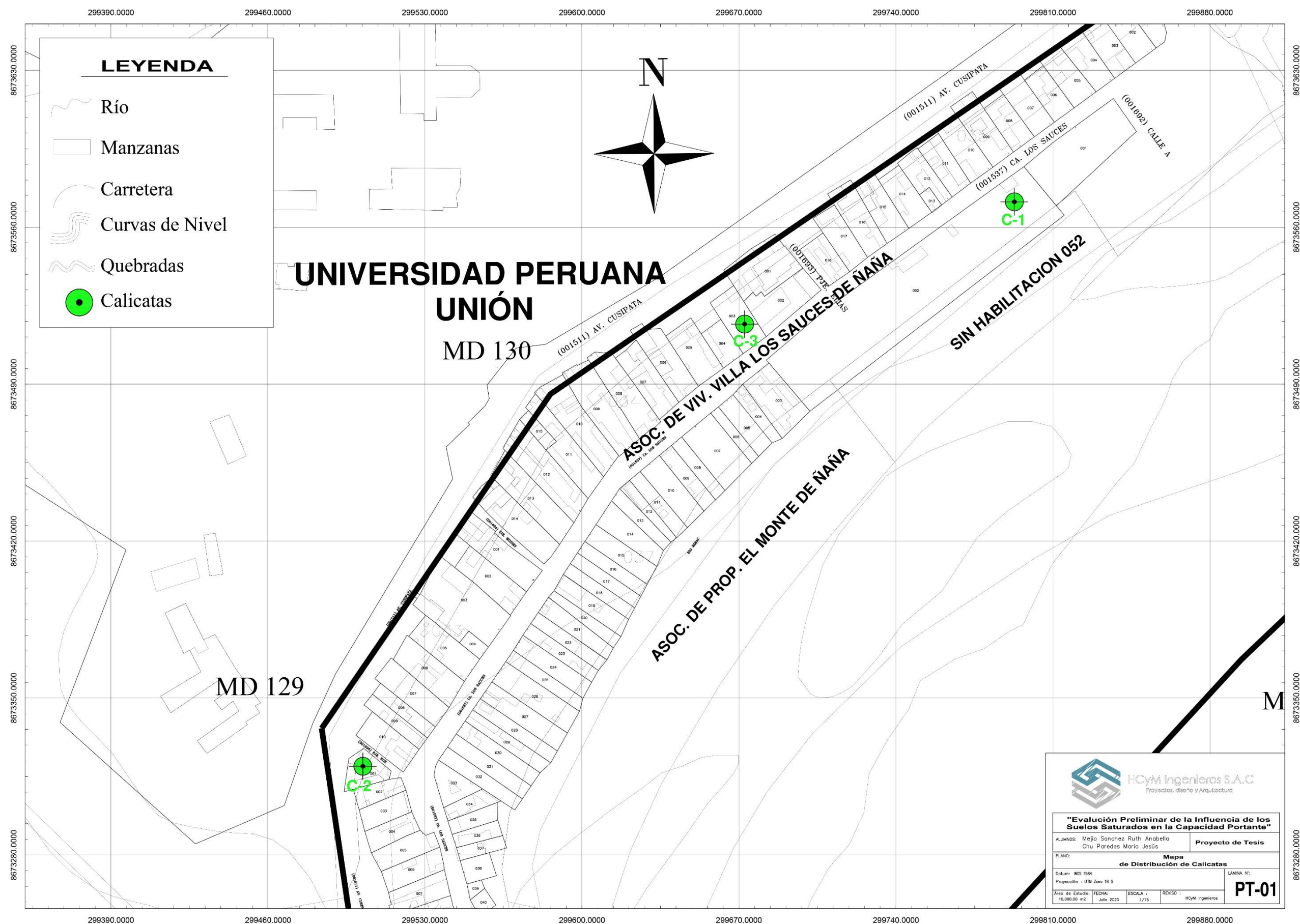
Senamhi. (2020). “ ESCENARIO PROBABILÍSTICO DE LLUVIAS PARA EL VERANO 2020 .” 0–9.

Zeballos, M., Abril, E. G., & Francisca, F. M. (2002). Ascenso del nivel freático en suelos colapsables de la ciudad de Córdoba: evaluación del problema. May 2015.

6. Anexos

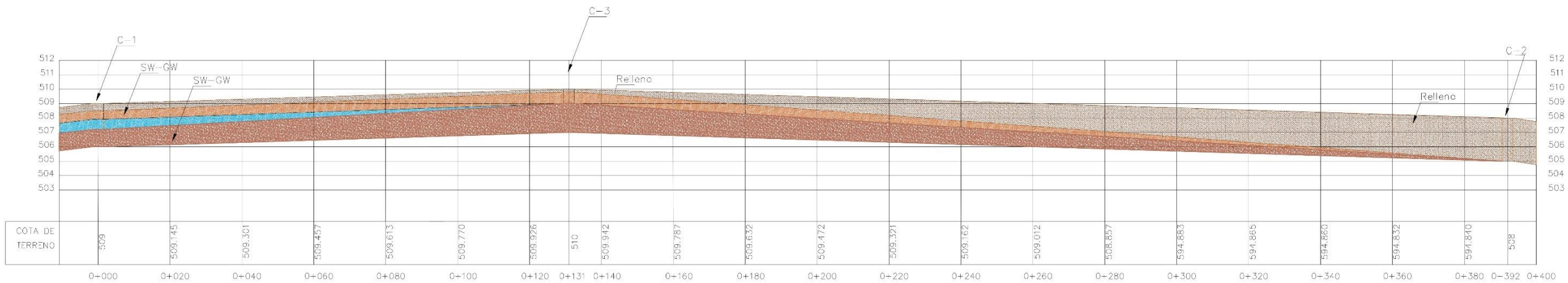
6.1. Plano de ubicación de Calicatas

6.1.1. Plano General de Exploraciones



Anexo 1: Plano de Ubicación de Calicatas. Fuente: Elaboración Propia.

PERFIL LONGITUDINAL DE CALICATAS



Anexo 2: Plano de Perfil Longitudinal. Fuente: Elaboración Propia.



HCyM Ingenieros S.A.C.
Proyectos, diseño y Arquitectura

"Evaluación preliminar de la capacidad portante de los suelos saturados"

UBICACIÓN:	Asoc. Villa Los Sauces	Lurigarcho - Chosica
PLANO:	Perfil Longitudinal de Calicatas	
Datum: 100 1984 Proyección: UTM Zona 18 S		
Área de Estudio:	Los Sauces	FECHA: 1/7/75
ESCALA:	1/75	REVISOR: HCyM Ingenieros

PT-02

6.2. Panel fotográfico

6.2.1. Patologías encontradas de los Predios en la zona de Investigación.



Imagen 40: Degradación de materiales. Fuente: Elaboración Propia.



Imagen 41: Humedales por efecto de capilaridad. Fuente: Elaboración Propia.



Imagen 42: Asentamientos diferenciales y pérdida de resistencia de materiales. Fuente: Elaboración Propia.

6.3. Carta de Autorización para el desarrollo de la investigación

Lima, 19 de Mayo del 2020

**CARTA DE AUTORIZACIÓN DE LA ASOCIACIÓN DE LOS SAUCES
PARA EJECUTAR EL PROYECTO DE TESIS**

Reciba un cordial saludo de parte de la Presidencia de la asociación de Los Sauces al rector de la Universidad Peruana Unión.

Tenemos el agrado de dirigirnos ante usted(es), con la finalidad de informarle que la Bach. Anabella Mejia Sanchez y el Bach. Mario Jesús Chu Paredes están autorizados para ejecutar el proyecto de tesis **"INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO EN LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LOS PREDIOS ALEDAÑOS AL RÍO RÍMAC, ÑAÑA-CARAPONGO 2020"** en beneficio de la comunidad y ser parte de su investigación para la obtención del título profesional de ingeniero civil.

Agradeciendo de antemano la colaboración prestada para con los bachilleres antes mencionados.

Atentamente,

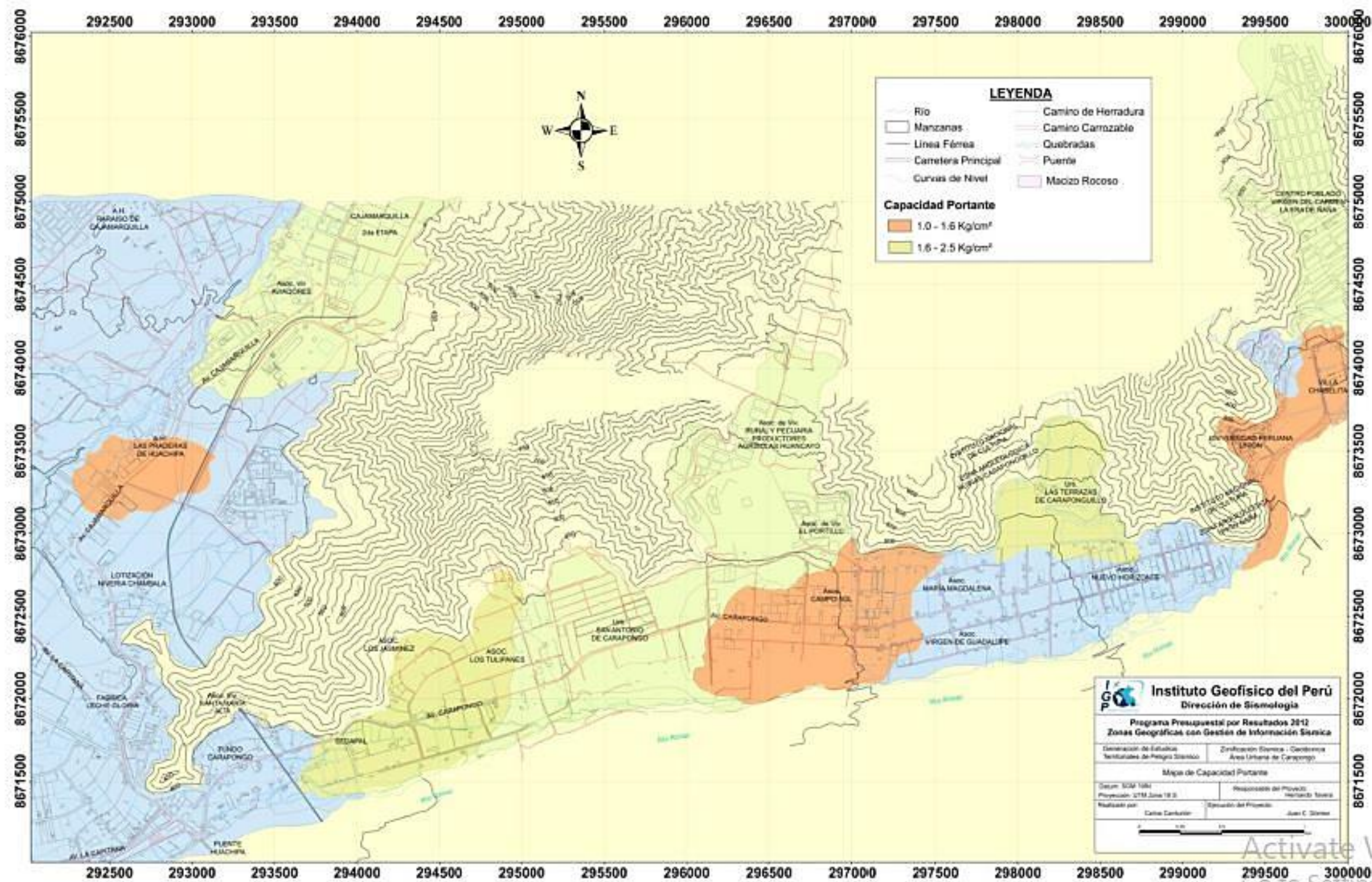
presidente de la Asociación de Los Sauces.


.....
FELIX GAMONAL CASTRO
PRESIDENTE
DNI: 06571023

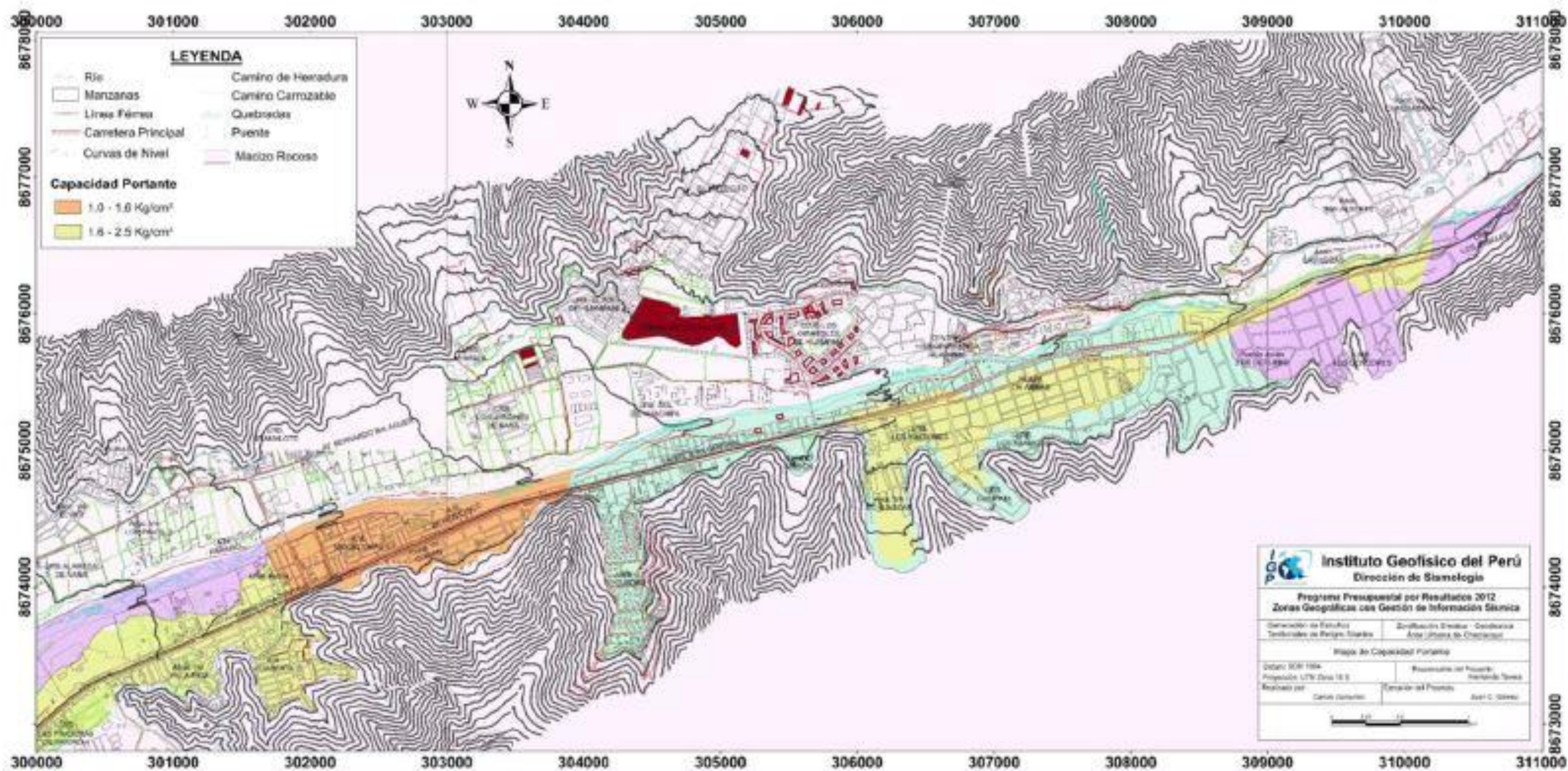
Presidente de la Asociación de Los Sauces
Nombre:
DNI:

Anexo 3: Carta de Autorización para el desarrollo de la investigación. Fuente: Elaboración Propia.

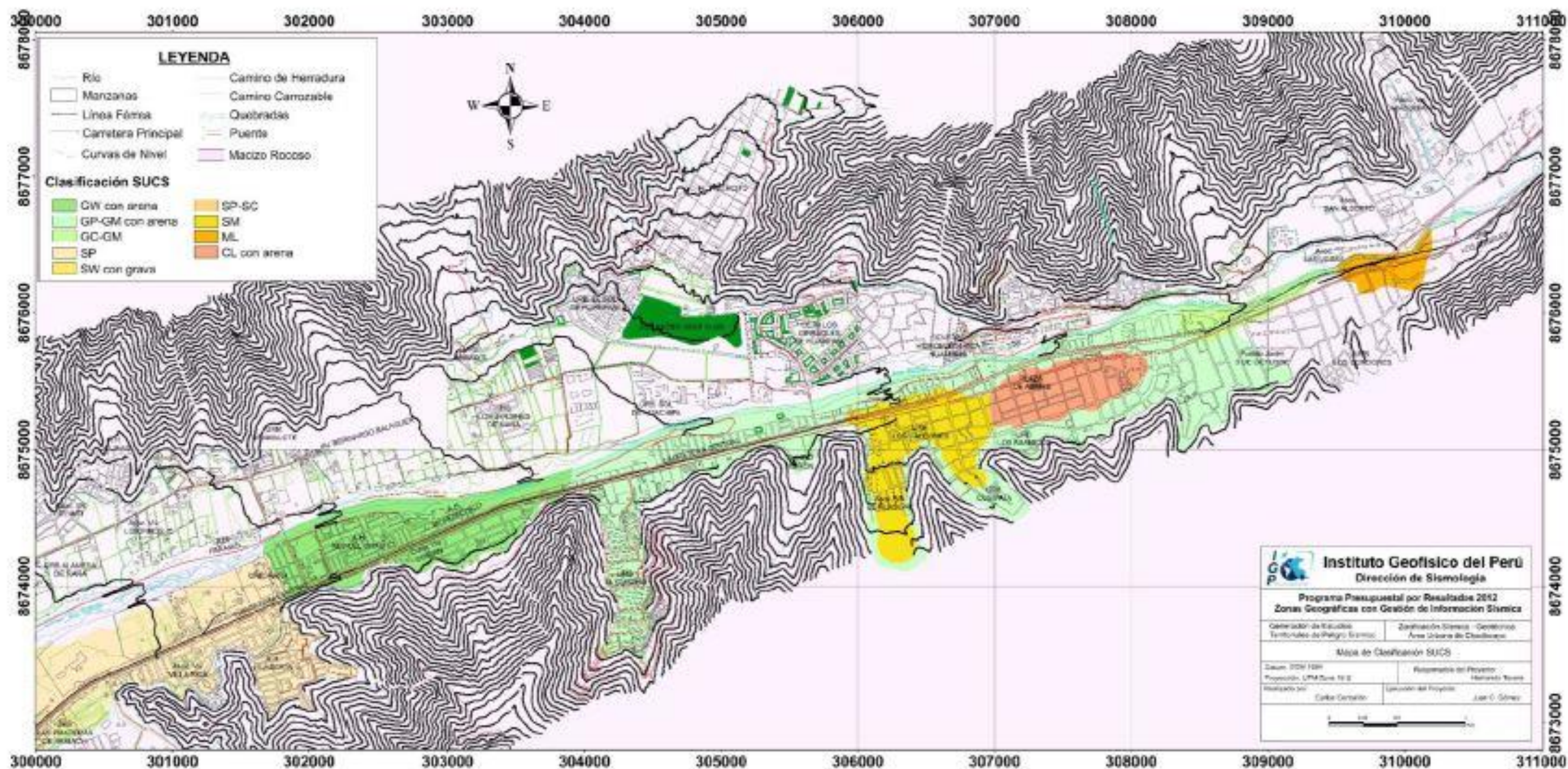
130



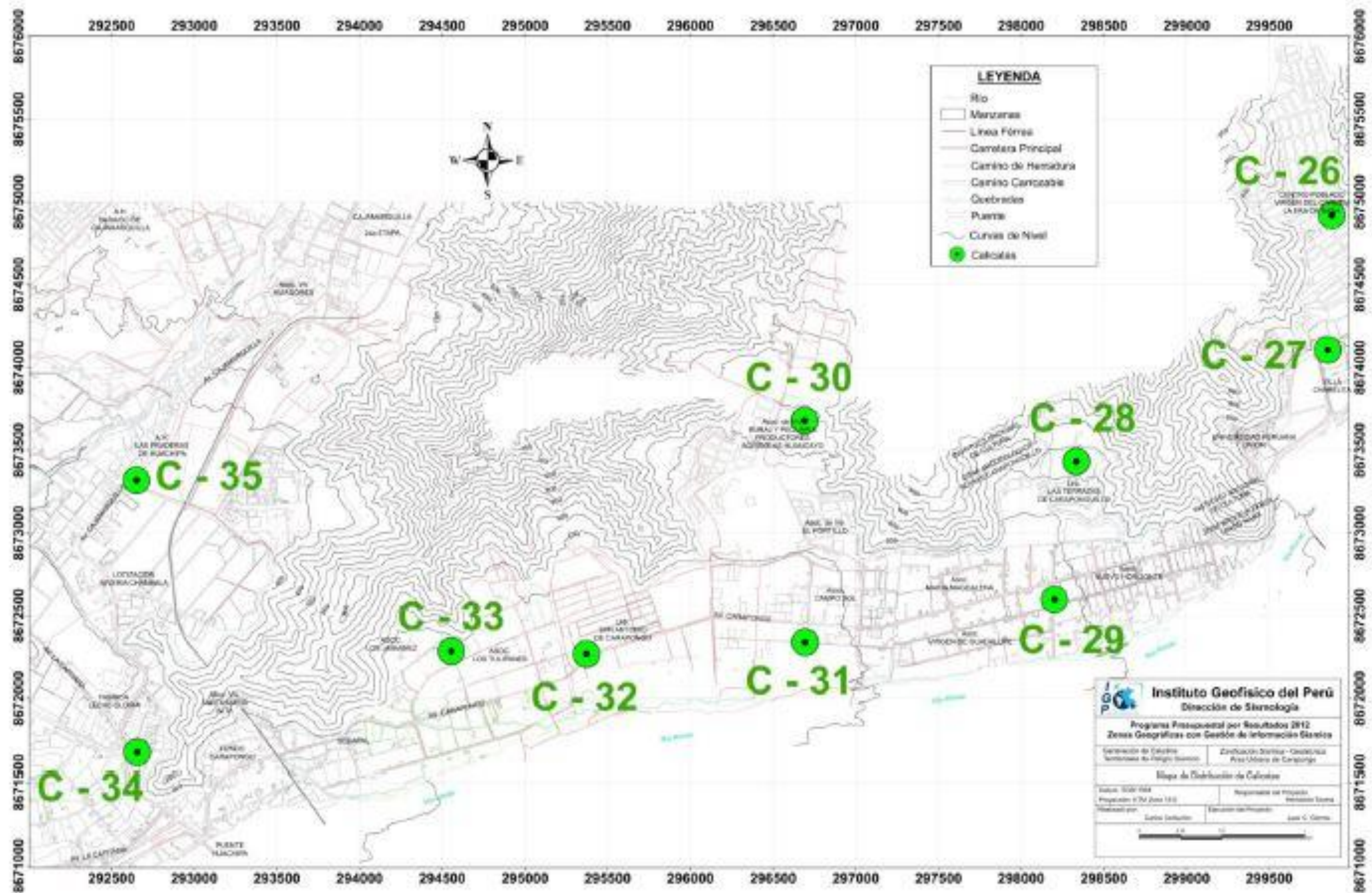
Anexo 5: Mapa de Capacidad Portante. Fuente: IGP, (2012)



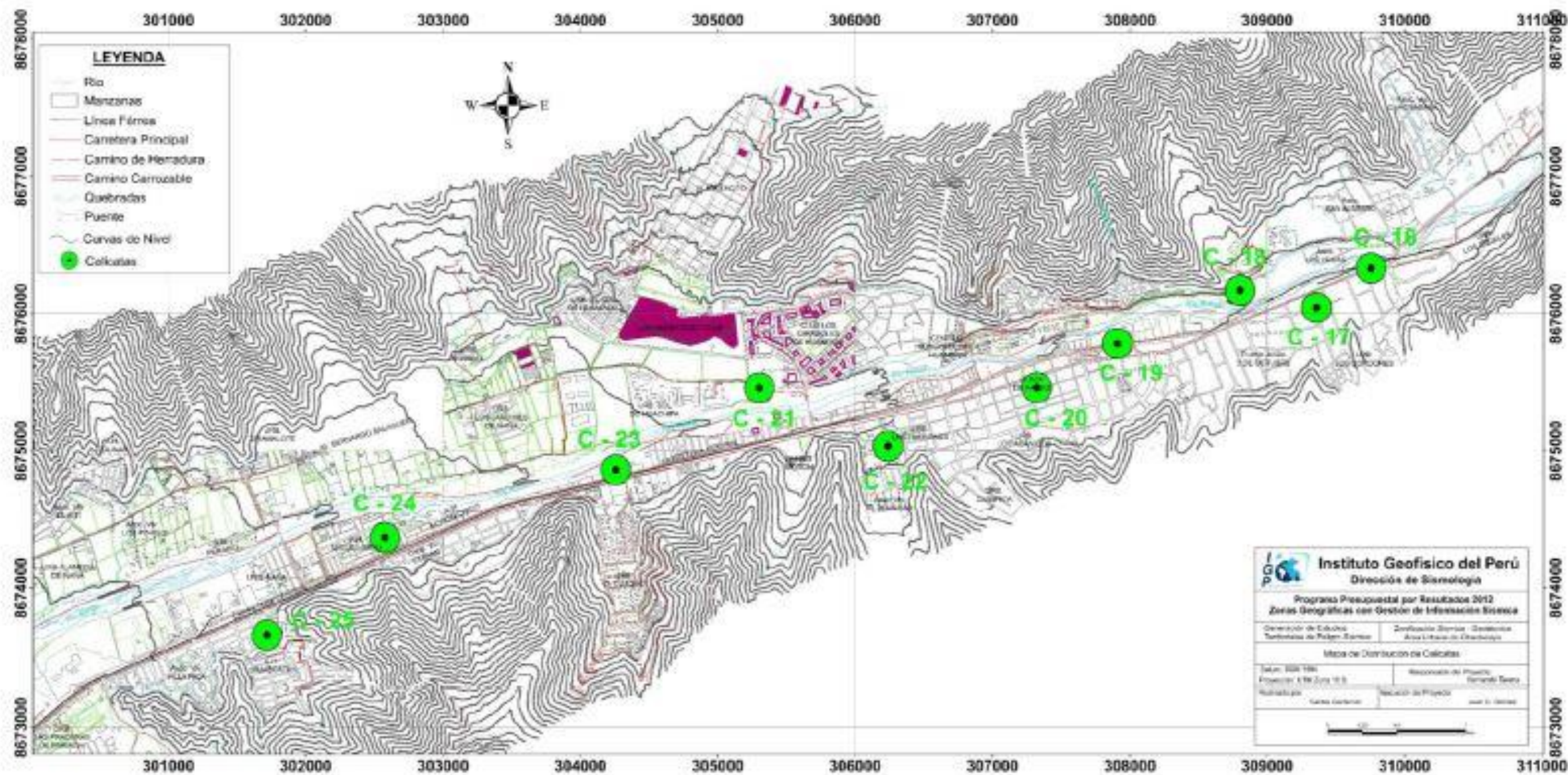
Anexo 6: Mapa de Capacidad Portante. Fuente: Elaboración Propia.



Anexo 7: Mapa de Clasificación SUCS. Fuente: IGP, (2012)



Anexo 8: Mapa de Ubicación de Calicatas del IGP. Fuente: IGP, (2012)



Anexo 9: Mapa de Distribución de Calicatas. Fuente: IGP, (2012)