

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PREDICTIVA DE LOS
MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO
DE LOS SUELOS LACUSTRES DE LA BAHÍA DE PUNO, PARA
CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

TESIS

PRESENTADA POR:

BACH. SAMUEL LAURA HUANCA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PROMOCIÓN 2015-I

PUNO – PERU

2016

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PREDICTIVA DE LOS MÉTODOS DE
ESTIMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS SUELOS
LACUSTRES DE LA BAHÍA DE PUNO, PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

TESIS

PRESENTADA POR:

SAMUEL LAURA HUANCA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

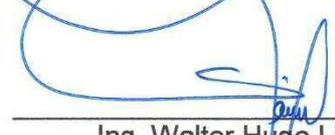
INGENIERO CIVIL

APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

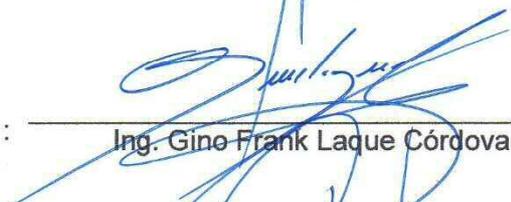
PRESIDENTE


Ing. Nicolás Luza Flores

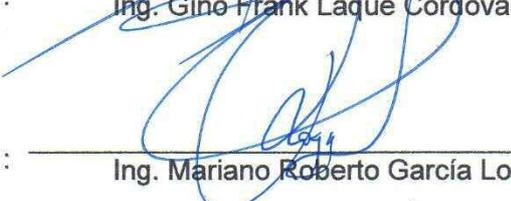
PRIMER MIEMBRO


Ing. Walter Hugo Lipa Condori

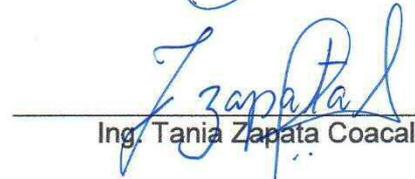
SEGUNDO MIEMBRO


Ing. Gino Frank Laque Córdova

DIRECTOR DE TESIS


Ing. Mariano Roberto García Loayza

ASESOR DE TESIS


Ing. Tania Zapata Coacalla

Área: **Geotecnia**

Tema: **Ingeniería de cimentaciones**

Línea de investigación: **Cimentaciones en suelos complejos.**

DEDICATORIA

A Dios, por darnos todo de y en la vida.

A mis abuelos, Andrés y Natividad, por pensarme, pedir por mí y enseñarme a comunicarme con Dios.

A mis abuelos, Andrés y Candelaria, a quienes extraño y quiero con todo mi corazón.

A mis padres, Remigio Andrés y Berna, por su inmenso amor, acertada guía y apoyo incondicional.

A mis hermanos; Julio Cesar, Juliana y Juana, por brindarme su cariño, aliento, consejos y apoyo.

A mi amada esposa, Maria Elena, por su amor, apoyo, comprensión y paciencia.

A mi hija, Emily Lissel, por ser ella, alegría y fortaleza que ilumina mis días.

A todos mis familiares, por brindarme su aliento de diversas maneras y animarme a ser mejor siempre.

A aquellas personas que ya no están, pero que desde donde están siempre me acompañan en mi mente y mi corazón.

A todas aquellas personas que sin saberlo contribuyeron y contribuyen en mi vida personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar un trabajo como este, lleno de dificultades y contratiempos, es que me doy cuenta de dos cosas: primero, del inevitable sentimiento de egocentrismo humano, que te lleva a querer concentrar la mayor parte del mérito alcanzado con este pequeño aporte a la ingeniería, y segundo, de lo complicado que resulta expresar, sobre un papel en blanco, el sentimiento de profunda gratitud que tengo acumulado y guardado en mi corazón. Con sinceridad y de todo corazón he intentado imprimir, en estos párrafos, la gratitud y el reconocimiento hacia las personas que contribuyeron, directa o indirectamente, con la consecución del objetivo tanto tiempo postergado y anhelado.

Quiero agradecer a mi Director, Ing. Roberto García Loayza, que me abrió el camino de la geotecnia durante mi tiempo en la universidad y durante esta investigación me brindó valiosa guía que refuerza mi compromiso con la investigación en geotecnia. Asimismo, agradezco a mi Asesor, Ing. Tania Zapata Coacalla, por el tiempo dedicado a la revisión de esta tesis y a las recomendaciones que me ayudaron a mejorar esta tesis, Siento una profunda satisfacción por haber realizado esta tesis bajo su tutela y quiero expresarles mi profunda admiración y respeto, así como darles las gracias por su paciencia, orientación y apoyo.

Estoy agradecido también con mi Jurado Dictaminador: Ing. Nicolás Luza Flores, Walter H. Lipa Condori y Gino F. Laque Córdova, quienes con sus conocimientos y experiencia me brindaron tiempo y consejos valiosos, buscando siempre una mejor versión del trabajo presentado.

Expreso mi agradecimiento a los ingenieros Máximo y Daniel Coyla, por su apoyo en la obtención de los datos y consejos que siempre han contribuido a aligerar, mejorar y ampliar este trabajo.

Quiero agradecer a toda mi familia, por el apoyo infinito e incondicional, aliento constante, y por todos aquellos momentos inolvidables que han definido mi vida y mis objetivos personales.

Debo agradecer de manera especial a mi hermano, Julio Cesar, por su gran apoyo y por todos los consejos que siempre me animaron a conseguir múltiples objetivos en mi camino recorrido en la vida y en la ingeniería.

Finalmente y con todo mi corazón, quiero agradecer a mi esposa, Maria Elena, y a mi hija, Emily Lissel, por millones de razones que hacen de mi vida una felicidad y por el tiempo familiar que tuve que sacrificar para ir en busca de este y otros objetivos.

Gracias, sinceras y de corazón, a todos.

Samuel Laura Huanca

Octubre 2016.



La gratitud es la memoria del corazón.

(Lao Tse)

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE	v
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE CUADROS	xii
LISTA DE GRÁFICOS	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xx
INTRODUCCIÓN	xxii

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA.....	6
1.2.1. Problema general	6
1.2.2. Problemas específicos	7
1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	7
1.4. OBJETIVOS.....	8
1.4.1. Objetivo general	8
1.4.2. Objetivos específicos.....	8
1.5. HIPÓTESIS.....	9
1.5.1. Hipótesis general.....	9
1.5.2. Hipótesis específicas.....	9

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO – CONCEPTUAL

2.1. ANTECEDENTES	10
2.2. BASE TEÓRICA	14
2.2.1. Suelos lacustres.	16
2.2.2. Suelos cohesivos. Arcillas	20

2.2.3.	Suelos orgánicos	22
2.2.4.	Suelos finos como terreno de fundación	23
2.2.5.	Cimentaciones superficiales	24
2.2.6.	Criterios para determinar la capacidad portante admisible. Comportamiento mecánico del suelo	34
2.2.7.	Generalidades sobre capacidad portante por resistencia	35
2.2.8.	Criterio de resistencia. Estabilidad del terreno	36
A.	Teoría de Karl A. Terzaghi (1943)	37
B.	Teoría de George Geoffrey Meyerhof (1951, 1963)	49
C.	Teoría de Jørgen Brinch Hansen (1961, 1970)	55
D.	Teoría de Aleksandar Sedmak Vesić (1973)	60
2.2.9.	Criterio de los asentamientos. Deformaciones del suelo	64
A.	Asentamientos en arcillas	67
B.	Consolidación de suelos	69
C.	Ecuaciones para el cálculo de asentamiento por consolidación primaria	89
D.	Método de Skempton – Bjerrum	94
E.	Método de Janbu	99
F.	Consideraciones finales para el cálculo de asentamientos	102
2.2.10.	Modelo constitutivo para suelos saturados. Estado crítico	106
1.2.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	126
CAPÍTULO III		
MARCO METODOLÓGICO		
3.1.	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	128
3.1.1.	Ubicación	128
3.1.2.	Clima	129
3.1.3.	Niveles del Lago Titicaca	129
3.1.4.	Geología y geomorfología	130
3.1.5.	Hidrología subterránea	140
3.1.6.	Evaluación geotécnica	142
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	143
3.2.1.	Suelo lacustre de la Bahía de Puno	143
3.3.	PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN	146
3.3.1.	Caracterización de los suelos lacustres de la bahía de Puno	146

3.3.2. Análisis teórico de los métodos de estimación del comportamiento mecánico..... 148

3.3.3. Análisis experimental del comportamiento mecánico 159

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. ASPECTOS GENERALES..... 161

4.2. RESULTADOS OBTENIDOS..... 161

 4.2.1. Capacidad portante admisible por resistencia..... 161

 4.2.2. Capacidad portante admisible por deformación 177

 4.2.3. Capacidad portante admisible medidos..... 188

4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS..... 191

CONCLUSIONES196

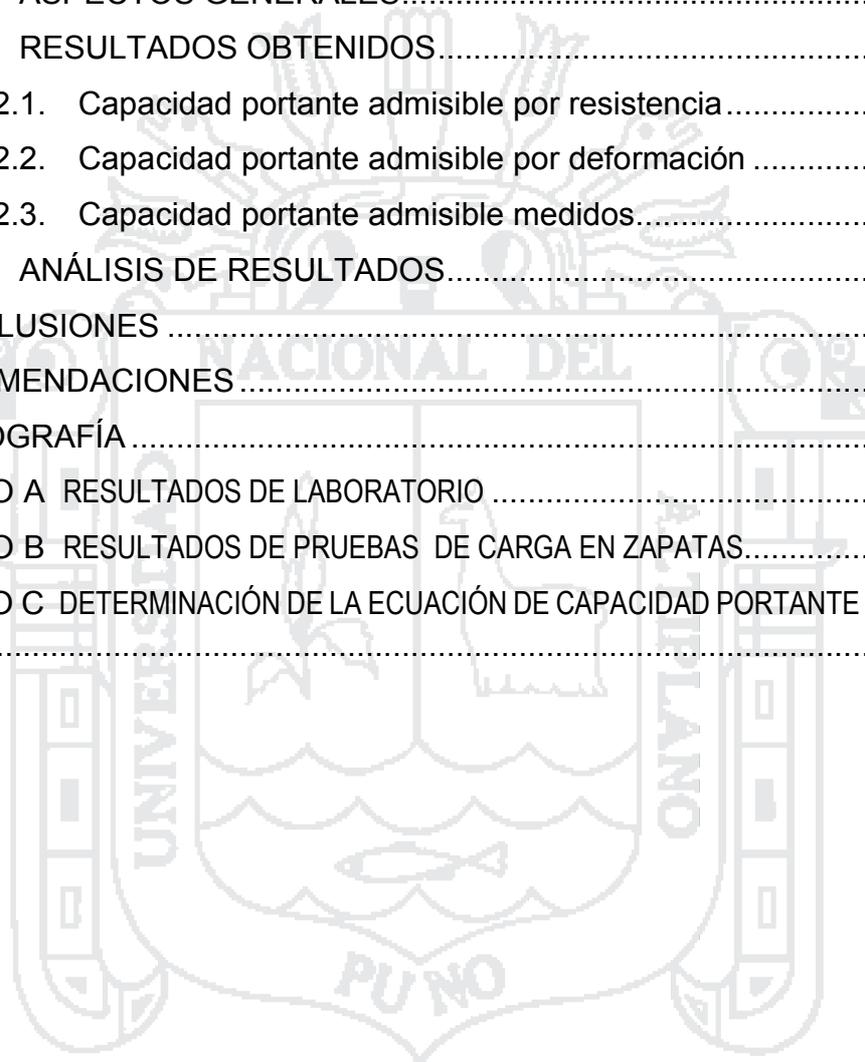
RECOMENDACIONES198

BIBLIOGRAFÍA..... 199

ANEXO A RESULTADOS DE LABORATORIO209

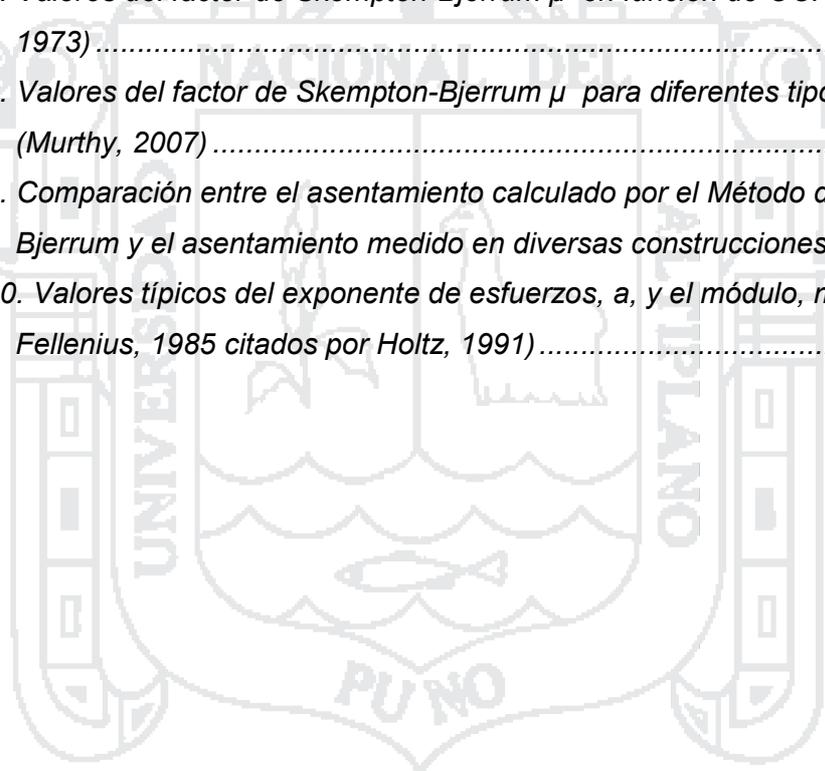
ANEXO B RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA EN ZAPATAS.....253

ANEXO C DETERMINACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI 256



LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Tipos de cimentación.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 2. Coeficiente de empuje pasivo para la ecuación de Terzaghi.</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 4. Factores de capacidad de carga modificados para falla por corte local.</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 5. Valores de α en la ecuación (60). (Skempton y Bjerrum, 1957).....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 6. Valores típicos del coeficiente de presión de poro A para un rango de trabajo de esfuerzos bajo las cimentaciones. (Skempton y Bjerrum, 1957).....</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 7. Valores del factor de Skempton-Bjerrum μ en función de OCR. (Anderson, 1973).....</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 8. Valores del factor de Skempton-Bjerrum μ para diferentes tipos de arcillas. (Murthy, 2007).....</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 9. Comparación entre el asentamiento calculado por el Método de Skempton-Bjerrum y el asentamiento medido en diversas construcciones.</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 10. Valores típicos del exponente de esfuerzos, a, y el módulo, m. (Meyerhof y Fellenius, 1985 citados por Holtz, 1991).....</i>	<i>102</i>



LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. Formación del suelo lacustre (sedimentario). (Wesley, 2009)</i>	18
<i>Figura 2. Proceso de formación y densidad de los suelos residuales y sedimentarios. (Wesley, 2009)</i>	19
<i>Figura 3. Estructura de un suelo arcilloso. a) Sedimento poroso, floculado, entremezclado con granos de limo. b) Sedimento después de haber sido sometido a sobrecarga y otras tensiones que han producido una reorientación de los dominios, grumos y terrones en un estado más paralelo. (Bowles, 1979)</i>	22
<i>Figura 4. Distinción fundamental entre una cimentación superficial y una cimentación profunda</i>	26
<i>Figura 5. Principales tipos de cimentación superficial. (Ministerio de Fomento - España, 2009)</i>	29
<i>Figura 6. Principales tipos de cimentaciones profundas</i>	30
<i>Figura 7. Columnas de arena o grava bajo una zapata</i>	31
<i>Figura 8. Cimentación compensada (caja monolítica). (Zeevaert, 1983)</i>	31
<i>Figura 9. Factores considerados en el cálculo de capacidad de carga</i>	36
<i>Figura 10. Formas de falla por capacidad portante. (Vesić, 1973)</i>	39
<i>Figura 11. Flujo plástico en un sólido cohesivo semi-infinito sin peso debido a la sobrecarga uniformemente distribuida aplicada. (a) Mitad de la superficie, y (b) Franja de longitud infinita. (Prandtl, 1920; citado por Terzaghi, 1943)</i> ..	40
<i>Figura 12. Límites de la zona de flujo plástico después de la falla del suelo de fundación de una cimentación corrida. (Terzaghi, 1943)</i>	42
<i>Figura 13. Mecanismo de falla adoptado para la fórmula de capacidad portante última de Terzaghi</i>	45
<i>Figura 14. a) Cimentación superficial con base rugosa. Las ecuaciones de Terzaghi y Hansen desprecian el corte a lo largo de cd; b) Interacción suelo-cimiento para las ecuaciones de capacidad portante para cimientos corridos – lado izquierdo para Terzaghi (1943), Hansen (1970), y lado derecho para Meyerhof (1951). (Bowles, 1996)</i>	49
<i>Figura 15. Campos de líneas de deslizamiento para una fundación continua rugosa. Método de Meyerhof (Das, 2009)</i>	50
<i>Figura 16. Cimiento bajo carga inclinada excéntrica en falla. (Meyerhof, 1963)</i>	54
<i>Figura 17. Carga aplicada inclinada y excéntrica</i>	57

<i>Figura 18. Cimentación superficial inclinada (Ecuaciones de Hansen y Vesic). (Bowles, 1996).....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 19. Problema de capacidad portante de cimentaciones superficiales. (Vesic, 1973).....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 20. Métodos para el cálculo del asentamiento final.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 21. Asentamiento instantáneo sin confinamiento lateral.</i>	<i>69</i>
<i>Figura 22. Bulbo de esfuerzos transmitidos al subsuelo (10%σ), donde prácticamente se disipa el esfuerzo aplicado, σ.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 23. Distribución de esfuerzos en el subsuelo, debido a cargas aplicadas.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 24. En un tiempo, t, inicial, toda la fuerza externa es soportada por la presión del agua sobre la superficie del pistón, tomando una porción pequeña de la misma el resorte.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 25. En un tiempo, t, intermedio, la fuerza externa es soportada por una presión menor del agua que actúa sobre la superficie del pistón, y por una porción mayor del resorte.</i>	<i>74</i>
<i>Figura 26. Llegando al final de la consolidación, para un tiempo, t, grande, la fuerza externa es soportada por una presión muy menor del agua que actúa sobre la superficie del pistón, y por una carga importante del resorte.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 27. Analogía de Terzaghi, de los resortes.</i>	<i>76</i>
<i>Figura 28. Muestra de arcilla saturada deformada libremente.</i>	<i>77</i>
<i>Figura 29. Curva de consolidación o edométrica. a) Escala natural, y b) Escala Semilogarítmica.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 30. Historia tensional de la formación de un suelo.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 31. Evolución del estado tensional del suelo – Curva de consolidación.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 32. Efecto del incremento de carga sobre el terreno.</i>	<i>84</i>
<i>Figura 33. Gráfica de consolidación de muestra inalterada.</i>	<i>85</i>
<i>Figura 34. Determinación de la presión de preconsolidación p_c, por el método de Casagrande.</i>	<i>86</i>
<i>Figura 35. Corrección de la curva de consolidación para suelos normalmente consolidados.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 36. Corrección de la curva de consolidación para suelos sobreconsolidados..</i>	<i>88</i>
<i>Figura 37. Subdivisión de las fases del suelo y cambio volumétrico.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 38. Curva de consolidación del suelo normalmente consolidado.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 39. Suelo preconsolidado o sobreconsolidado.</i>	<i>93</i>
<i>Figura 40. Diagrama carga-asentamiento de una losa de cimentación - Planta nuclear cimentada sobre un suelo arenoso. (Dunn, 1974a).....</i>	<i>104</i>

Figura 41. Efecto de la profundidad de la cimentación en el asentamiento ($w^{z=0}$ para carga superficial, $z=0$; $w^{z \rightarrow \infty}$ para cargas profundas, $z>0$). a) Efecto de las dimensiones relativas del área cargada: S – ensayos modelo sobre araldita, placa rígida circular (Scherman, 1969); V_1 , V_2 – cargas en faja sobre medio elástico, solución mediante el método de elementos finitos para una excavación no alineada (V_1) y alineada (V_2) (Vinckurov y Mikulich, 1975). b) Relación entre factores de corrección, profundidad de cimentación y relación de Poisson μ : B – Placa flexible circular en un eje no alineado (Burland, 1969c); F – área circular con carga uniforme (Fox, 1948b). En todos los casos se consideró un medio elástico..... 106

Figura 42. Trayectoria de carga de compresión (y descompresión) isotrópica drenada en los planos p' - q y p' - v 110

Figura 43. Curva experimental (a) y curva idealizada (b) de la trayectoria de carga de la compresión (y descompresión) isotrópica drenada en el plano semilogarítmico $\ln p'$ - v 111

Figura 44. Esquematización de una trayectoria de carga isotrópica drenada con varios ciclos de descarga-recarga con presión de consolidación creciente..... 112

Figura 45. Parámetros básicos de estado crítico, líneas de estado crítico (CSL), superficie de plastificación (potencial plástico) y Línea de consolidación normal (NCL). 119

Figura 46. Superficie de plastificación del modelo Cam-clay..... 120

Figura 47. Recta virgen y rectas de descompresión-recompresión. 121

Figura 48. Cam-Clay Modificado. Superficie de fluencia y línea de estado crítico en el espacio p - q - v 124

LISTA DE CUADROS

CUADRO N° 1: PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LOS SONDEOS REALIZADOS.....	143
CUADRO N° 2: PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LAS MUESTRAS DE SUELO TOMADAS DE CADA CALICATA.	144
CUADRO N° 3: PROPIEDADES RESISTENTES DE LAS ARCILLAS LACUSTRES	145
CUADRO N° 4: PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE LA ARCILLAS LACUSTRES	146
CUADRO N° 5: FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA PARA DIFERENTES MÉTODOS.....	149
CUADRO N° 6: FACTORES DE CORRECCIÓN CONSIDERADOS EN CADA MÉTODO.	154
CUADRO N° 7: PARÁMETROS DE RESISTENCIA UTILIZADOS EN CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE.	162
CUADRO N° 8: CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA PARA ZAPATAS DE 1.00x1.00 m ²	163
CUADRO N° 9: RESUMEN DE RESULTADOS DE CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA BAJO ZAPATA DE 1.00x1.00 m ² (Ton/m ²)	164
CUADRO N° 10: CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA PARA ZAPATAS DE 1.50x1.50 m ²	166
CUADRO N° 11: RESUMEN DE RESULTADOS DE CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA BAJO ZAPATA DE 1.50x1.50 m ² (Ton/m ²).....	167
CUADRO N° 12: VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m ²), EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE LA ZAPATA. (Para Df = 1.00 m)	169
CUADRO N° 13: CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS CUADRADAS DE DIFERENTES DIMENSIONES.....	172
CUADRO N° 14: VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m ²), EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. (Para B=1.00m)	174
CUADRO N° 15: VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m ²), EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. (Para B=1.50m)	175

<i>CUADRO N° 16: PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN UTILIZADOS EN EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....</i>	<i>177</i>
<i>CUADRO N° 17: ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA CARGA DE 10.7 ton/m², EN ZAPATA CUADRADA DE 1.00 m.....</i>	<i>180</i>
<i>CUADRO N° 18: ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA CARGA ADMISIBLE PROMEDO POR RESISTENCIA DE 9.69 ton/m², EN ZAPATA CUADRADA DE 1.00 m.....</i>	<i>181</i>
<i>CUADRO N° 19: ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA CARGA DE 7.0 ton/m², EN ZAPATA CUADRADA DE 1.50 m.....</i>	<i>181</i>
<i>CUADRO N° 20: ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA CARGA ADMISIBLE PROMEDO POR RESISTENCIA DE 9.12 ton/m², EN ZAPATA CUADRADA DE 1.50 m.....</i>	<i>181</i>
<i>CUADRO N° 21: CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO APLICADO. (Zapata de 1.00 x 1.00 m²)</i>	<i>183</i>
<i>CUADRO N° 22: CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO APLICADO. (Zapata de 1.50 x 1.50 m²)</i>	<i>186</i>
<i>CUADRO N° 23. COMPARACIÓN ENTRE PREDICCIONES DE CAPACIDAD PORTANTE Y ESFUERZO MEDIDO A 150 MM DE ASENTAMIENTO.</i>	<i>191</i>
<i>CUADRO N° 24: COMPARACIÓN ENTRE PREDICCIÓN DE ESFUERZOS APLICABLES Y ESFUERZOS MEDIDOS A 25 MM DE ASENTAMIENTO.....</i>	<i>192</i>
<i>CUADRO N° 25: COMPARACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES ESTIMADAS CON LAS CARGAS MEDIDAS EN CAMPO. (Zapata de 1.00 x 1.00 m²)</i>	<i>193</i>
<i>CUADRO N° 26: COMPARACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES ESTIMADAS CON LAS CARGAS MEDIDAS EN CAMPO. (Zapata de 1.50 x 1.50 m²)</i>	<i>194</i>

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO N° 1: UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	128
GRÁFICO N° 2: NIVELES MÁXIMOS ANUALES DEL LAGO TITICACA. (Fuente: SENAMHI).....	130
GRÁFICO N° 3: GEOLOGÍA LOCAL DE PUNO. (Fuente: INGEMMET).....	140
GRÁFICO N° 4: FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_c PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.....	150
GRÁFICO N° 5: FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_q PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.....	151
GRÁFICO N° 6: FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_γ PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.....	152
GRÁFICO N° 7: VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_c	155
GRÁFICO N° 8: VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_c PARA DIMENSIONES DE APLICACIÓN PRÁCTICA (<5m).....	156
GRÁFICO N° 9: VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_q	157
GRÁFICO N° 10: VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_q PARA DIMENSIONES DE APLICACIÓN PRÁCTICA (<5m).....	157
GRÁFICO N° 11: CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR DIFERENTES MÉTODOS (Zapata 1.00x1.00 m ²).....	165
GRÁFICO N° 12: CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR DIFERENTES MÉTODOS (Zapata 1.50x1.50 m ²).....	168
GRÁFICO N° 13: CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS. (Para 0.5 < B < 50).....	170
GRÁFICO N° 14: CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS. (Para 0.5 < B < 5).....	171
GRÁFICO N° 15: CARGA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS. (Profundidad de desplante de 1.00 m).....	173
GRÁFICO N° 16: CARGA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS. (Profundidad de desplante de 2.00 m).....	173
GRÁFICO N° 17: VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m ²) EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. (Para B=1.00 m).....	175

GRÁFICO N° 18: VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²)
EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. (Para
B=1.50 m)..... 176

GRÁFICO N° 19: BULBO DE PRESIONES BAJO UN ÁREA CARGADA CUADRADA.
..... 178

GRÁFICO N° 20: FACTORES DE INFLUENCIA DEL INCREMENTO DEL ESFUERZO
BAJO LA ESQUINA DE RECTÁNGULO CARGADO
UNIFORMEMENTE. (Fadum, 1948) (Fuente: Hoja de cálculo
elaborada por el autor con cálculo realizado para la profundidad de
1.05 m) 179

GRÁFICO N° 21: ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS..... 182

GRÁFICO N° 22: ASENTAMIENTOS PARA ESFUERZOS GENERADOS EN EL
SUELO BAJO ZAPATAS CUADRADAS DE 1.00 m..... 184

GRÁFICO N° 23: ASENTAMIENTOS DEBIDOS A ESFUERZOS APLICADOS EN
ZAPATAS CUADRADAS DE 1.00 m..... 185

GRÁFICO N° 24: ASENTAMIENTOS PARA ESFUERZOS GENERADOS EN EL
SUELO BAJO ZAPATAS CUADRADAS DE 1.50 m..... 187

GRÁFICO N° 25: ASENTAMIENTOS DEBIDOS A ESFUERZOS APLICADOS EN
ZAPATAS CUADRADAS DE 1.50 m..... 188

GRÁFICO N° 26: CURVA CARGA-ASENTAMIENTO PARA LA ZAPATA DE PRUEBA
DE 1.00 m..... 189

GRÁFICO N° 27: CURVA CARGA-ASENTAMIENTO PARA LA ZAPATA DE PRUEBA
DE 1.50 m..... 190

LISTA DE SÍMBOLOS

ESCRITURA NORMAL

- a_v = coeficiente de compresibilidad
- b_c, b_q, b_γ = factores de inclinación de la base (base inclination factors)
- B = ancho del cimiento
- c = cohesión
- c' = cohesión efectiva
- C_c = coeficiente o índice de compresión
- C_r = coeficiente o índice de expansión, hinchamiento o de recompresión
- d_c, d_q, d_γ = factores de profundidad (depth factors)
- D_f = profundidad de desplante
- e = relación de vacíos
- e_o = relación de vacíos inicial
- E_u = módulo elástico no drenado del suelo
- FS = factor de seguridad
- g_c, g_q, g_γ = factores de inclinación del terreno (ground inclination factors)
- H_o = altura inicial de la capa o estrato de suelo
- i_c, i_q, i_γ = factores de inclinación de carga (load inclination factors)
- K_{py} = coeficiente de empuje pasivo usado por Terzaghi.
- L = largo del cimiento
- m_v = coeficiente de variación volumétrica
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad portante o de carga

N'_c, N'_q, N'_γ = factores de capacidad portante modificada para falla por corte local

OCR = Razón o relación de sobreconsolidación (OverConsolidation Ratio)

p_c = presión de preconsolidación

q = sobrecarga del suelo sobre la base del cimiento

q_u = capacidad de carga última o capacidad portante última

Q_u = carga o fuerza última aplicable

s_c, s_q, s_γ = factores de forma (shape factors)

S = asentamiento del terreno

u = presión de agua de poro, presión de poro o presión neutra

U = grado o porcentaje de consolidación del suelo

LETRAS GRIEGAS

Δe = diferencia de relación de vacíos

$\Delta \sigma$ = incremento de esfuerzo aplicado

φ = ángulo de fricción o ángulo de fricción interna

φ' = ángulo de fricción interna efectiva

γ = peso unitario del suelo

γ' = peso unitario del suelo

σ = esfuerzo normal a la superficie de falla

σ'_o = esfuerzo efectivo inicial

σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo inicial

σ'_{vf} = esfuerzo vertical efectivo final

τ = esfuerzo cortante en el suelo

ν = módulo de Poisson

RESUMEN

En la bahía de Puno encontramos suelos finos cohesivos lacustres, formados principalmente por la sedimentación de suelos finos transportados, y la creciente necesidad de vivienda y espacios para construir diversas obras ha traído consigo problemas del comportamiento del suelo frente a las cargas que imponen las nuevas estructuras. Para construir las estructuras sobre el terreno de la bahía de Puno se requiere que los ingenieros tengan un amplio conocimiento sobre el comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la zona. El comportamiento mecánico del suelo, para el proyecto y construcción de cimentaciones superficiales, tiene el objetivo de determinar la carga máxima admisible, expresada mediante la capacidad portante del suelo, que no cause ningún problema de rotura o deformación excesiva del suelo que afecte el normal y adecuado funcionamiento en servicio de estructuras. **Objetivo:** El objetivo de esta tesis fue evaluar la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales, mediante la aplicación de procedimientos y métodos disponibles. **Método:** Se realizó una revisión bibliográfica sobre los principios de mecánica de suelos para caracterizar y reconocer un suelo lacustre blando compresible, procedimientos y métodos de cálculo de la capacidad portante, tradicionalmente utilizados para el diseño de las cimentaciones superficiales. Igualmente, se ejecutaron ensayos de laboratorio para caracterizar y determinar las propiedades de los suelos lacustres de la bahía de Puno. A partir de los resultados de laboratorio se realizaron cálculos teóricos de la capacidad portante de los suelos lacustres de la bahía de Puno. Asimismo, se realizaron ensayos sobre modelos a escala real con zapatas apoyadas sobre el suelo lacustre de la bahía de Puno. **Resultados:** Los resultados de laboratorio nos mostraron la existencia de los suelos lacustres de la bahía de Puno, con contenidos de materia orgánica, que tiene baja resistencia al cortante y son compresibles, produciendo asentamiento perjudiciales para las edificaciones que puedan proyectarse en la zona. Asimismo se observó que tanto los resultados teóricos como los ensayos a escala real que el criterio predominante para la

determinación de la capacidad portante es el de la deformabilidad del suelo. Adicionalmente, se determinó que las edificaciones con zapatas cuadradas de 1.00 m pueden soportar 1 piso en elevación y las edificaciones con zapatas cuadradas de 1.50 m soportarán 2 pisos. Igualmente, se determinó que se pueden usar los métodos por resistencia con una reducción del valor calculado y que el método más recomendable para calcular la capacidad portante es el de la consolidación unidimensional (edométrico).

Palabras clave: Cimentaciones superficiales, comportamiento mecánico, suelo lacustre, capacidad portante, consolidación de suelos.



ABSTRACT

In the bay of Puno, we found deposits of lacustrine cohesive soils, formed mainly by sedimentation of fine soils transported, and the need for housing and areas to build various civil works has brought problems of soil behavior due to charges imposed by new structures. To build structures on the ground of Puno Bay requires that the engineers have extensive knowledge about the mechanical behavior of the lacustrine soils. Generally, the mechanical behavior of the soils, for the design and construction of shallow foundations, aims to determine the maximum allowable load expressed by the bearing capacity of the soil, which does not cause any problems of breakage or excessive deformation of the ground affecting the normal and proper functioning in service structures or buildings.

Objective: The objective of this thesis was to evaluate the predictive ability of the methods of estimating the mechanical behavior of the lacustrine soils of Puno Bay for shallow foundations, by applying procedures and methods available.

Method: A literature review on the principles of soil mechanics was performed to characterize and recognize a lacustrine soft compressible soil, procedures and methods for calculating the bearing capacity, traditionally used for designing shallow foundations. In addition, I performed laboratory tests to characterize and to determine their properties for geotechnical design. From the test results, I did theoretical calculations of the bearing capacity of lacustrine soils of Puno Bay. In addition, tests on full-scale models with footings resting on ground of Puno Bay were developed.

Results: The laboratory results showed us the existence of lacustrine soils in Puno Bay, with content of organic matter, which has low shear strength and are compressible, producing harmful settlement for buildings projected in this area. I noted that both theoretical and full-scale tests results that the predominant criterion for determining the bearing capacity is the deformability of the soil. It was also determined for buildings with 1.00 m square footings can support one floor in elevation and buildings with 1.50 m square footings can support two floors. In addition, it was determined that the methods for resistance criterion can be used with a reduction of the calculated value and the most

advisable method to calculate the bearing capacity is the one-dimensional consolidation (Oedometric).

Key words: shallow foundations, mechanical behavior, lacustrine soils, bearing capacity, soil consolidation.



INTRODUCCIÓN

En la bahía de Puno, tenemos suelos finos cohesivos lacustres, formados principalmente por la sedimentación de suelos finos transportados ya sea por los ríos o por el viento. Además, los suelos de la bahía de Puno se caracterizan por la presencia de material orgánico producto de la presencia de la actividad de la flora y fauna característica de la zona de estudio. Con el pasar del tiempo y con el desarrollo económico creciente de nuestro país y, particularmente, de nuestra región, la población urbana de la ciudad de Puno ha crecido y con ella se incrementó la necesidad de vivienda, y por consiguiente creció la necesidad de espacios para solucionar esa necesidad de espacio. Ha crecido Puno hacia todos lados, y por el este, colindante con el Lago Titicaca también ha crecido ocupando zonas que antiguamente se hubiera pensado imposible de ocupar, pero que la necesidad actual ha empujado a explotar, pero trayendo consigo problemas del comportamiento del suelo frente a las cargas que imponen las nuevas edificaciones, destinadas principalmente a viviendas.

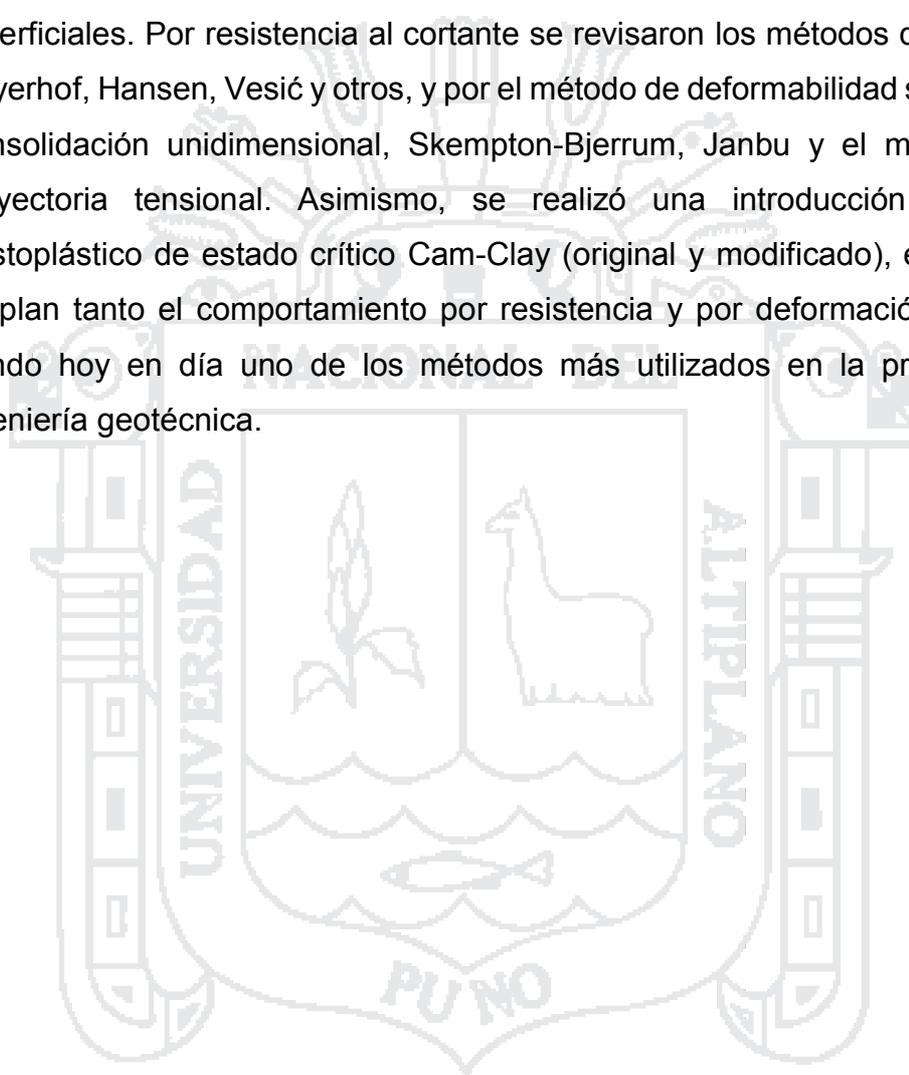
Para materializar o ejecutar todas las estructuras, provisionales o definitivas, de las obras (presas, puentes, edificios, carreteras, tanques, etc.), a pequeña o gran escala, que de seguro se apoyan sobre el terreno de la bahía de Puno se requiere que los ingenieros encargados de esa tarea tengan conocimiento sobre el comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la zona.

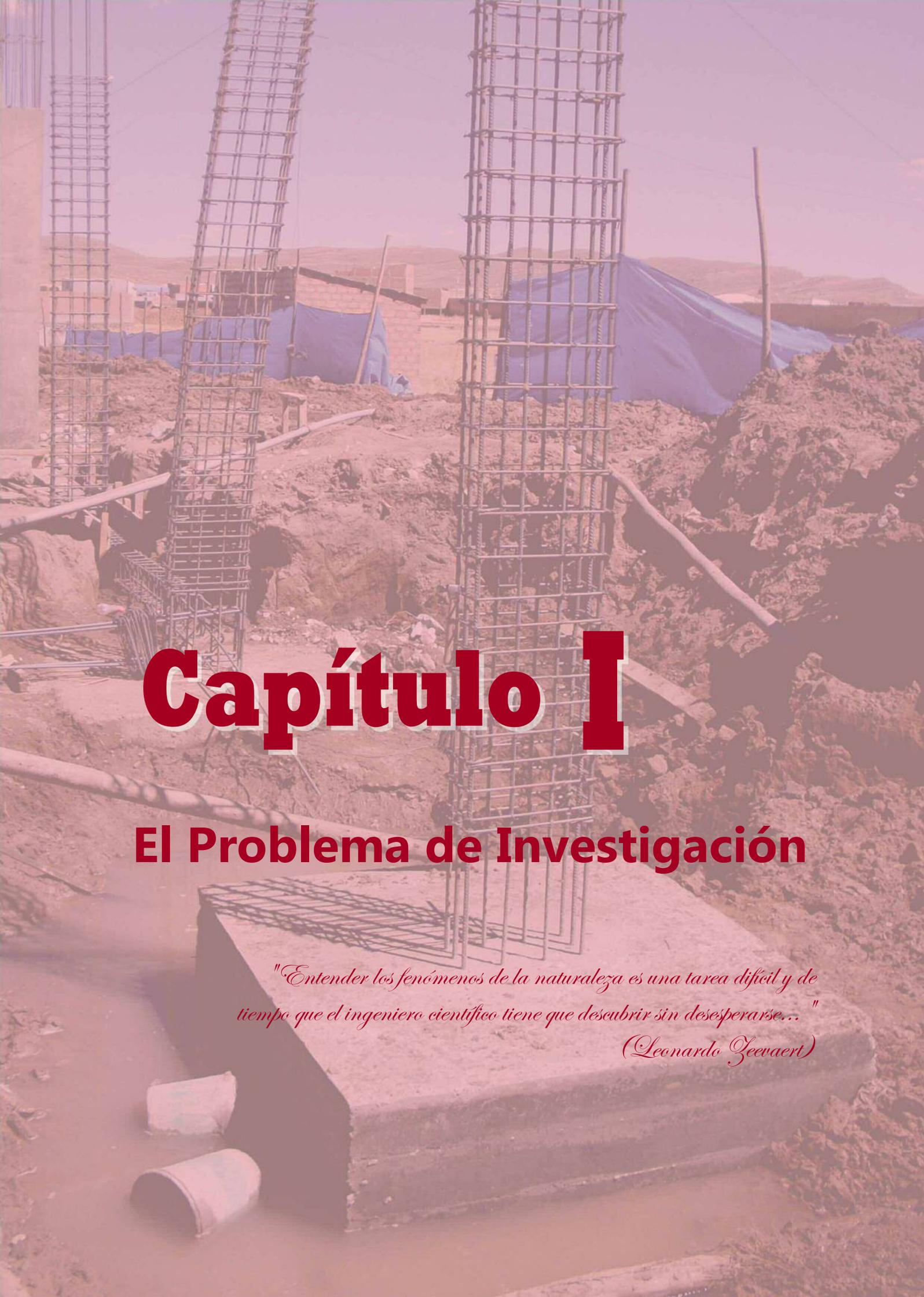
El comportamiento mecánico del suelo en general, para el proyecto y construcción de cimentaciones superficiales, se expresa a través de la determinación de la carga máxima admisible, expresado mediante la capacidad portante del suelo, que no cause ningún problema de rotura o deformación excesiva del suelo que afecte el normal y adecuado funcionamiento en servicio de las estructuras o edificaciones construidas sobre el suelo.

La capacidad portante se determina tradicionalmente a través de dos criterios: la resistencia al cortante y la deformabilidad del suelo analizados por separado. Cada uno de esos criterios reúne una serie de formulaciones y planteamientos

para determinar la capacidad portante del suelo, mediante modelos planteados a partir de principios diferentes, la teoría de la plasticidad por un lado y la teoría de la elasticidad por el otro lado respectivamente.

En esta tesis se revisan los principales métodos de cálculo de capacidad portante principales, tradicionalmente utilizados para el diseño de las cimentaciones superficiales. Por resistencia al cortante se revisaron los métodos de: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic y otros, y por el método de deformabilidad se revisaron: Consolidación unidimensional, Skempton-Bjerrum, Janbu y el método de la Trayectoria tensional. Asimismo, se realizó una introducción al modelo elastoplástico de estado crítico Cam-Clay (original y modificado), en el que se acoplan tanto el comportamiento por resistencia y por deformación del suelo, siendo hoy en día uno de los métodos más utilizados en la práctica de la ingeniería geotécnica.





Capítulo I

El Problema de Investigación

"Entender los fenómenos de la naturaleza es una tarea difícil y de tiempo que el ingeniero científico tiene que descubrir sin desesperarse..."

(Leonardo Zevaert)

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La *Ingeniería* es ciencia, arte, oficio y técnica que hace posible cosificar las ideas, encarnando en proyectos nuestras ideas y convirtiendo los proyectos en obras para resolver problemas y satisfacer las necesidades de la humanidad, logrando crear empleos, hogares y mejorando la calidad de vida de la gente.

La *Ingeniería Civil*, madre de todas las ingenierías, se encarga del proyecto, construcción, control y mantenimiento de infraestructura, obras hidráulicas, geotécnicas y de transporte, teniendo en cuenta la seguridad, estética, durabilidad y economía de sus obras, respetando el medio ambiente.

La comunidad mundial de la ingeniería civil se siente orgullosa de su legado. Durante el pasado siglo el suministro de agua potable ha ampliado la expectativa de vida en general; los sistemas de transporte sirven como motor económico y social; nuevos puentes, que aúnan resistencia y belleza, agilizan el tránsito y acercan a las comunidades; la construcción pública y privada, para los que los ingenieros aportan los pilares esenciales del diseño y la supervisión de proyectos, produce cientos de miles de empleos e impulsa el desarrollo de los pueblos. Los ingenieros civiles han dejado huella en muchos aspectos de la vida cotidiana de prácticamente todos los seres humanos del planeta. (ASCE, 2006)

Si bien los ingenieros que llevaron a cabo todas las obras, de las que ahora nos sentimos orgullosos, tuvieron grandes éxitos, que hoy vemos con gran asombro por todo el mundo, no siempre fue así porque ocurrieron también catástrofes, entendida como el mal comportamiento de las obras y estructuras, que daban advertencia de que se estaban sobrepasando los límites del conocimiento para proyectar y materializar las obras. Las catástrofes guardan y enseñan lecciones inestimables, en la medida en que estén bien documentadas y se realice un esfuerzo para entender las causas que las desencadenaron.

Las estructuras, provisionales o definitivas, de las obras (presas, puentes, edificios, carreteras, tanques, etc.), a pequeña o gran escala, se apoyan sobre el terreno, siempre que no floten o vuelen, o se construyen con materiales provenientes de la corteza terrestre.

Todo aquel que pretenda embarcarse en la tarea de concebir una obra sabe que, para que una estructura funcione adecuadamente, frente al conjunto de solicitudes y exigencias que la originaron éstas deben contar con cimentaciones diseñadas racionalmente y construidas adecuadamente. La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. El constructor podrá tener problemas para realizar lo que figura en los planos y especificaciones pero no es responsable del mal criterio que se haya seguido para concebir y diseñar los elementos de las estructuras.

Cabe mencionar, insistentemente y con énfasis, el hecho de que la ingeniería comprende dos fases absolutamente distintas: 1) El *cálculo* propiamente dicho, para predecir el comportamiento; y 2) La *decisión* en cuanto al comportamiento considerado aceptable. La primera tarea es generalmente la única a la que se dedica, bien o mal, predominantemente mal, la enseñanza formal. Entre tanto, en la experiencia de cualquier ingeniero (o profesional de un modo general) después de algunos años de trabajo resulta claro que la segunda tarea es predominantemente más importante. (De Mello, 1972)

Por tanto, la ingeniería constituye, esencialmente, un acto de decisión frente a la incertidumbre, casi inherente a ella. Tales decisiones deben estar basadas en un mayor grado de confiabilidad de los resultados obtenidos con los métodos de cálculo disponibles. Desde luego se debe intentar, como se ha hecho casi siempre en *la perpetua lucha del ingeniero civil contra las traicioneras fuerzas de la naturaleza ocultas en la tierra*, reducir al mínimo las fuentes de error y la incertidumbre que están presentes en nuestros métodos de predicción.

Tradicionalmente, [...], el proyecto geotécnico debe cumplir dos requisitos fundamentales: 1) Asegurar la estabilidad de la obra, y 2) Conseguir que las deformaciones o movimientos en servicio sean aceptables. La primera lleva de forma natural al estudio de las condiciones de rotura (falla). Asegurar la estabilidad significa situar el proyecto suficientemente lejos del colapso. [...] La segunda condición requiere el conocimiento de la “rigidez” del terreno frente a las cargas y otros cambios en el estado inicial del suelo como consecuencia de la realización del proyecto. (Alonso, 2005)

Los análisis para la determinación de las deformaciones del suelo y su estabilidad se han convertido en algo cada vez más importante por un número de razones, que incluyen: (Lambe, 1965)

- a. Las estructuras que hoy se construyen son pesadas y grandes;
- b. Las nuevas estructuras tienen restricciones más exigentes sobre la distorsión admisible;
- c. Los terrenos con buenas condiciones de subsuelo se están agotando, haciendo necesario el uso de terrenos desfavorables;
- d. La economía es un factor importante para los intereses de los clientes, para quienes se proyectan y construyen las estructuras;
- e. El mayor refinamiento y precisión del análisis estructural justifican un refinamiento en los análisis del suelo.

En cualquier área es deseable examinar ocasionalmente el nivel de la práctica. En este punto de la historia, se ve esencial una evaluación de los análisis de las deformaciones y la estabilidad de las cimentaciones. Esta evaluación puede ayudarnos a establecer los límites de confiabilidad de los

métodos de predicción para varias situaciones, y debe identificar los componentes de los análisis que más necesitan ser mejoradas. Evaluar la confiabilidad de los métodos para predecir el comportamiento de las cimentaciones superficiales es una tarea que debemos desarrollar constantemente en nuestra vida profesional académica y práctica.

A pesar de los muchos avances en la teoría de la ingeniería de cimentaciones todavía existen muchos vacíos en nuestro conocimiento. En general, las grandes incertidumbres son el resultado de nuestro limitado conocimiento de las condiciones del suelo.

Ralph B. Peck (1965) indica que pueden encontrarse al menos cinco fuentes de error e incertidumbre que se introducen en el diseño de una estructura con respecto a la capacidad de soportar cargas y de deformarse, que son:

1. Las *cargas* asumidas para el diseño, especialmente las cargas vivas;
2. Las *condiciones del suelo* pueden diferir de aquellos en que está basada el diseño, y los métodos de predicción;
3. La *teoría* en la que se basan los cálculos pueden ser inseguros o inadecuados;
4. La *tolerancia de las estructuras* a los movimientos diferenciales, pueden ser mal juzgados o establecidos; y
5. Los *problemas de construcción* pueden invalidar el diseño.

T. W. Lambe (1973) brindó una fuerte defensa de la predicción en ingeniería geotécnica. Clasificó las predicciones en: Clase A – Antes del evento, Clase B – Durante el evento, y Clase C – Después del evento. El profesor Lambe fue un defensor de las predicciones Clase A. Las consideró como más útiles que las predicciones Clase B, a pesar de que estaba plenamente consciente de las limitaciones de los datos disponibles para el ingeniero y de que la realidad de los mecanismos implicados raramente son identificados completa y correctamente.

Nadie puede dudar que las predicciones cuantitativas de acontecimientos por venir sean importantes en ingeniería geotécnica. Para muchas tareas, como las relacionadas a la determinación de la capacidad de carga y el

asentamiento de las cimentaciones superficiales, son la esencia del quehacer geotécnico.

Debido a las incertidumbres, mencionadas anteriormente, el ingeniero prudente no sigue ciegamente los resultados de los ensayos y análisis. [...] Es peligroso ver a la ingeniería de cimentaciones, o a cualquier otro tipo de ingeniería, como una simple colección de fórmulas y ábacos a seguirse usando algunas “recetas” para el diseño. Esto es porque es esencial, para el comportamiento de las cimentaciones, entender las bases y limitaciones de los métodos de análisis. (Caduto, 2001)

Un estudio de las hipótesis involucradas en la ecuación de capacidad de carga última indica las deficiencias de esa ecuación y los datos, disponibles en la literatura técnica, confirman esas deficiencias. Los métodos de cálculo de los asentamientos tienen limitaciones que no son tomadas en cuenta en la práctica tradicional de la ingeniería geotécnica, sobretodo en nuestro medio.

La recomendación, casi unánime, en la práctica es ser conservadores y optar por inclinarse bastante por el lado de la seguridad. Sin embargo, la mejor cimentación es aquella que cumple con los requerimientos de diseño, reduciendo costos y optimizando la “seguridad” (FS). Esto implica encontrar el equilibrio adecuado entre los conservadores, que apelan a tomar factores de seguridad grandes, y los arriesgados, que toman como válidas predicciones muy por debajo de lo mínimamente prudente y recomendable. Por ello, es importante probar la confiabilidad de las herramientas de predicción con las que contamos actualmente y que pocas veces, o nunca, fueron revisadas en nuestro medio, tendiendo a tomarlas como válidas para ser aplicadas en el proyecto de cimentaciones en nuestro medio.

En nuestra ciudad, específicamente en las obras que se ejecutan en la bahía de la ciudad de Puno, se proyectan cimentaciones de acuerdo a un procedimiento tradicional que no ha sido sometido a reflexión ni a un análisis sobre la aplicabilidad de los métodos que se aplican para el cálculo de capacidad de carga y asentamiento, esto quizás sea lo que explique la situación que se puede observar en diversos sectores de la zona en la que

se realizará la investigación. Esta situación se refiere a los asentamientos diferenciales notables que causaron y causan aún daños en los elementos estructurales y la albañilería de las viviendas y edificaciones de la zona.

Una revisión del problema que se presenta en la zona nos conduce a concluir que la ausencia de un diseño racional, con un estudio de suelos cuidadoso y cálculos que justifiquen los resultados, hacen que se presente el mal funcionamiento de las cimentaciones de la zona de estudio. La mayor parte de las edificaciones fueron ejecutadas solamente por un maestro de obra que toma decisiones solamente basado en experiencias anteriores pero que no obedecen al procedimiento que se deben seguir para proyectar y construir cimentaciones seguras y eficientes en términos constructivos y económicos que satisfagan las exigencias de los clientes.

La zona ha sido estudiada en diversas ocasiones, pero en términos de caracterización del subsuelo para proyectar obras como muelles, viales o de saneamiento. Sin embargo, dichos estudios no están disponibles para la comunidad técnica de nuestra región, y los que estudios disponibles tienen un carácter distinto al que se pretende realizar con el presente trabajo.

Por esta razón se pretende generar un estudio concienzudo y racional que nos lleve a obtener y disponer de datos confiables sobre las características de la zona y que posibilite la aplicación de métodos confiables en el diseño de cimentaciones superficiales en esta zona de nuestra ciudad que aún se encuentra en crecimiento poblacional, lo que implica un crecimiento en la cantidad y tamaño de las edificaciones.

1.2. ENUNCIADO DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

Desconfianza e incertidumbre de los resultados de la predicción del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales, obtenidos mediante la aplicación de procedimientos tradicionales.

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son los métodos más confiables para predecir la capacidad de carga última y asentamiento de los suelos lacustres de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales?
- ¿Cómo se podrá minimizar la incertidumbre e incrementar la confiabilidad de las predicciones del comportamiento mecánico de los suelos de fundación de la bahía de Puno, que permita el equilibrio entre seguridad y economía en los resultados del diseño final?

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

A pesar del progreso que en casi cien años ha experimentado la mecánica de suelos, todavía tropezamos con ingenieros que sólo se preocupan por la capacidad portante superficial (por resistencia), sin que les inquiete su comportamiento a cotas más profundas (asentamientos). Esta forma de pensar implica un desinterés por las capas inferiores del subsuelo y, por tanto, la falta o insuficiencia de los estudios de mecánica de suelos. El resultado es la aparición de graves alteraciones fruto de los asentamientos, especialmente si el subsuelo está constituido por suelos blandos compresibles. (Adaptado de Logeais, 1984)

Para cimentaciones superficiales, el primer dato que el proyectista necesita conocer es la capacidad portante del suelo (por resistencia), pues de lo contrario no es posible dimensionar las zapatas. Una vez en posesión de dicho valor, a la cimentación se le asigna la base de apoyo suficiente para que la presión de contacto (considerada uniformemente distribuida), no exceda la carga admisible de trabajo. Los textos que trata este tema exponen los distintos medios existentes para determinar la capacidad portante por resistencia del suelo, los cuales se tratarán en capítulos subsiguientes. (Adaptado de Logeais, 1984)

La determinación de la capacidad portante admisible de un suelo desgraciadamente no resuelve completamente el problema de las

cimentaciones. Las presiones que provoca la zapata no quedan localizadas a pocos centímetros bajo la cimentación. Desde hace mucho tiempo se saben calcular las compresiones que surgen en la profundidad de un suelo cargado por una zapata, gracias a las ecuaciones teóricas que en 1885 estableció el matemático francés Joseph Boussinesq. (Adaptado de Logeais, 1984)

La información disponible en la literatura técnica nos muestra variaciones en los valores calculados, y los observados, por tanto diferencias en la determinación de la capacidad de carga admisible del terreno de fundación, mediante los cuales se proceden a diseñar y proyectar las estructuras de cimentación de edificaciones en las zonas cercanas al Lago Titicaca. Estas variaciones pueden ser generadas por diversas razones, las cuales se pretenden analizar mediante la presente investigación, posibilitando así determinar un método adecuado para usarlo en la predicción del comportamiento de los suelos lacustres de la Bahía de Puno, mediante la evaluación de la eficiencia de los métodos que se verán durante el proceso de investigación.

Este trabajo será beneficioso tanto para los ingenieros como para la población y las instituciones que construyen sus viviendas y edificaciones en la zona de influencia del presente trabajo.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Evaluar la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales, mediante la aplicación de procedimientos y métodos disponibles.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar los métodos más confiables para predecir la capacidad de carga última de los suelos lacustres de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales.

- Determinar los métodos más confiables para predecir los asentamientos del terreno bajo cimentaciones superficiales en la bahía de Puno.
- Implementar un método de predicción del comportamiento mecánico de los suelos de fundación de la bahía de Puno para cimentaciones superficiales, que reduzca las incertidumbres e incremente la confiabilidad en su aplicación para obtener el equilibrio entre seguridad y economía en el diseño final.

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. Hipótesis general

La evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales, permitirá reducir las incertidumbres e incrementar la confiabilidad de los resultados finales consiguiendo un mejor equilibrio entre seguridad y economía mediante la implementación de un método de predicción adecuado.

1.5.2. Hipótesis específicas

- Determinar los métodos más confiables para determinar la capacidad de carga última y asentamientos de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales, permitirá mayor confiabilidad en los resultados obtenidos.
- La implementación de un método de predicción del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales, permitirá la reducción de incertidumbres y el incremento de la confiabilidad en su aplicación, con equilibrio entre seguridad y economía en el diseño final.



Capítulo II

Marco Teórico – Conceptual

*"Studia prima la scienza e poi seguita la practica,
nata da essa scienza"
(Leonardo da Vinci)*

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO – CONCEPTUAL

2.1. ANTECEDENTES

Briaud y Gibbens (1999) presentaron resultados de ensayos de carga sobre cinco zapatas cuadradas de 1.0 x 1.0 m, 1.5 x 1.5 m, 2.5 x 2.5 m, 3.0 x 3.0 m y 3.0 x 3.0 m, todos con 1.5 m de altura (espesor) y con 0.75 m de profundidad de cimentación en una arena silíceo fina limosa, en el Campo Nacional de Experimentación Geotécnica en la Texas A&M University. Analizaron tres ítems relacionados a los ensayos realizados: deformación del ensayo como función del tiempo; el desplazamiento vertical e la masa de suelo como función de la profundidad debajo del centro de la zapata; y el desplazamiento horizontal de la masa de suelo como función de la profundidad y la extensión lateral próximo al borde de la zapata. Además, compararon los resultados obtenidos con los predichos mediante seis métodos de capacidad de carga y doce métodos para el caso de asentamientos. La capacidad de carga obtenida por los métodos considerados fue comparada con la carga que produce 150mm de asentamiento, mientras que para el caso de los métodos de asentamientos se compararon las cargas que producen 25 mm de asentamiento.

Briaud (2007) propuso un nuevo método basado en la elaboración de una curva carga-asentamiento a partir del ensayo presiométrico, para aliviar el problema generado por las deficiencias de la fórmula general de capacidad de carga. El método propuesto está basado en datos de 24 ensayos de carga

sobre zapatas reales, simulación numérica (20 cálculos mediante el MEF), y un modelo establecido del efecto del tiempo. Además presenta un ejemplo de aplicación de este método (cimentación de estribo de puente).

Tan y Duncan (1991) evaluaron, mediante la comparación con asentamientos medidos, doce métodos de estimación de asentamientos de zapatas sobre arenas. Cada uno de los métodos fueron evaluados en términos de: 1) exactitud, 2) confiabilidad, y 3) facilidad de uso. Los resultados obtenidos indican que los métodos de cálculo de asentamientos fueron desarrollados para alcanzar diferentes objetivos. Concluyeron que la mayoría de los métodos parecen ser concebidos para obtener la mayor exactitud posible. Además, llegaron a la conclusión de que los métodos de Terzaghi y Peck, y el método de Peck, Hanson y Thornburn, por otro lado, parecen haber sido concebidos teniendo en mente la confiabilidad máxima. Establecieron, además, que existe una compensación entre exactitud y confiabilidad. Finalmente, propusieron multiplicar los valores de asentamientos obtenidos por un factor de corrección.

Duncan (1993) analizó las limitaciones del análisis convencional del asentamiento por consolidación, presentando dos casos históricos: el muelle de la Isla Granjera en la Bahía de San Francisco y el Aeropuerto Internacional de Kansai en Japón, que reportaron asentamientos de 2 m y 12 m respectivamente durante el tiempo de vida de diseño. A partir de las experiencias de esos casos históricos que mostraron el valor práctico de estimar los asentamientos con precisión, se muestran los problemas asociados a la precisión en la estimación de los asentamientos y la velocidad de los asentamientos. Además menciona que esas y otras experiencias muestran deficiencias importantes en el estado del arte para la predicción de asentamientos debidos a:

- Dificultades en la evaluación de las presiones de preconsolidación.
- Dificultades en la elección de valores de c_v para calcular la velocidad de asentamiento.
- Dificultades en la determinación de si las capas de arena incorporadas proporcionarán o no drenaje a las capas de arcilla que se consolidan.

- Deficiencias en la teoría convencional de la consolidación.

Duncan, concluye que para una predicción exacta o segura de los asentamientos y la velocidad con que ellos ocurren requiere de métodos mejorados de anticipación o predicción que tomen en cuenta que las capas de arena pueden proporcionar drenaje; que usen análisis que tomen en cuenta factores importantes tales como la variación en c_v en las capas de arcilla, el comportamiento tensión-deformación no lineal y los efectos del perfil de deformación no uniforme; e investigar para desarrollar un modelo mejorado de compresibilidad de arcillas que incluyan los efectos de la velocidad de deformación.

En nuestro medio se realizaron algunos estudios geotécnicos alrededor de la zona en estudio, dentro de los cuales se puede mencionar:

Zapana (2005) en su tesis titulada: *Evaluación geotécnica y estudio de cimentaciones en las viviendas de la Urbanización “Los Reflejos de San Valentín” – Puno*, realizó una evaluación y un estudio de las condiciones de cimentación en las viviendas de dicha urbanización, concluyendo que:

- El subsuelo de la zona está conformado por estratos de suelo blando arcilloso, limoso y algunos estratos de arena, cuyas capacidades de carga admisible varían de 0 a 1.40 kg/cm², dependiendo de si se realizó o no un relleno adecuado y de su ubicación geológica.
- Las fallas estructurales en las viviendas es por causa del relleno inapropiado que sirve de soporte para los cimientos de los mismos, debido a que el asentamiento por consolidación del suelo natural, bajo la carga de una vivienda típica, es menor a 4.61 cm, mientras que el asentamiento diferencial encontrado es menor a 30 cm, debido principalmente a la variación del perfil estratigráfico de la zona.
- Los contenidos de sales agresivas al concreto, en toda la zona de estudio, se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles.
- De la evaluación de las viviendas existentes concluyó que:

- 14 viviendas presentan daños leves en los muros, representando a menos del 10% del conjunto estructural, consistentes en grietas pequeñas junto a las ventanas o puertas;
 - 25 viviendas tienen daños medianos que representan aproximadamente el 10% al 30% del total, con asentamientos diferenciales menores a 2.5 cm, las grietas son desde las ventanas hasta el sobrecimientos;
 - 14 viviendas con daños graves en el conjunto estructural que representa del 30% al 50% del total, con asentamientos diferenciales medianos de 3 a 5 cm, siendo las grietas desde las ventanas hasta el sobrecimiento; y
 - 14 viviendas con daños muy graves, que representan más de 50% del total, con asentamientos diferenciales graves de 6 a 10 cm, sin embargo, dentro de éstas, 8 viviendas presentan asentamientos mayores a los 10 cm.
- Durante la ejecución de los rellenos de estas viviendas las entidades que participaron en la construcción de éstas, no verificaron el material empleado y menos aún las técnicas de compactación para evitar los asentamientos mayores a los permisibles.

Ramos (2013), en su tesis titulada: *Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación en la Av. Costanera II etapa – Puno*, analizó el subsuelo para la zona de la Av. Costanera mediante estudios de campo y ensayos de laboratorio llegando a las siguientes conclusiones:

- El terreno de fundación está conformado por una estratigrafía intercalada de los suelos arcillosos de consistencia blanda y suelos areno-limosos de compacidad suelta a media.
- Luego de realizar los estudios geotécnicos correspondientes concluyó que la capacidad de carga admisible para los suelos analizados oscilan entre de 0.40 a 0.88 kg/cm², considerándose dicha capacidad como baja.

2.2. BASE TEÓRICA

El proyecto de una cimentación superficial debe prever que ésta reúna las características básicas con respecto a la seguridad, confiabilidad y utilidad funcional, del modo más económico posible. Es fundamental el conocimiento geotécnico apoyado en la observación y ensayos sobre los suelos, así como la experiencia que permitirá la aplicación adecuada de los métodos existentes, para la solución de los tan variados problemas a los que diariamente se enfrentan los ingenieros que intervienen en este dominio del quehacer ingenieril.

El diseño de cada cimentación representa un reto único para el ingeniero. El proyecto de cimentaciones debe tener en cuenta la naturaleza y costo de la estructura, la geología y características y propiedades del terreno, calidad de la investigación del subsuelo, concordancia con el propietario, cargas durante la vida útil de la estructura, efectos de la construcción propuesta sobre las edificaciones adyacentes existentes o previstas en el sitio de construcción, sensibilidad de la estructura propuesta al asentamiento total y diferencial, requisitos de las normas de construcción, efectos potenciales al medioambiente debidos a la construcción propuesta incluyendo los ruidos excesivos, adecuación de las herramientas analíticas disponibles para realizar el diseño, resultado de una falla en términos de pérdida económica y pérdida de vidas, disponibilidad de materiales para las cimentaciones, y contratistas competentes en el área. Un esfuerzo considerable será normalmente necesario para reunir y analizar la gran cantidad de datos relevantes.

Si el proyecto debe atender todos los aspectos referidos, el constructor será responsable de verificar la conformidad y detectar las eventuales divergencias entre el proyecto y la realidad, alertando y previniendo para las adaptaciones correspondientes. Ocurrirán fallas si las cimentaciones no se construyen de acuerdo con el proyecto o si el diseño es defectuoso, además pueden presentarse asentamientos diferenciales, daños en edificaciones adyacentes.

El tema del diseño defectuoso de cimentaciones es de interés, debido a que el ingeniero puede utilizar más de los recursos necesarios para ser invertidos en una cimentación en la ausencia de estudio previo. Además, el ingeniero

normalmente aumentará el tamaño del cimiento debido a que el material posee una baja resistencia o rigidez, sin un análisis previo o sin considerar las diferentes alternativas de solución.

Se debe tener en cuenta que las estructuras actuales son altamente hiperestáticas y que el conocimiento que se tiene respecto al comportamiento de la interacción suelo-estructura es todavía imperfecto. No debe olvidarse, que las cimentaciones están formadas por elementos muy rígidos, comparados con el resto de los elementos que forman la estructura. Por otro lado, la eventual fisuración, excelente síntoma de aviso en las estructuras de concreto armado, no es observable en los cimientos, ya que son parte del arte oculto bajo la tierra de la ingeniería.

Es por estas razones, que el proyectista de cimentaciones debe ser *muy cuidadoso* con los métodos de cálculo y *especialmente prudente* al aplicarlos, extendiendo esta recomendación a sus colaboradores.

Arthur Casagrande (1964) escribió sobre el *riesgo calculado* en ingeniería de cimentaciones y obras de tierra y dio varios ejemplos de proyectos donde el riesgo fue usado en el diseño y construcción de proyectos mayores. El riesgo está siempre involucrado en la ingeniería geotécnica debido a la incapacidad de obtener buena información acerca de los factores enlistados anteriormente y debido a que a veces no se puede anticipar el inusual comportamiento del suelo a pesar de la diligencia. El riesgo es minimizado por los ingenieros prudentes quienes usan herramientas y técnicas disponibles y además están al tanto de los avances tecnológicos.

Ralph B. Peck (1967) presentó un discurso, en una conferencia, donde puso énfasis en los procedimientos analíticos mejorados. Consideró cinco fuentes de error con relación a la capacidad de carga y asentamiento de cimentaciones:

1. la carga asumida puede ser incorrecta;
2. las condiciones del suelo usado en el diseño puede diferir de las condiciones actuales del suelo;
3. la teoría usada en el diseño puede ser mala o puede no aplicarse;

4. la estructura soportada puede ser más o menos tolerante a los movimientos diferenciales; y
5. pueden ocurrir defectos durante la construcción.

La literatura técnica está repleta de ejemplos de cimentaciones que han fallado, muchos por las razones anotadas por Ralph B. Peck.

Uno de los problemas con que nos enfrentamos en el diseño de cimentaciones es la determinación de la capacidad de carga del terreno, subyacente bajo la estructura que se proyecta o construye. Tradicionalmente seguimos dos criterios para su cálculo: por resistencia, y por deformaciones (asentamientos) aceptables. Ambos criterios se siguen por separado llegando a resultados distintos, debido a la diferencia en los modelos (teorías) aplicadas para llegar a las fórmulas y ecuaciones para los cálculos correspondientes.

Este trabajo presenta una revisión de la aplicación de la teoría y práctica relacionada con el cálculo y determinación de la capacidad de carga admisible del terreno (por resistencia y deformabilidad) para el cálculo y diseño cimentaciones superficiales, buscando la minimización de la incertidumbre y determinando un procedimiento (o método) confiable para la determinación de la capacidad de carga admisible de los suelos lacustres (sedimentarios) ubicados en las áreas que constituyen la bahía de la ciudad de Puno.

2.2.1. Suelos lacustres.

Los **depósitos lacustres** o depósitos de sedimentos finos en los lagos corresponden al resultado de un proceso de sedimentación que genera una estructura estratificada, con capas de espesor poco variable, dentro de los cuales las propiedades de plasticidad y compacidad muestran también poca variación en el sentido horizontal del depósito. Debido a su muy baja compacidad, presentan baja resistencia y alta compresibilidad como materiales de cimentación. Los *suelos lacustres del Valle de México* son un ejemplo notable de depósitos de arcillas coloidales, blandas, de alta compresibilidad y de gran profundidad, que son capaces de generar grandes asentamientos de las cimentaciones construidas sobre ellas. (Adaptado de Tamez, 2001)

Los sedimentos finos y muy finos como limos y arcillas son depositados cuando la corriente de agua descansa, como en lagos, lagunas, estuarios y deltas. Estos depósitos se pueden encontrar con media a alta, y muy alta compresibilidad. Pueden encontrarse con contenidos de materia orgánica coloidal, o pueden estar totalmente compuestos de material orgánico como la turba. El comportamiento esfuerzo – deformación es complicado comparado con otros sedimentos. En su comportamiento mecánico muestran viscosidad intergranular. Las relaciones esfuerzo – deformación – tiempo deben investigarse para posibilitar la estimación de asentamientos. Debido a su permeabilidad muy baja el proceso de consolidación es importante, ya que el retraso de la deformación debido a los procesos hidrodinámicos no puede ser pasado por alto. (Zeevaert, 1983)

A parte del proceso físico y químico directo que convierte las rocas en suelo, existen otros procesos que transportan las partículas de suelo los depositan en los lagos y los océanos. Este proceso está ilustrado en la Figura 1. El suelo formado directamente por la descomposición química es llamado un **suelo residual**. Este permanece en el lugar justo debajo y en contacto con su roca madre. Las lluvias erosionan parte de este suelo residual y los transportan mediante corrientes de agua y ríos para eventualmente terminar en lagos o el océano donde son depositados como sedimentos en el fondo del lago u océano. Este proceso puede continuar por miles de millones de años, y los suelos están sometidos a compresión, o “consolidación”, conforme se depositan capas adicionales por encima de ellos. De esta forma el suelo puede formar un gran espesor. Los suelos formados de esta manera son llamados **suelos sedimentarios** o **suelos transportados**. (Wesley, 2009)

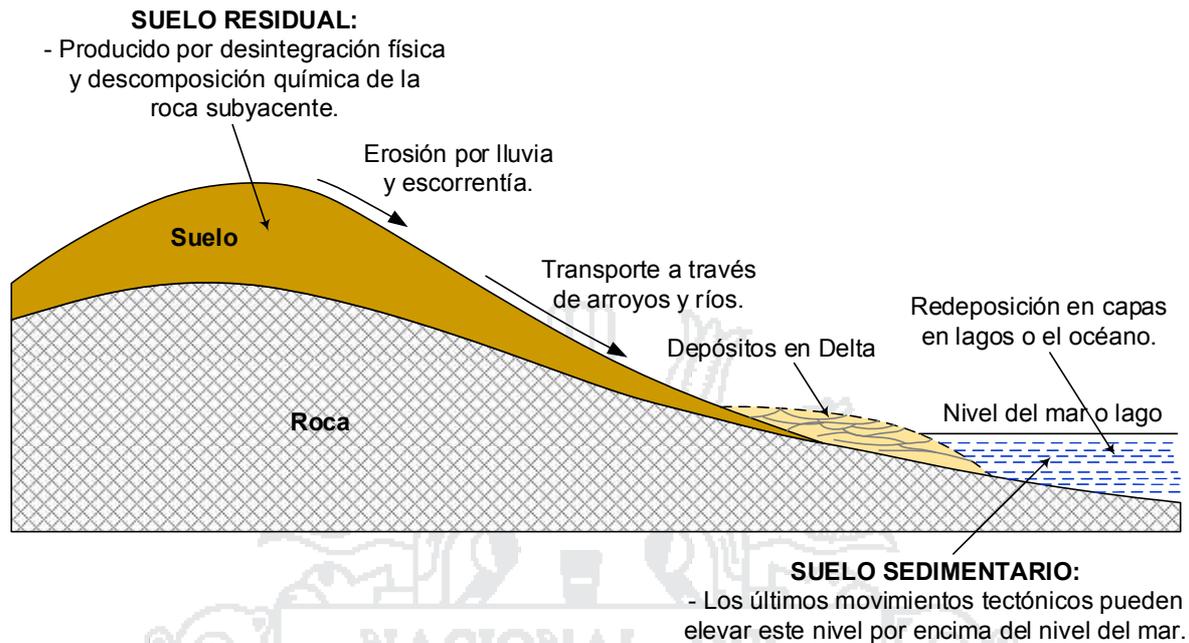


Figura 1. Formación del suelo lacustre (sedimentario). (Wesley, 2009)

Los suelos sedimentarios pasan por varios procesos adicionales desde la descomposición física y química inicial de la roca y el subsecuente transporte y deposición. A diferencia y en oposición a los suelos residuales, cuyo volumen total es mayor al de la roca madre debido al aumento de sus vacíos, los suelos sedimentarios reducen su espacio de vacíos a medida que sufren compresión provocada por los suelos que siguen depositándose sobre ellos, en la continuación del proceso de deposición de los suelos sedimentarios en el fondo de los lagos y los mares. Los efectos de este proceso se reflejan en la densificación de los suelos, con la correspondiente reducción de sus vacíos, el aumento de su resistencia y la reducción del asentamiento por consolidación. Los suelos blandos corresponden a formaciones recientes (suelos normalmente consolidados), mientras que los suelos densos y con mayor rigidez corresponden a suelos antiguos o con mayor tiempo de formación (suelos sobreconsolidados). (Ver Figura 2)

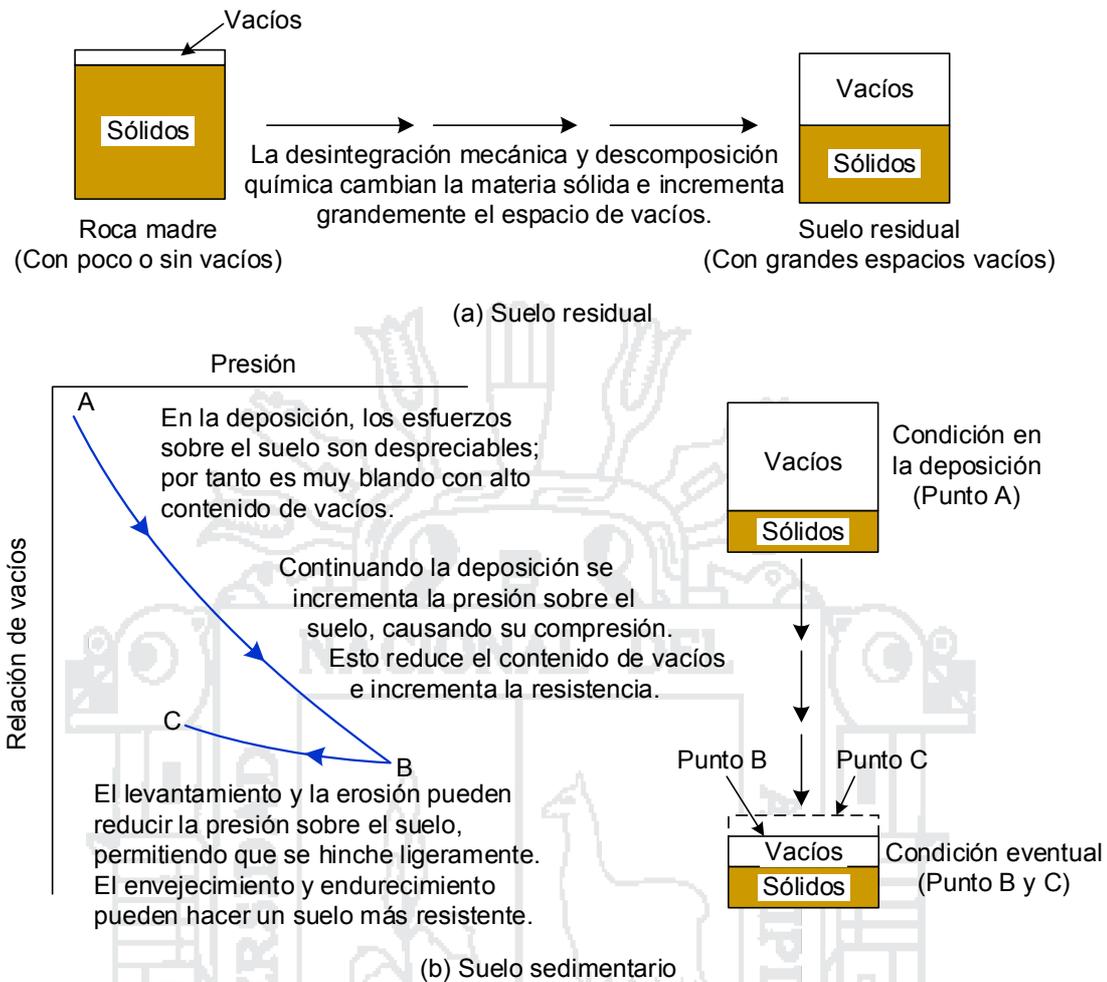


Figura 2. Proceso de formación y densidad de los suelos residuales y sedimentarios. (Wesley, 2009)

Podemos resumir los principales aspectos de los suelos sedimentarios (lacustres) que los distinguen de los suelos residuales, a continuación:

1. Los suelos sedimentarios son más homogéneos que los suelos residuales, aunque existen suelos residuales homogéneos.
2. La historia tensional tiene influencia formativa en las propiedades de los suelos sedimentarios.
3. Las correlaciones empíricas entre las propiedades del suelo desarrollados para el estudio de suelos sedimentarios puede no ser válido para la aplicación a suelos residuales.

La construcción de edificios, caminos, puentes, canales, puertos y ferrocarriles sobre suelos blandos siempre ha estado asociados con

problemas de estabilidad y asentamientos, y el hombre está siendo capaz de dominar gradualmente, al menos parcialmente, algunos de esos problemas, principalmente a través de experiencias obtenidas en muchos siglos. Aún hay mucho por hacer.

2.2.2. Suelos cohesivos. Arcillas

Las **arcillas** son *agregados o colección de partículas minerales microscópicas o submicroscópicas derivadas de la descomposición química de los constituyentes de las rocas* (Terzaghi y Peck, 1973). Tienen un índice de plasticidad definido por los límites de Atterberg y que forma una masa coherente al secarse, de tal forma que se requiere una fuerza para separar los granos microscópicos individuales. Los ingredientes necesarios para darle cohesión a un depósito de suelo son los *minerales arcillosos*, a veces denominados materiales arcillosos. El grado de cohesión depende de los tamaños relativos y de las cantidades de granos de suelos y materiales arcillosos presentes. Generalmente, cuando más del 50% del depósito está formado por partículas de 0.002 mm y menores, el depósito es llamado "arcilla". Con este porcentaje relativo, las partículas mayores del suelo están suspendidas en una matriz de suelo fino. Cuando 80% a 90% del material del depósito es menor que la malla No. 200 (0.075 mm), una pequeña cantidad, 5% a 10% de arcilla puede dar al suelo el nombre de *cohesivo*. (Bowles, 1979)

Rara vez existe, en estado natural, un depósito de pura arcilla; está casi siempre contaminada con limos y/o partículas de arena fina, así como también con materia orgánica y partículas coloidales (< 0.001 mm). Los coloidales, a veces llamados polvo de roca, son el subproducto de la abrasión de la roca y no poseen propiedades de los minerales arcillosos, aunque el intervalo de los tamaños sea similar. (Bowles, 1979)

La descripción completa de la estructura de un suelo cohesivo de grano fino requiere un conocimiento tanto de las fuerzas interparticulares y del arreglo geométrico o estructura de las partículas. Es casi imposible

medir directamente los campos de fuerzas que rodean a las partículas de arcilla; por consiguiente, la estructura es el principal foco en los estudios de suelos cohesivos. A partir de los estudios de estructura, se hacen estimaciones teóricas o tentativas de las fuerzas interparticulares. Las fuerzas entre partículas parecen originarse a partir de tres diferentes tipos de cargas eléctricas: (Bowles, 1979)

1. *Enlaces iónicos*. Enlaces debidos a una deficiencia de electrones en las capas exteriores de los átomos que componen las unidades básicas del suelo.
2. *Enlaces de Van der Waals*. Enlaces debidos a alternaciones en el número de electrones en cualquier instante a un lado del núcleo atómico.
3. *Otros*. Incluyen enlaces de hidrógeno y la atracción gravitacional entre dos cuerpos.

Recientes estudios de suelos arcillosos con el microscopio electrónico de barrido (SEM) muestran que las partículas individuales de arcilla están agregadas o floculadas en unidades de estructura submicroscópicas, denominadas *dominios (Domains)* por numerosos y recientes investigadores (Yong y Sheeran, 1973; Collins y McGown, 1974). A su vez, los dominios se agrupan para formar grupos submicroscópicos llamados *grumos (Clusters)*. Estos agrupamientos se deben a las fuerzas entre partículas que actúan en las pequeñas unidades básicas. Los grumos se agrupan entre sí para formar *terrones (Peds)* y grupos de terrones de tamaños macroscópicos. [...] Los terrones y otras características macroestructurales, tales como grietas y fisuras, constituyen la estructura macrofabril del suelo. Un esquema de este sistema se ilustra en la Figura 3. Empleando la técnica del SEM, las fotografías de varias arcillas señalan una estructura muy compleja. Esto puede, en parte, explicar el complejo comportamiento de los suelos arcillosos, en ingeniería. (Bowles, 1979)

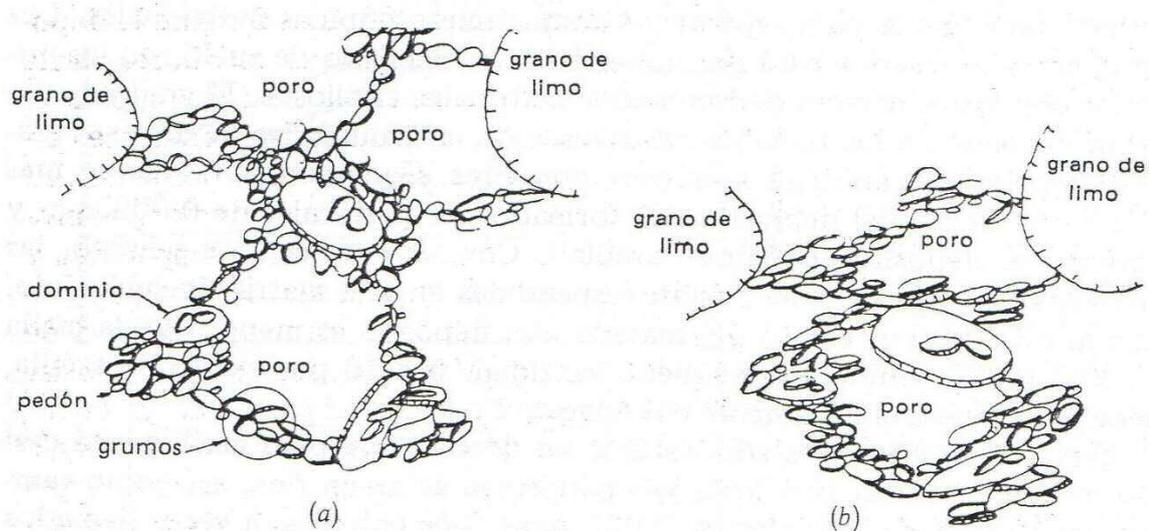


Figura 3. Estructura de un suelo arcilloso. a) Sedimento poroso, floculado, entremezclado con granos de limo. b) Sedimento después de haber sido sometido a sobrecarga y otras tensiones que han producido una reorientación de los dominios, grumos y terrones en un estado más paralelo. (Bowles, 1979)

2.2.3. Suelos orgánicos

Los **suelos orgánicos** o **suelos con un contenido orgánico** ha sido un concepto con varios significados en ingeniería geotécnica y las reglas para la división en diferentes grupos a menudo fue difusa. A parte de las formas puramente orgánicas de turba y lodo (barro o fango), existe un gran número de formas de transición hacia los suelos minerales como: lodo arcilloso, arcilla orgánica y sedimentos en llanuras inundadas (Hartlén y Wolski, 1996). Los suelos orgánicos son acumulaciones de restos de plantas parcialmente descompuestos y desintegrados que fueron fosilizados bajo condiciones de aireación incompleta y alto contenido de agua. Los procesos físico-químicos y bioquímicos causan estos materiales orgánicos que permanecen en estado de preservación en un largo periodo de tiempo (Bell, 1978).

Los suelos ricos en sulfuros, que principalmente consisten de limos sulfatados, comúnmente se designan como suelos orgánicos. Los sedimentos ricos en carbonatos de calcio, tales como la marga y el suelo de diatomáceas, a veces son incluidos en este concepto y

cuando los límites se extienden demasiado lejos, también se incluyen los suelos de conchilla.

Los suelos superficiales que tienen algún tipo de contenido orgánico también se incluyen entre los suelos orgánicos.

2.2.4. Suelos finos como terreno de fundación

A. Arcillas

Su consistencia (pastosa, firme, semidura, dura) y su capacidad portante dependen de su humedad. Hay que evitar que los suelos cohesivos absorban agua. Para ello se recoge la escorrentía en cuencas, se drena el fondo de excavación o se ejecutan tablestacados. Hay que evitar también la desecación del suelo, para evitar la retracción que da lugar a los asentamientos y grietas que permiten la absorción del agua. (Adaptado de Iglesias, 1997)

Debido al gran volumen de huecos (estructura floculada), el asentamiento de los suelos cohesivos bajo carga es grande y lento, ya que el agua sale muy despacio de los huecos, durante la consolidación. El agua intersticial está a presión, soportando la carga de la estructura. En este caso no hay fuerza de rozamiento entre granos o es muy pequeña, pudiendo suceder una rotura brusca por la aplicación rápida de la carga. Las propiedades de los suelos cohesivos dependen de la proporción de finos (limos o arcilla): (Adaptado de Iglesias, 1997)

1. *Suelos muy cohesivos*: Proporción alta de finos. Absorben agua con gran dificultad, expulsándola lentamente. Variar su consistencia precisa gran absorción de agua.
2. *Suelos poco cohesivos*: Proporción baja de finos. Consistencia muy variable, con pequeñas oscilaciones de humedad. Reblandecen fácilmente y presentan peligro de deslizamientos.

B. Suelos orgánicos

Normalmente, la presencia de grandes cantidades de materia orgánica en suelos es indeseable, desde el punto de vista ingenieril. La materia orgánica puede causar alta plasticidad, alta contracción, alta compresibilidad, y baja resistencia (Mitchell, 1976). La turba, el cieno y la tierra vegetal carecen de resistencia para soportar cimentaciones, por lo que deben tomarse medidas especiales para transmitir las cargas.

2.2.5. Cimentaciones superficiales

Todas las estructuras de edificación descansan sobre el terreno de alguna manera y por tanto todas ellas necesitan alguna forma de cimentación, superficial, semi-profunda o profunda. Debido a que gran cantidad de edificaciones, proyectadas y construidas en nuestro medio, se apoyan sobre capas superficiales de la corteza terrestre, en esta investigación se realiza un estudio sobre el comportamiento mecánico de los suelos que las soportan.

Siempre que se empieza el estudio de un tema, es conveniente establecer las definiciones básicas que nos ayudarán a la mejor comprensión del desarrollo del mismo. Dentro de estas definiciones se tienen aquellas que de entrada pueden parecer repetitivas e innecesarias, sin embargo, el no detenerse al menos un par de segundos para reflexionar lo que, en nuestra percepción inmediata es obvio, nos aleja del sentido original y real de las cosas, y nos puede llevar a convertirnos en entes especialistas en aplicar procedimientos, pero alejados de la realidad que nos condujo a emprender el estudio del tema en consideración.

Esta es la razón por la cual, a continuación, pongo en consideración la definición básica del concepto elemental de lo que es el eje del trabajo de investigación realizado, las cimentaciones, basado principalmente en las funciones y requisitos que debe cumplirse para una buena cimentación.

A. Definición

Tradicionalmente, se define a la cimentación como *“la parte inferior de una estructura, sobre o empotrada en el suelo, encargada de transmitir las cargas provenientes de la estructura hacia el terreno”*.

Esta definición resulta restrictiva al elemento estructural denominado cimiento, pero en su sentido más completo sentido, la cimentación incluye el suelo y/o la roca que están debajo del cimiento.

Por tanto, para mejor entendimiento y en su sentido más amplio, se define que *“La **cimentación** es la transición, y solución del problema de transmisión de cargas, entre dos medios con consistencias y características diferentes, el concreto de las estructuras y el suelo como disipador de esfuerzos. Esta transición está compuesta de dos partes: el elemento estructural encargado de transmitir las cargas al terreno próximo, o **cimiento**, y la zona del terreno afectada por los esfuerzos que produce la carga, o **terreno de fundación**”*.

El comportamiento de la cimentación depende precisamente de las características de ambos elementos, por lo que merece la atención conjunta de ingenieros estructurales e ingenieros geotécnicos. Y es esta definición al que me referiré, y que servirá de guía, en esta tesis dedicada a comprobar el buen funcionamiento de la teoría disponible y aplicable al diseño y construcción de cimentaciones superficiales, tan importante en todo proyecto de infraestructura.

B. Clasificación

La clasificación de las cimentaciones es hecha, tradicionalmente, en dos grandes tipos: las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas. El término “cimentaciones superficiales”, usado y entendido normalmente, no corresponde bien al concepto que se quiere expresar, ya que se trata de distinguir básicamente dos formas de transmitir las cargas de una obra al terreno más allá de relacionarlos con la profundidad a la que se construyan.

Por tanto, partiendo del criterio de Costa (1956) y Colombo y Collesilli (1996), considero que una forma más adecuada de clasificar es considerando que la diferencia entre los dos tipos de cimentaciones mencionados reside en que en las cimentaciones designadas como **profundas** las presiones se transmiten al suelo en dos partes: por la base y por la fricción lateral del cemento contra el suelo, y esas dos partes tienen magnitudes comparables, en cuanto que en las cimentaciones llamadas **superficiales** la parte debida a la fricción lateral es despreciable en comparación con la primera. (Ver Figura 4). Tal hecho es consecuencia de la diferencia fundamental entre la relación de las áreas de contacto suelo-cimiento, lateral y horizontal, en los dos tipos de cimentación mencionados.

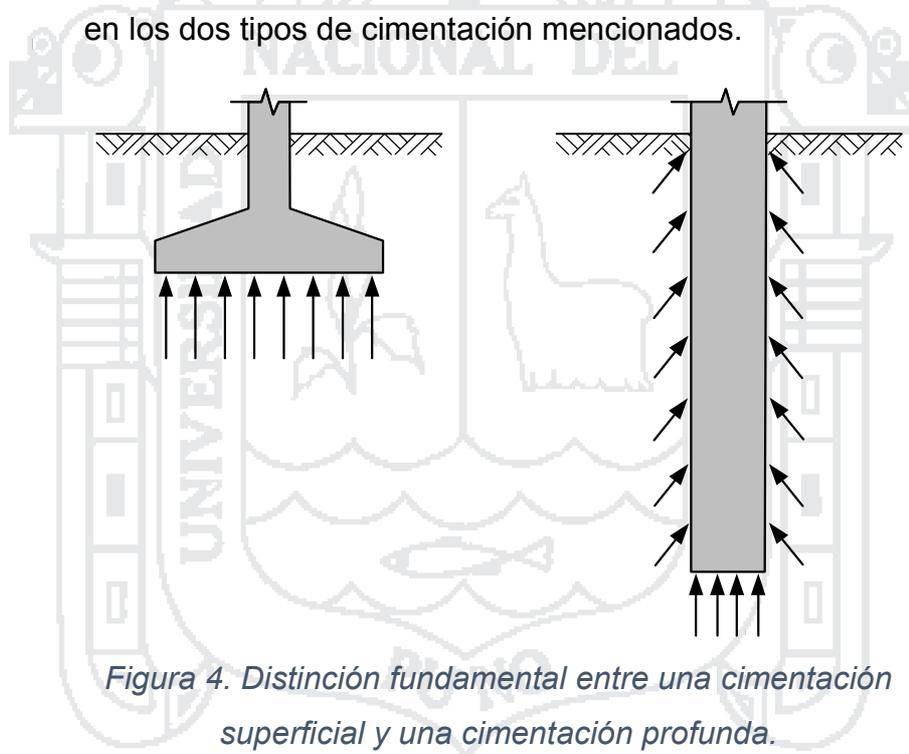


Figura 4. Distinción fundamental entre una cimentación superficial y una cimentación profunda.

En consecuencia, podemos decir que no es una cimentación profunda la basada en pilotes de apenas pocos metros de longitud, así como no es una cimentación superficial la que se apoya sobre zapatas o losa que están colocadas a varios niveles bajo la tierra. (Adaptado de Espinoza, 1993)

Sin embargo, debemos tener en cuenta que, tradicionalmente las cimentaciones se clasifican de acuerdo a la profundidad de desplante

o a la localización de la capa de suelo resistente, quedando comprendidos en los dos grandes grupos: superficiales y profundas. En este sentido, son muy variados los criterios para decidir la clasificación, a continuación anotamos algunas:

- Terzaghi (1943) definió una *cimentación superficial* como aquella en que su ancho B es igual o mayor que la distancia vertical D_f entre la superficie del terreno y la base del cimientado ($D_f \leq B$ o $D_f/B \leq 1$). Escogió este límite porque representa el límite de su fórmula de capacidad de carga última.
- Según algunos autores, y aunque varían los valores de los límites, la clasificación es:

Cimentación superficial, si cumple: $\frac{D_f}{B} < 4 - 5$

Cimentación semiprofunda, si cumple: $4 - 5 \leq \frac{D_f}{B} \leq 8 - 10$

Cimentación profunda, si cumple: $\frac{D_f}{B} > 8 - 10$

(Ver: Murthy, 2007; González Caballero, 2001; y otros)

- Una cimentación es considerada como *superficial* cuando la relación D_f/B es baja, y particularmente cuando el cálculo de la cimentación tiene en cuenta la resistencia del suelo debajo del nivel de apoyo. Y, una cimentación puede considerarse *profunda* cuando la relación $D_f/B > 6$ y $D_f > 3$ m. (Philipponnat & Hubert, 1997)
- Las *cimentaciones superficiales* se localizan justo debajo de la parte baja de la superestructura que soporta; las *cimentaciones profundas* se extienden muy por debajo de la tierra. (Liu & Evett, 2008)
- Una *cimentación superficial* es aquella que transmite cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas, menores a 4 m aproximadamente con respecto de la superficie natural de un terreno o de un sótano. Y, una *cimentación profunda* es un elemento de sección transversal pequeña con respecto a su altura y transmite cargas de una edificación a profundidades

comprendidas entre 4 y 40 m aproximadamente. (Garza Vásquez, 2000)

Las **cimentaciones superficiales** incluyen: zapatas aisladas que soportan las cargas provenientes de una sola columna, zapatas conectadas mediante vigas de cimentación, zapatas continuas que soportan las cargas provenientes principalmente de muros portantes o de contención, zapatas combinadas que soportan las cargas provenientes de dos o más columnas, y losas de cimentación que soportan las cargas de todas las columnas de la estructura soportada. (Ver Figura 5)

Las **cimentaciones profundas** incluyen pilotes bajo columnas, grupos de pilotes que soportan las cargas de toda la estructura, micropilotes que son como pilotes de pequeño diámetro y de fácil ejecución en área pequeñas, pilas cuyo funcionamiento es similar a los pilotes con la diferencia que tienen mayor diámetro, y cajones que son de gran diámetro que tienen un vacío interior usado para diversos fines. (Ver Figura 6)

También es útil considerar un tercer tipo genérico denominado: **cimentaciones especiales o híbridas**, que con aquellas que conjugan los elementos comunes de las cimentaciones superficiales y profundas, en combinación con otras soluciones más especializadas como: columnas de grava, inclusiones rígidas, mezcla de suelos, inyecciones, compensación, etc. (Ver Figura 7 y Figura 8)

Esta clasificación se resume y ordena claramente y para una mejor apreciación en la Tabla 1.

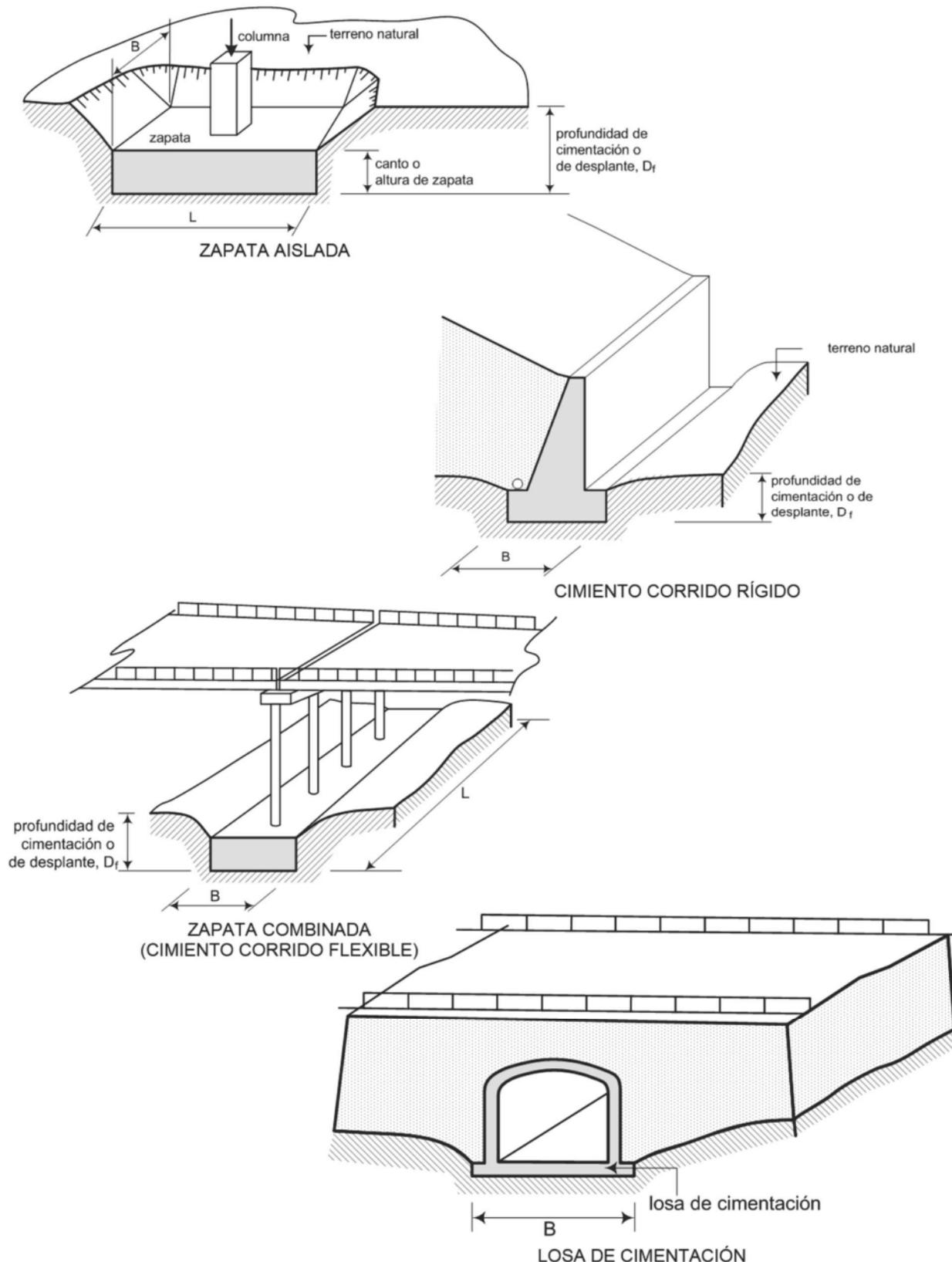


Figura 5. Principales tipos de cimentación superficial.

(Ministerio de Fomento - España, 2009).

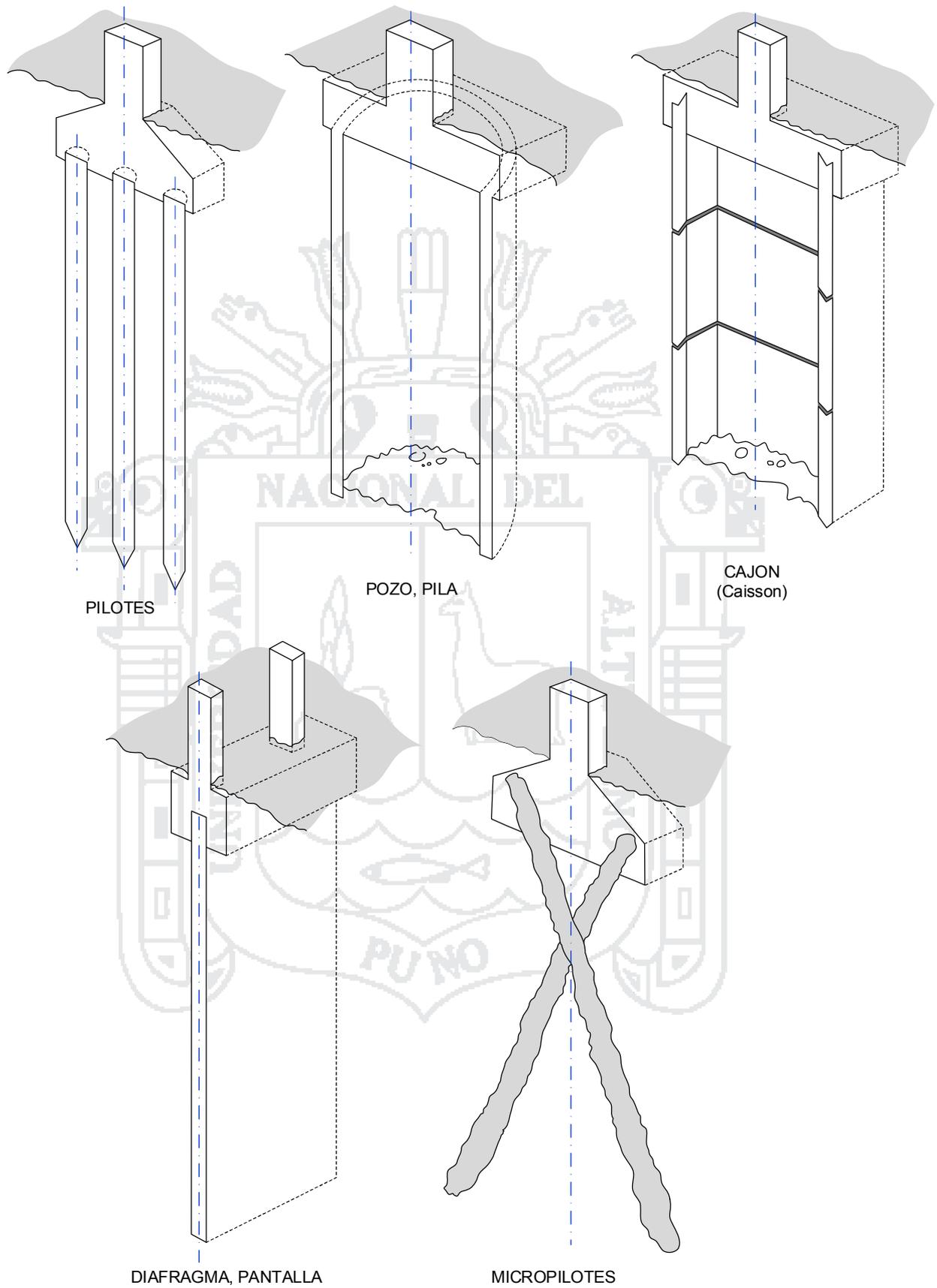


Figura 6. Principales tipos de cimentaciones profundas.

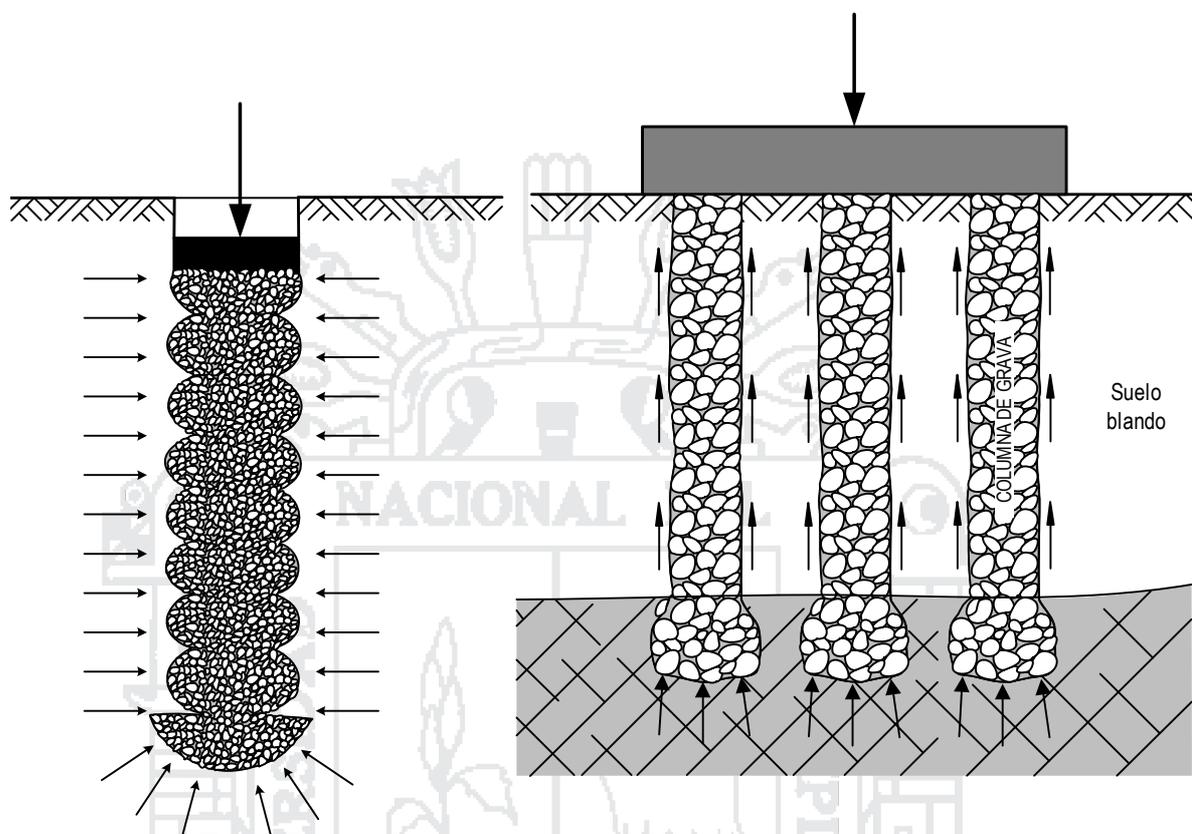


Figura 7. Columnas de arena o grava bajo una zapata.

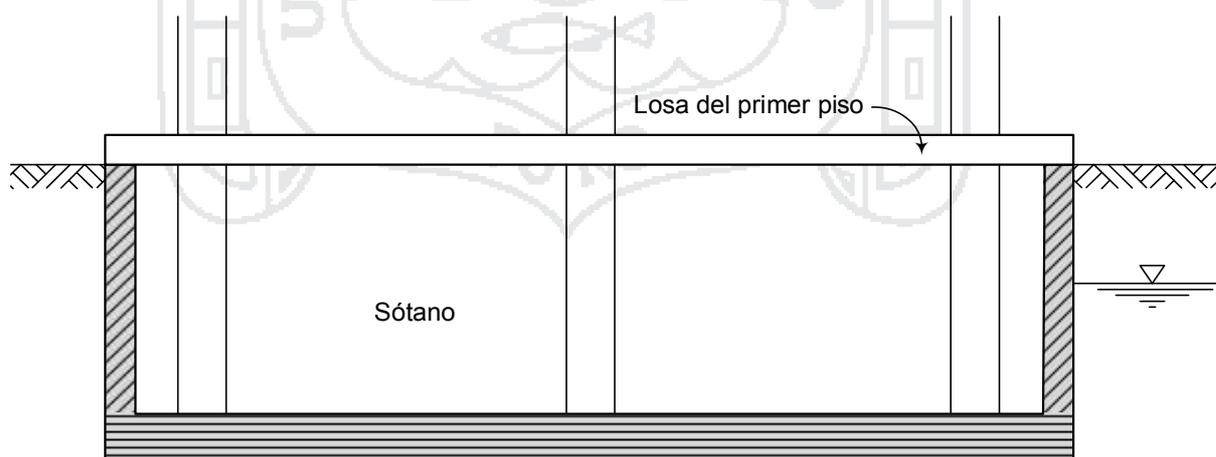


Figura 8. Cimentación compensada (caja monolítica). (Zeevaert, 1983)

Tabla 1. Tipos de cimentación.

Categoría	Tipos comunes	Comentarios
Cimentaciones superficiales	Zapatas aisladas	Es el tipo más habitual de zapatas. No se encuentra ligada estructuralmente a ninguna otra, debido a que soporta la carga de una sola columna. Según las acciones que recibe o los condicionantes geométricos pueden ser: cuadradas, rectangulares o circulares. Se utilizan sobre terrenos con buena resistecia.
	Zapatas conectadas	Son zapatas aisladas unidas mediante vigas de cimentación, para brindar mayor rigidez al conjunto, en suelos compresibles o cuando existen cargas horizontales.
	Zapatas continuas	También llamadas zapatas corridas son usadas para cimentar muros portantes, muros de contención o varias columnas alineadas. Usualmente son miembros cuya longitud es muy superior a su ancho. Sirven para controlar posibles asentamientos diferenciales.
	Zapatas combinadas	Es un elemento de concreto armado que sirve de cimentación para dos o más columnas. Según las acciones y condiciones, pueden ser de forma rectangular o trapezoidal.
	Losa de cimentación	Es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todas las cargas de muros y columnas. Se usan cuando las cargas son muy pesadas o la capacidad de carga admisible del suelo es baja.
Cimentaciones profundas	Pilotes hincados	Los pilotes hincados son miembros esbeltos, hechos de madera, acero o concreto prefabricado, que son hincados en los estratos de suelo blando, en grupos o en filas, mediante un equipo de hincado de pilotes mediante impacto o vibración de martillos pesados. Dependiendo de la forma de resistir cargas, pueden ser pilotes de fricción, de punta o de punta-fricción.
	Otros tipos de pilotes	Existen muchos otros tipos de pilotes, tales como los pilotes perforados, pilotes vaciados en sitio, y pilotes compuestos.
	Pilas	Similar a los pilotes vaciados en sitio, las pilas comúnmente son de gran diámetro y son de concreto armado. Las pilas y las vigas de soporte a menudo se usan para cimentaciones sobre suelos expansivos.
	Cajones (caissons)	Son elementos estructurales para cimentar grandes obras, de gran longitud y peso. También son frecuentemente utilizados para cimentar pilares de puentes en el cauce de los ríos. Tiene la particularidad que se va construyendo a medida que se va hundiendo en el terreno.
	Micropilotes	Son pilotes de pequeño diámetro (entre 250 a 100 mm), realizados con maquinaria manejable (similar a las perforaciones de sondeos) y que se rellenan con lechada o mortero, después de introducir una armadura (tubos redondos de acero). Se emplean tanto en obra nueva como en recalces, reparaciones, etc., de cimentaciones existentes.
Cimentaciones especiales	Cimentación compensada	También se denomina como cimentación flotante. Este método de cimentación que consiste en reducir la carga neta transmitida por la estructura, eliminando parte del suelo. Este tipo de cimentación requiere una caja de cimentación monolítica.
	Cimentación mixta	Es una combinación de los tipos de cimentación anteriormente descritos, de acuerdo a las necesidades del entorno y teniendo en cuenta el comportamiento en conjunto.
	Cimentación sobre columnas de arena/grava	Son cimentaciones mediante las cuales se acelera el proceso de consolidación por permeabilidad radial, mediante la ejecución de columnas de arena o grava en el suelo.

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

C. Aspectos a considerar

Las cimentaciones superficiales normalmente son consideradas obras simples y de fácil ejecución. Sin embargo, se realizaron numerosos trabajos desde hace casi un siglo para establecer, documentar y mejorar sus métodos de cálculo, ya que los parámetros a tener en cuenta son variados y estos cálculos ponen en juego varios aspectos del comportamiento mecánico de suelos y rocas.

Desarrollar un estado de los conocimientos en un ámbito tan amplio nos obliga a revisar las principales etapas de la evolución de los métodos de cálculo de la estabilidad de estas obras, reuniendo información existente en todos los textos y otras fuentes bibliográficas de geotecnia, así como los resultados de investigaciones recientes, que renuevan la comprensión de algunas prácticas tradicionales. La revisión bibliográfica de esta investigación intenta reunir los conocimientos sobre cimentaciones superficiales para establecer una práctica adecuada en este campo de la ingeniería.

Tanto zapatas aisladas como cimientos corridos son los tipos básicos comúnmente vistos en el cálculo de cimentaciones superficiales, que corresponden normalmente a la cimentación de columnas y muros, la diversidad de situaciones que requieren cimentaciones superficiales es muy grande.

Existen situaciones comunes que igualmente requieren de soluciones comunes, como el caso de puentes cuya solución son cimentaciones superficiales rectangulares. Sin embargo, el avance de la creciente necesidad de la sociedad, que involucran formas y usos de edificaciones y estructuras muy diversas, requieren que los mismos tengan cimentaciones muy variadas y complejas, incluyendo las condiciones del subsuelo que, a veces, nos pone en frente situaciones muy variadas: cuevas, galerías o criptas, etc. A veces, también se deben tener en cuenta las cimentaciones superficiales de las estructuras y edificaciones “antiguas” de las proximidades que pueden

verse afectadas por la nueva construcción y también pueden afectar el comportamiento de su cimentación y de la propia estructura.

Por tanto, el estudio de las cimentaciones superficiales es una tarea difícil, donde se debe abordar las soluciones comunes, al mismo tiempo que se requieren desarrollos complementarios en los cálculos de interacción, así como un mejor control de los movimientos y de la aparición de los agrietamientos en edificios y estructuras.

En estos estudios, los métodos de cálculo son sólo un elemento, dando valores a los parámetros del modelo del comportamiento considerado adecuado para el tipo de suelo en cuestión. Lamentablemente, la experiencia demuestra que las propiedades del suelo son poco conocidas y a menudo infravalorados por ensayos mal realizados o muy raros. Una cimentación superficial sobre un suelo de fundación subestimado se transforma en general en una cimentación considerablemente más costosa.

Los clientes tienen gran interés en que los cálculos sean precisos y representen el comportamiento real del suelo, basados en buenos ensayos y un reconocimiento bien realizado, lo que no necesariamente es de interés de los contratistas, para los que la subestimación de las propiedades del suelo reduce el riesgo aumentando el volumen de los trabajos.

2.2.6. Criterios para determinar la capacidad portante admisible. Comportamiento mecánico del suelo.

En Cimentaciones, la **capacidad de carga admisible** o **capacidad portante admisible** de una cimentación debe entenderse como la máxima carga por unidad de área que puede aplicarse sin que se produzcan desperfectos en la estructura soportada en las condiciones de servicio, contando además con un razonable margen de seguridad. Técnicamente, la capacidad de carga es la máxima presión de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan una falla o rotura por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Por tanto tradicionalmente, como ha sido también la forma de proceder en los proyectos de obras y estructuras en general, el proyecto geotécnico debe cumplir dos requisitos fundamentales: (Alonso, 2005)

- 1) Asegurar la estabilidad de la obra, y
- 2) Conseguir que las deformaciones o movimientos en servicio sean aceptables.

La primera condición lleva de forma natural al estudio de las condiciones de rotura (falla). Asegurar la estabilidad significa situar el proyecto suficientemente lejos del colapso y esa distancia a la rotura se concreta con el concepto de Factor de Seguridad. La segunda condición requiere el conocimiento de la “rigidez” del terreno frente a las cargas y otros cambios en el estado inicial del suelo como consecuencia de la realización del proyecto. En ambos casos deben desarrollarse herramientas de predicción. (Alonso, 2005)

En lo que se refiere al comportamiento de los suelos, ambas condiciones citadas llevan al estudio, por un lado, de la **resistencia** del suelo, y por el otro, su **deformabilidad**.

2.2.7. Generalidades sobre capacidad portante por resistencia

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

- La forma de las cimentaciones (zapatas corridas, cuadradas, rectangulares o circulares);
- La inclinación del suelo o de la cimentación (suelo horizontal, suelo inclinado, al borde o en el talud, cimentación inclinada);
- La geometría y las propiedades mecánicas del suelo (suelo homogéneo o heterogéneo, suelo estratificado, suelo cohesivo, suelo granular);
- Las condiciones de contacto entre el cemento y el suelo (contacto rugoso, contacto liso);

- Las características de la carga aplicada (carga vertical centrada, excéntrica, inclinada);
- La influencia del agua (presencia del nivel freático a diferentes profundidades).

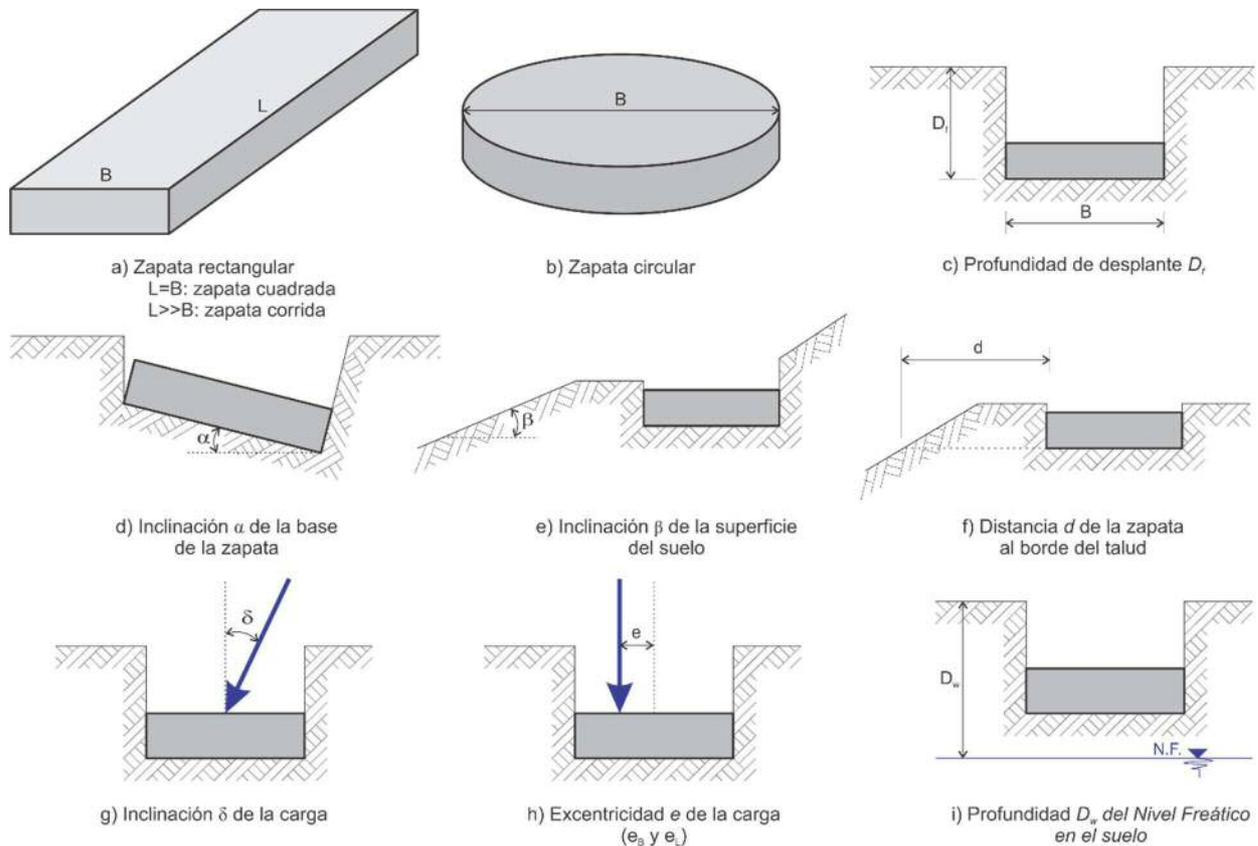


Figura 9. Factores considerados en el cálculo de capacidad de carga.

2.2.8. Criterio de resistencia. Estabilidad del terreno

Es algo complicado hacer una descripción exhaustiva del desarrollo de los métodos de predicción de la capacidad portante de los suelos en base a los resultados de los ensayos de laboratorio, es decir, utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, debido a que son ya antiguos. Pero podemos remitirnos al inventario elaborado por Meyerhof (1963), que revisa los cálculos de cimentaciones superficiales 20 años después del texto de Terzaghi (1943), y el de Vesić (1973). Terzaghi

(1943), por su parte realiza una revisión de las teorías desarrollados a principios del siglo XX.

En las siguientes páginas se realiza una descripción de los métodos de cálculo de capacidad portante del suelo

A. Teoría de Karl A. Terzaghi (1943)

La teoría de Terzaghi (1943), desarrollada en base a los estudios de Prandtl (1920) para metales, es uno de los primeros esfuerzos para adaptar la Mecánica de Medios Continuos (MMC) para describir el comportamiento de los suelos, y su impacto en la Mecánica de Suelos ha sido de tal importancia que es la más difundida y usada para el cálculo de capacidad portante en la práctica, especialmente para el caso de cimentaciones superficiales.

Esta teoría se aplica al caso más general de un suelo con *cohesión* y *fricción* (c y φ), cuya ley de resistencia al corte está determinada por la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (1)$$

La falla por capacidad portante está definida como una rotura del suelo de fundación que ocurre cuando el esfuerzo de corte aplicado al suelo excede a la resistencia al corte del suelo. Las fallas por capacidad portante de cimentaciones superficiales pueden agruparse en tres categorías (Vesić, 1963):

- 1. Falla por corte general.** Como se observa en la Figura 10a una falla por corte general involucra una rotura total del suelo adyacente. Hay una falla continua por corte del suelo desde la base del cimiento hasta la superficie del terreno. En la gráfica carga – asentamiento del cimiento, hay una carga distinta con la que la cimentación falla, y esto es generado por la carga última aplicable Q_u . El valor de Q_u dividido por el ancho B y la longitud L de la cimentación se considera que es la *capacidad portante última*, q_u , del terreno de fundación. La capacidad portante última ha sido definida como el esfuerzo de carga que causa una falla catastrófica

súbita de la cimentación. Note en la Figura 10a la rotura de falla por corte general y desplazamiento del suelo en ambos lados de la cimentación. Para las fallas actuantes en el terreno, el suelo es desplazado en solo un lado del cimiento con la consecuente inclinación de la estructura.

Una falla por corte general se produce en suelos incompresibles o en estado rígido como: *arcillas duras* y *arenas densas*.

- 2. Falla por corte local.** Como se observa en la Figura 10b, la falla por corte local involucra una rotura del suelo sólo a inmediaciones del cimiento. El suelo se eleva en ambos lados del cimiento, pero la elevación (desplazamiento) no es significativa como en el corte general. La falla por corte local puede ser considerada una fase transicional entre la falla por corte general y la falla por punzonamiento. Debido a su naturaleza transicional, la capacidad portante puede ser definido como el primer punto no lineal en la curva carga –asentamiento (círculo abierto) o al punto donde el asentamiento crece rápidamente (círculo cerrado).

Una falla por corte local se produce en los suelos que tienen una densidad media como: *arcillas sensibles o blandas* y *arenas sueltas*.

- 3. Falla por punzonamiento.** Como se observa en la Figura 10c, una falla por punzonamiento no desarrolla las distintas superficies de corte asociadas con una falla por corte general. En una falla por punzonamiento, el suelo fuera del área cargada no es afectada y hay un movimiento mínimo del suelo en ambos lados del cimiento.

El proceso de deformación del cimiento involucra la compresión del suelo debajo del mismo, también el corte vertical del suelo alrededor del perímetro del cimiento. Como vemos en la Figura 10c, la curva carga – asentamiento no tiene un cambio dramático, y para corte por punzonamiento la capacidad portante normalmente se define como el primer punto no lineal en la curva carga – asentamiento (círculo abierto).

Una falla por punzonamiento ocurre en suelos muy compresibles o que están en estado muy suelto o suave.

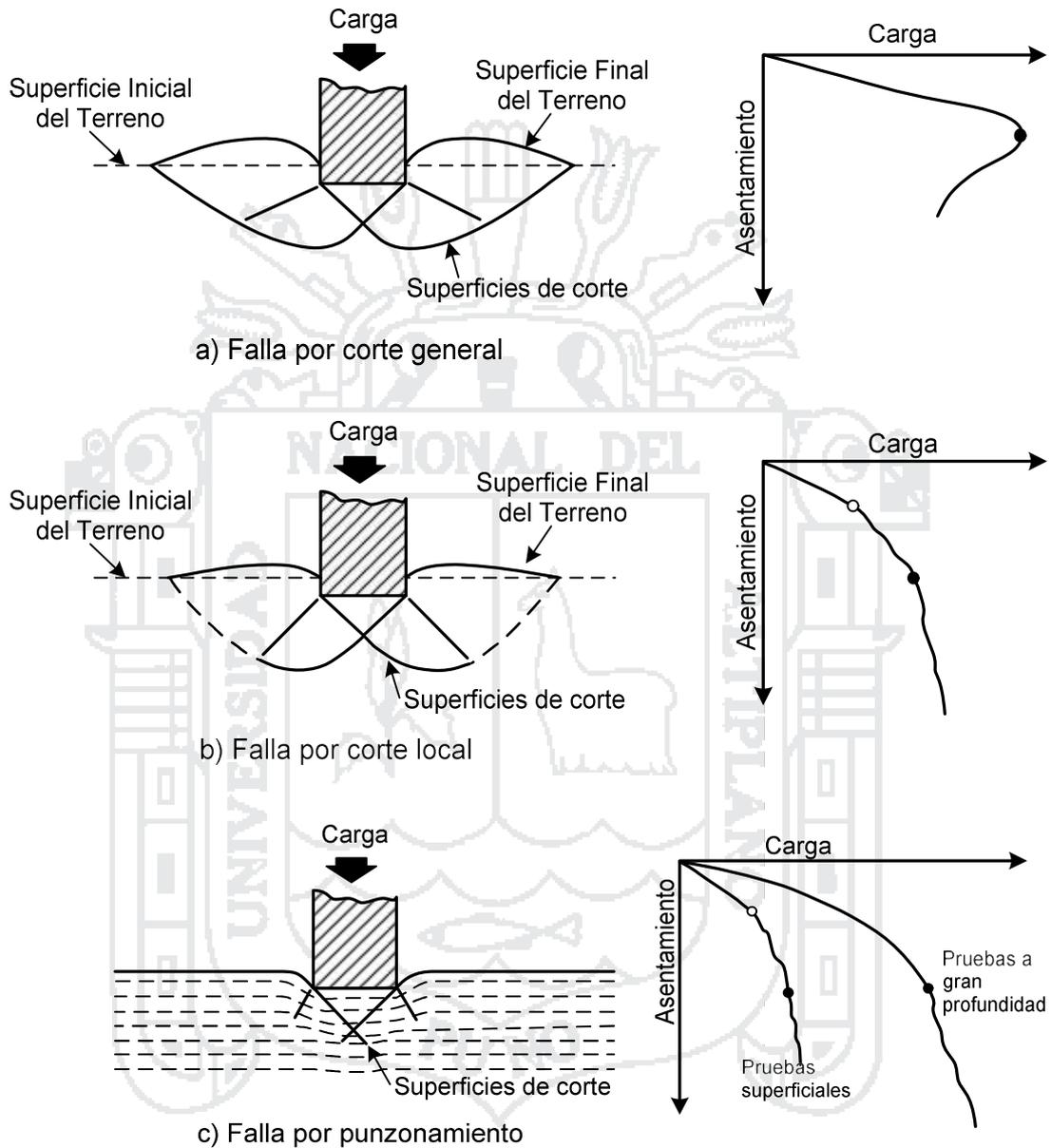


Figura 10. Formas de falla por capacidad portante. (Vesić, 1973)

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, sobre todo para suelos finos, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existente.

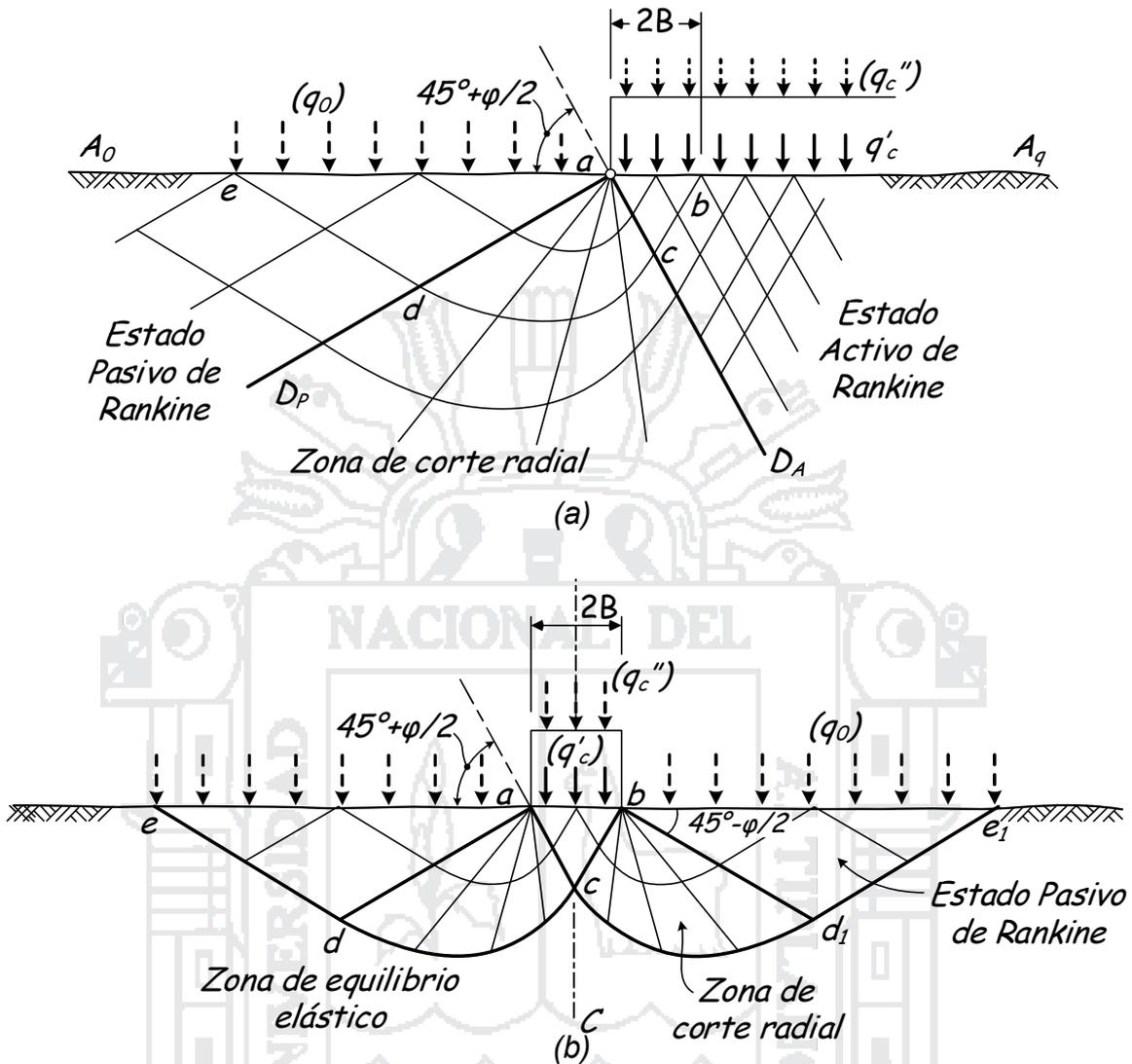


Figura 11. Flujo plástico en un sólido cohesivo semi-infinito sin peso debido a la sobrecarga uniformemente distribuida aplicada. (a) Mitad de la superficie, y (b) Franja de longitud infinita. (Prandtl, 1920; citado por Terzaghi, 1943)

Ahora, si el cimiento se clasifica como superficial, en esta teoría se desprecia la resistencia al corte del suelo localizado sobre el nivel de la base del cimiento. En otras palabras podemos reemplazar el suelo con un peso unitario γ , localizado sobre este nivel, por una **sobrecarga efectiva** ($q = D_f \cdot \gamma$) por unidad de área. Esta sustitución simplifica considerablemente los cálculos. El error es insignificante y está del lado de la seguridad.

Si el suelo localizado sobre el nivel de la base de un cimiento ha sido reemplazado por una sobrecarga efectiva, q , por unidad de área, la base del cimiento representa una franja cargada con un ancho “ $2B$ ” uniforme localizado en la superficie horizontal de una masa semi-infinita. El estado de equilibrio plástico producido por tal carga es ilustrado por la Figura 11b. La figura se basa en la hipótesis de que los esfuerzos cortantes sobre el área cargada son iguales a cero. Para producir tales estados tensionales en la base de un cimiento continuo necesariamente debe eliminarse completamente la fricción y adhesión entre la base y el suelo. (Terzaghi, 1943)

La Figura 12a se graficó sobre la base de la misma hipótesis. La zona de equilibrio plástico representada en esta figura por el área ff_1e_1de puede subdividirse en (I) una zona en forma de cuña localizada debajo de la franja cargada en la que la tensión principal mayor es vertical y su tendencia a expandirse lateralmente es contrarrestado por la fricción y adhesión entre el suelo y la base del cimiento, y por esta razón está permanentemente en equilibrio elástico y se comporta como si fuera parte del cimiento, (II) dos zonas de corte radial, ade y bde_1 , saliendo de los bordes exteriores de la franja cargada, donde sus límites intersecan a la horizontal con ángulos de $45^\circ + \varphi/2$ y $45^\circ - \varphi/2$ empujando al suelo exterior y (III) dos zonas de estado pasivo de Rankine. Las líneas punteadas en el lado derecho de la Figura 12a indican los límites de las zonas I a III en el instante de la falla del suelo de soporte y las líneas sólidas representan los mismos límites mientras el suelo se hunde en el terreno. [...] (Adaptado de Terzaghi, 1943)

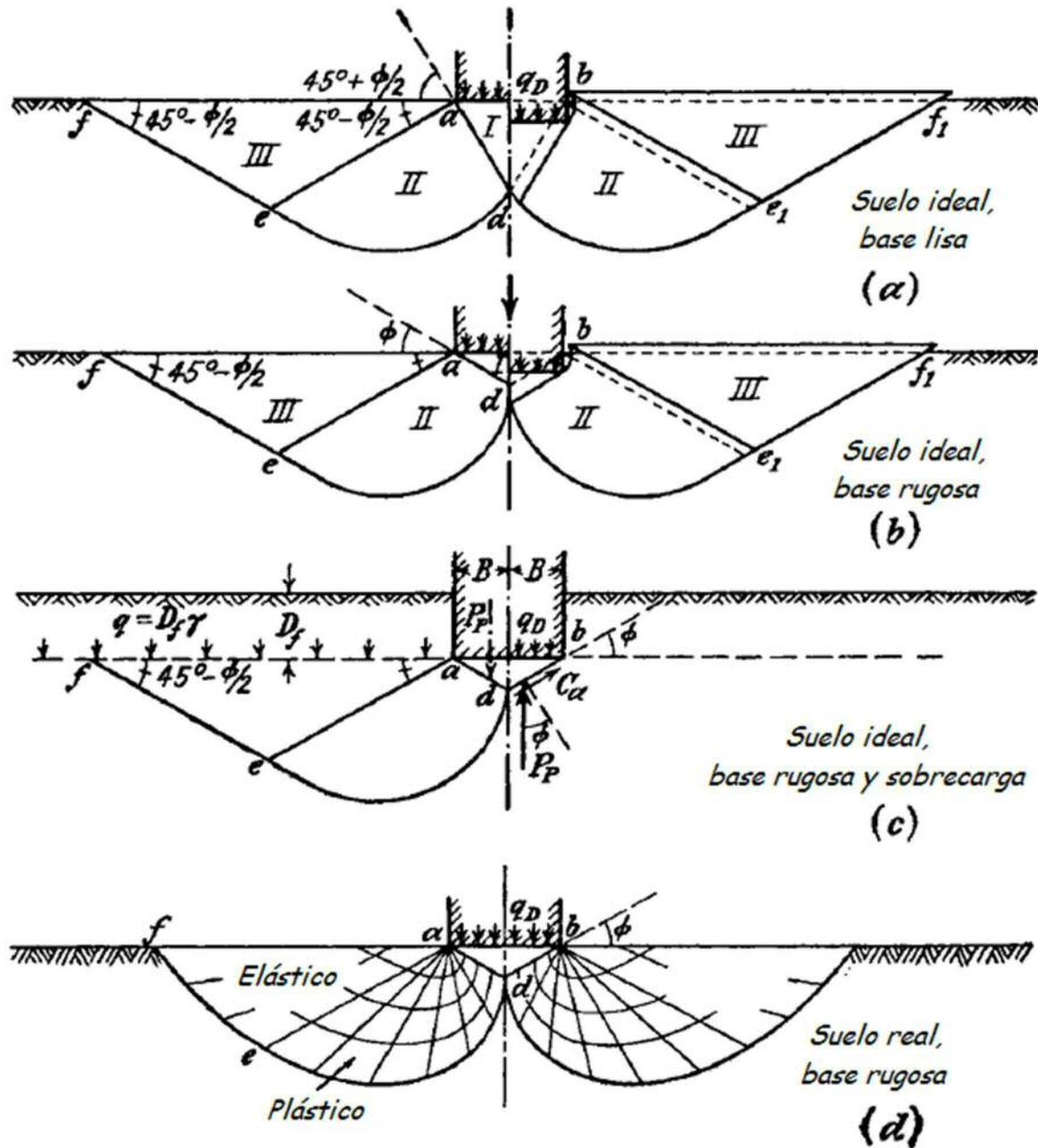


Figura 12. Límites de la zona de flujo plástico después de la falla del suelo de fundación de una cimentación corrida. (Terzaghi, 1943)

Si la carga se transmite hacia el terreno mediante un cimiento corrido con base rugosa como se muestra en la Figura 12b, la tendencia a extenderse del suelo localizado en la zona I es neutralizada por la fricción y la adhesión entre el suelo y la base del cimiento. Debido a inexistencia de esta resistencia contra la extensión lateral del suelo localizado inmediatamente bajo la base de cimiento está

permanentemente en estado de equilibrio elástico y el suelo localizado en esta zona central se comporta como si fuera parte del cimiento en hundimiento. La profundidad de este cuerpo de suelo en forma de cuña permanece prácticamente inalterada. Aún si el cimiento se hunde. Este proceso sólo es concebible si el suelo localizado justo bajo el punto d se mueve verticalmente hacia abajo. Este tipo de movimiento requiere que la superficie *de* deslizamiento de debe empezar con una tangente vertical a través del punto d . El límite *ad* de la zona de corte radial, *ade*, también es una superficie de deslizamiento. [...] Por consiguiente, el límite *ad* (Figura 12) formar un ángulo φ con la horizontal, proporcionando la fricción y adhesión entre el suelo y la base del cimiento suficientes para prevenir un movimiento de deslizamiento en la base. El lado derecho de esta figura muestra la deformación asociada con el hundimiento del cimiento. El levantamiento angulado del suelo a ambos lados de la base del cimiento ha provocado varias especulaciones, y ha sido referida como acción de borde. No es nada más que la visible manifestación de la existencia de dos zonas de corte radial. (Terzaghi, 1943)

Cálculos de prueba mostraron que el ángulo de fricción de base requerido para producir el estado de flujo plástico ilustrado por la Figura 12b es mucho más pequeño que el ángulo de resistencia al corte del suelo de soporte. Por esta razón, puede asumirse que el límite inferior de la zona central bajo el cimiento forma un ángulo φ con la horizontal, sin embargo, teóricamente, el ángulo de inclinación de esos límites puede tener cualquier valor ψ intermedio entre φ y $45^\circ + \varphi/2$. (Terzaghi, 1943)

Para cualquier ángulo de inclinación de las superficies, el cimiento no puede hundirse en el terreno hasta que la presión ejercida por la carga sobre el suelo que une los límites inclinados de la zona I en la Figura 12c sea igual a la presión o empuje pasivo de la tierra. El empuje pasivo del suelo puede calcularse descrito en Capítulo VII (*Passive Earth Pressure*) del texto de Terzaghi (1943) y la capacidad portante última está determinada por la condición de que la suma de las componentes

verticales de las fuerzas que actúan sobre el suelo localizado dentro de la zona central I debe ser igual a cero. [...] (Terzaghi, 1943)

Basado en la hipótesis de un mecanismo o modelo de falla bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno de Mohr-Coulomb, Terzaghi (1943) estableció las condiciones de equilibrio límite entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Posteriormente se han aplicado coeficientes correctores para tener en cuenta la forma del cimiento, la excentricidad e inclinación de la carga, etc.

Siguiendo el desarrollo histórico, las primeras soluciones fueron las encontradas por Prandtl (1920) para zapatas corridas lisas, en terrenos sin peso y con rozamiento o con cohesión únicamente (en este último caso por simetría del mecanismo hace que el peso no tenga influencia).

Trabajando en líneas similares al análisis de Prandtl (1920), Terzaghi (1943) produjo una fórmula para q_u que admite los efectos de cohesión y fricción entre la base del cimiento y el suelo, y es sólo aplicable a cimentaciones superficiales. De esta manera, la primera expresión general de la *capacidad portante última* para un cimiento corrido es:

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

Donde:

c : *cohesión del suelo de fundación*

q : *sobrecarga efectiva sobre el nivel de desplante* = γD_f

B : *ancho del cimiento corrido*

γ : *peso específico efectivo del suelo debajo del nivel de desplante*

N_c, N_q y N_γ : *factores de capacidad portante* = $f(\varphi)$

Es evidente el escaso rigor de la superposición de diferentes mecanismos de rotura y los errores inherentes al considerar valores constantes de los parámetros de resistencia para cualquier nivel de

presiones y en cualquier punto de la superficie de rotura. Sin embargo la aproximación obtenida resulta suficiente a efectos prácticos.

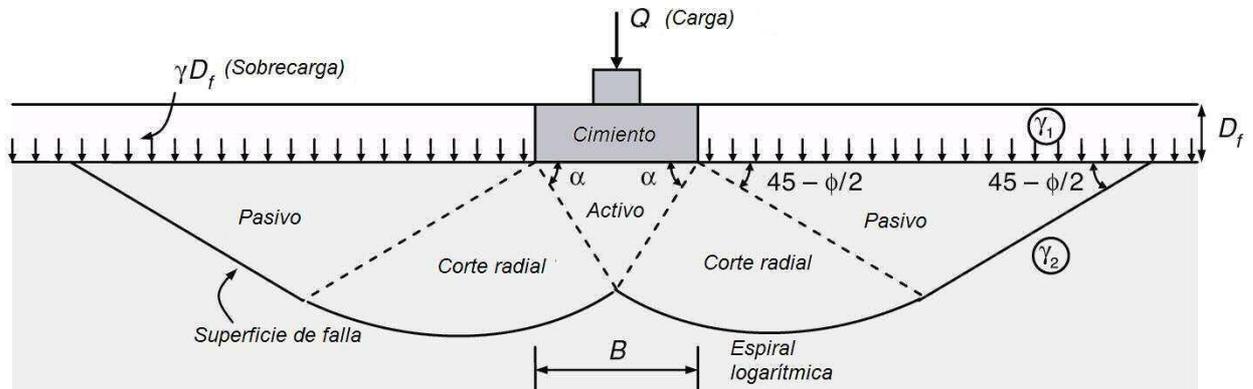


Figura 13. Mecanismo de falla adoptado para la fórmula de capacidad portante última de Terzaghi.

Los **factores de capacidad portante** relacionados con la cohesión, sobrecarga y peso del suelo de fundación, respectivamente, tienen las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \\ N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \varphi \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \end{cases} \quad (3)$$

Donde $K_{p\gamma}$ es el **coeficiente de empuje pasivo** para $c = 0$, $q = 0$, $\alpha = 180^\circ - \varphi$ y $\delta = \varphi$. Teniendo algunas expresiones aproximadas como:

$$K_{p\gamma} = 3 * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi + 33}{2} \right) \quad (\text{Husain}) \quad (4)$$

$$K_{p\gamma} = (8\varphi'^2 - 4\varphi' + 3.8) \tan^2 \left(60^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (\text{Aysen}) \quad (5)$$

También se cuenta con una tabla de datos proporcionada por Bowles (1996), en base a cálculos con los datos originales de Terzaghi (1943):

Tabla 2. Coeficiente de empuje pasivo para la ecuación de Terzaghi.

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Fuente: (Bowles, Foundation Analysis and Design, 1996)

En esta investigación, tomaremos como valores de los factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi los que se dan en la Tabla 3.

Tabla 3. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	K_{py}	N_γ	ϕ	N_c	N_q	K_{py}	N_γ
0	5.70	1.00	10.18	0.00	26	27.09	14.21	39.01	11.53
1	6.00	1.10	10.61	0.08	27	29.24	15.90	41.78	13.15
2	6.30	1.22	11.07	0.18	28	31.61	17.81	44.85	15.03
3	6.62	1.35	11.56	0.28	29	34.24	19.98	48.26	17.21
4	6.97	1.49	12.07	0.39	30	37.16	22.46	52.05	19.75
5	7.34	1.64	12.61	0.51	31	40.41	25.28	56.29	22.71
6	7.73	1.81	13.19	0.65	32	44.04	28.52	61.04	26.20
7	8.15	2.00	13.80	0.80	33	48.09	32.23	66.40	30.33
8	8.60	2.21	14.44	0.96	34	52.64	36.50	72.48	35.23
9	9.09	2.44	15.13	1.15	35	57.75	41.44	79.40	41.08
10	9.60	2.69	15.87	1.35	36	63.53	47.16	87.33	48.11
11	10.16	2.98	16.65	1.58	37	70.07	53.80	96.49	56.62
12	10.76	3.29	17.49	1.84	38	77.50	61.55	107.13	67.00
13	11.41	3.63	18.38	2.12	39	85.97	70.61	119.59	79.77
14	12.11	4.02	19.33	2.44	40	95.66	81.27	134.31	95.61
15	12.86	4.45	20.36	2.79	41	106.81	93.85	151.89	115.47
16	13.68	4.92	21.46	3.19	42	119.67	108.75	173.09	140.65
17	14.56	5.45	22.65	3.63	43	134.58	126.50	198.99	173.00
18	15.52	6.04	23.92	4.13	44	151.95	147.74	231.10	215.16
19	16.56	6.70	25.30	4.70	45	172.29	173.29	271.57	271.07
20	17.69	7.44	26.80	5.34	46	196.22	204.19	323.57	346.66
21	18.92	8.26	28.42	6.07	47	224.55	241.80	391.94	451.28
22	20.27	9.19	30.18	6.89	48	258.29	287.85	484.34	600.15
23	21.75	10.23	32.10	7.83	49	298.72	344.64	613.53	819.31
24	23.36	11.40	34.19	8.90	50	347.51	415.15	801.95	1155.97
25	25.13	12.72	36.49	10.12					

Fuente: Elaboración propia, en base a los valores de K_{py} de Husain (Ec. (4)).

La capacidad portante para el caso de cimentaciones *cuadradas* o *circulares*, no existe teoría alguna, por lo cual el propio Terzaghi (1943) propuso una modificación de la ecuación (2), basado en resultados experimentales, que se expresa mediante las siguientes ecuaciones:

– Zapata cuadrada

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (6)$$

– Zapata circular

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (7)$$

Donde B es la dimensión de cada lado de la zapata cuadrada, y en el caso de zapatas circulares B es su diámetro.

Para cimentaciones que muestren **falla por corte local**, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (2), (6) y (7), reduciendo los valores de cohesión y fricción de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (8)$$

$$\tan \varphi' = \frac{2}{3}\tan \varphi \quad (9)$$

Reemplazando los valores de c y φ , en las ecuaciones (2), (6) y (7), la capacidad portante última para falla por corte local se estimará mediante:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad (10)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Zapata cuadrada}) \quad (11)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Zapata circular}) \quad (12)$$

Donde N'_c , N'_q y N'_γ son los *factores de capacidad de carga modificada*, y se calculan mediante las ecuaciones (3), reemplazando ϕ por ϕ' de la ecuación (9), cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4. Factores de capacidad de carga modificados para falla por corte local.

ϕ	N'_c	N'_q	K'_{py}	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	K'_{py}	N'_γ
0	5.70	1.00	10.18	0.00	26	15.53	6.05	23.94	4.14
1	5.90	1.07	10.46	0.06	27	16.30	6.54	24.96	4.56
2	6.10	1.14	10.76	0.11	28	17.13	7.07	26.06	5.02
3	6.30	1.22	11.07	0.18	29	18.03	7.66	27.24	5.54
4	6.51	1.30	11.39	0.24	30	18.99	8.31	28.50	6.11
5	6.74	1.39	11.73	0.31	31	20.03	9.03	29.87	6.74
6	6.97	1.49	12.07	0.39	32	21.16	9.82	31.34	7.45
7	7.22	1.59	12.43	0.47	33	22.39	10.69	32.93	8.25
8	7.47	1.70	12.81	0.56	34	23.72	11.67	34.66	9.14
9	7.74	1.82	13.20	0.65	35	25.18	12.75	36.54	10.15
10	8.02	1.94	13.61	0.75	36	26.77	13.97	38.60	11.30
11	8.32	2.08	14.04	0.86	37	28.51	15.32	40.85	12.60
12	8.63	2.22	14.49	0.98	38	30.42	16.85	43.32	14.08
13	8.96	2.38	14.96	1.10	39	32.53	18.56	46.05	15.78
14	9.31	2.55	15.45	1.24	40	34.87	20.50	49.07	17.74
15	9.67	2.73	15.97	1.38	41	37.45	22.70	52.42	20.00
16	10.06	2.92	16.51	1.54	42	40.33	25.21	56.17	22.63
17	10.47	3.13	17.08	1.71	43	43.53	28.06	60.38	25.71
18	10.90	3.36	17.68	1.90	44	47.13	31.34	65.13	29.33
19	11.36	3.61	18.31	2.10	45	51.17	35.11	70.51	33.62
20	11.85	3.88	18.98	2.32	46	55.73	39.48	76.65	38.72
21	12.37	4.17	19.69	2.56	47	60.91	44.54	83.72	44.86
22	12.92	4.48	20.44	2.82	48	66.80	50.46	91.90	52.30
23	13.51	4.82	21.23	3.10	49	73.55	57.41	101.45	61.40
24	14.14	5.20	22.08	3.42	50	81.31	65.60	112.70	72.63
25	14.81	5.60	22.98	3.76					

Fuente: *Elaboración propia, en base a los valores de K_{py} de Husain (Ecuación (4)).*

Debe tenerse presente que todas las fórmulas anteriores son válidas solamente para cimientos sometidos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

B. Teoría de George Geoffrey Meyerhof (1951, 1963)

La principal diferencia entre las teorías de Terzaghi y Meyerhof es que este último considera la resistencia al corte del suelo sobre el nivel de desplante de la cimentación, mientras que el primero lo ignora. Meyerhof permite que las zonas de falla se extiendan hasta la superficie del terreno (Meyerhof, 1951). La superficie de falla asumida por Meyerhof se muestra del lado derecho en la Figura 14b y Figura 15.

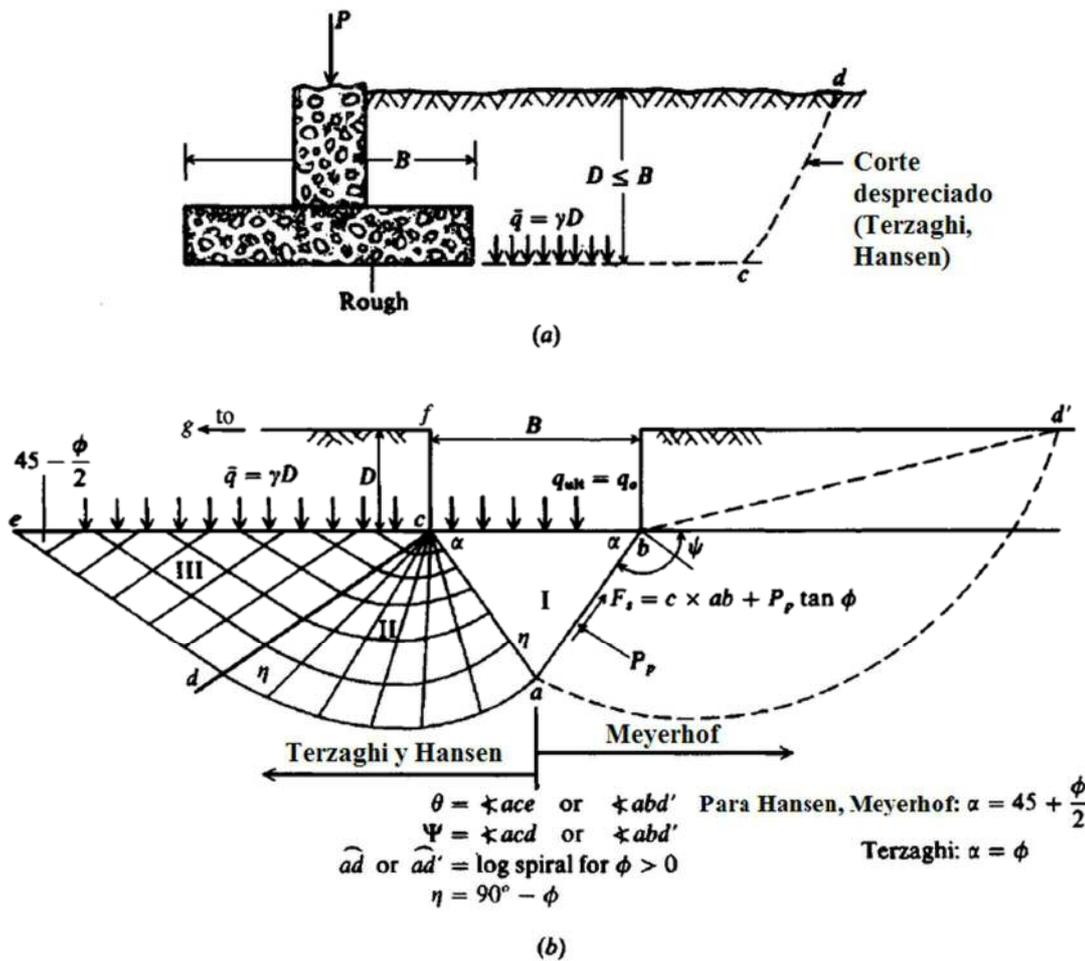


Figura 14. a) Cimentación superficial con base rugosa. Las ecuaciones de Terzaghi y Hansen desprecian el corte a lo largo de cd; b) Interacción suelo-cimiento para las ecuaciones de capacidad portante para cimientos corridos – lado izquierdo para Terzaghi (1943), Hansen (1970), y lado derecho para Meyerhof (1951). (Bowles, 1996)

El mecanismo de falla de una cimentación a poca profundidad está dividido en tres zonas (Figura 15), la primera abc es una cuña elástica de esfuerzos uniformes que se puede considerar en estado activo de Rankine; la segunda bcd es una cuña limitada por una curva de espiral logarítmica cd y es una zona de esfuerzo cortante radial; la tercera bde es una zona de corte mixta donde el cortante varía entre los límites del corte radial y del corte plano, dependiendo de la rugosidad y profundidad de la cimentación y se considera que está en estado pasivo de Rankine. El plano be es denominada *superficie libre equivalente* o *superficie de Meyerhof* y en esta superficie actúan los esfuerzos normales P_o y los tangenciales S_o productos del peso del suelo por encima de be .

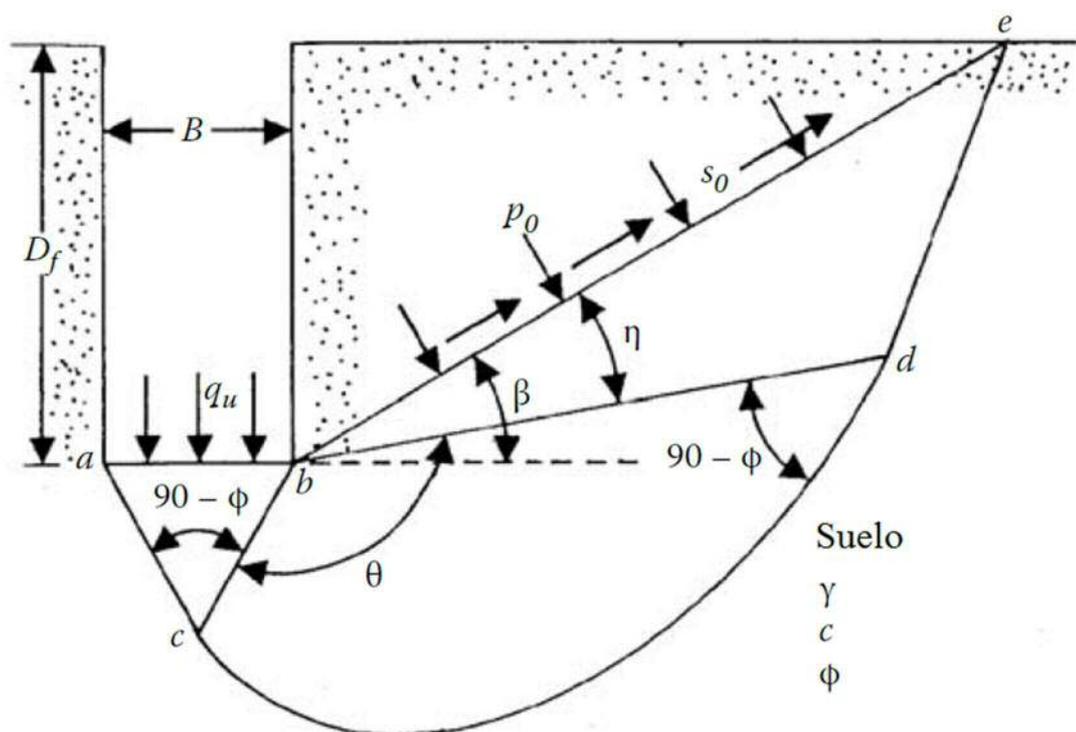


Figura 15. Campos de líneas de deslizamiento para una fundación continua rugosa. Método de Meyerhof (Das, 2009).

Usando el método de superposición de efectos, finalmente la ecuación de capacidad portante última de Meyerhof es una expresión matemática completamente similar a la de Terzaghi:

$$q_u = cN_c + p_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (13)$$

Las diferencias entre ambas son p_0 , que ahora no es simplemente γD_f , y los tres factores de capacidad portante, cuyos valores son distintos a los de Terzaghi.

El cálculo de estos factores, que se hace en la teoría de Meyerhof, siguen los lineamientos planteados anteriormente por Terzaghi, aunque, como es natural, las superficies de falla, que sirven de base para dichos cálculos, son diferentes. Sin embargo, en la teoría de Meyerhof persiste el defecto de que N_c y N_q se calculan con cierta superficie de falla, mientras que N_γ se calcula a partir de otra distinta y que, en general, no coincide con la primera. Así, una misma fórmula procede de dos mecanismos de falla, vale decir de dos mecanismos distintos, por lo cual, en rigor, en la ecuación (13), se suman términos no homogéneos entre sí. Además debe tenerse en cuenta que estos factores de capacidad portante no tienen en cuenta la resistencia al corte en el suelo situado por encima del nivel de la base del cimiento.

Considerando que $p_0 = \gamma D_f = q$, se tiene la siguiente expresión general para capacidad portante última de Meyerhof (1951):

$$q_u = cN_c s_c d_c j_c + qN_q s_q d_q j_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma j_\gamma \quad (14)$$

Con las expresiones establecidas por Prandtl (1920) para N_c , por Reissner (1924) para N_q y por el mismo Meyerhof (1951) para un valor aproximado de N_γ , estos **factores de capacidad portante** para una cimentación superficial corrida y horizontal sometida a carga vertical son:

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} N_\varphi \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \\ N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases} \quad (15)$$

Para determinar la capacidad portante última de cimentaciones circulares y rectangulares de lados B y L , los factores parciales deben multiplicarse por los correspondientes **factores de forma**, de origen empírico, que son:

$$\begin{cases} s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} N_\varphi \\ s_q = s_\gamma = 1 & \text{si: } \varphi = 0^\circ \\ s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} N_\varphi & \text{si: } \varphi > 10^\circ \end{cases} \quad (16)$$

Para cimentaciones rectangulares el ángulo de fricción φ puede interpolarse entre los valores de deformación plana y triaxial en proporción a la relación B/L del cimient. Debido a que el ángulo de fricción interna obtenido mediante el ensayo de rotura en deformación plana es alrededor de 10% mayor que el obtenido mediante el ensayo triaxial (Bishop, 1961; Bjerrum y Kummeneje, 1961, citados por Meyerhof 1963), los ángulos de fricción para cimentaciones rectangulares, φ_r , pueden obtenerse mediante:

$$\varphi_r = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (17)$$

Donde φ_t es el ángulo de fricción interna o la resistencia al corte del ensayo de compresión triaxial. Para calcular los factores de capacidad portante de cimentaciones superficiales rectangulares debe usarse el valor de φ_r .

Si las condiciones del agua freática varían con la profundidad o si el suelo no es homogéneo, es recomendable utilizar los valores medios

del peso unitario sumergido, cohesión aparente, y ángulo de fricción del suelo en la zona de falla:

- Hasta 2B debajo de la base de cimientos corridos.
- Hasta B debajo de la base de zapatas circulares y cuadradas.

Debido a que los factores de capacidad portante de la ecuación (13) desprecian la resistencia al corte del suelo sobre el nivel de desplante, el incremento de la capacidad portante puede estimarse mediante los **factores de profundidad** correspondientes. Para propósitos prácticos, Meyerhof propone las expresiones siguientes, que corresponden a superficies de falla aproximada y muchos resultados de ensayos (Meyerhof, 1951, 1955), para $D_f < B$:

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \sqrt{N_\phi} \\ d_q = d_\gamma = 1 \end{cases} \quad \text{si: } \phi = 0^\circ \quad (18)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B} \sqrt{N_\phi} \quad \text{si: } \phi > 10^\circ$$

Hasta aquí en todas las ecuaciones se refieren a cimentaciones superficiales con resultante de cargas aplicadas que actúan centradas y verticalmente. Pero en la práctica, las cimentaciones de edificaciones, muros de contención y estructuras similares están generalmente sujetas a cargas excéntricas e inclinadas., y esas condiciones de carga tienden a reducir substancialmente la capacidad portante de la cimentación (ver Figura 16).

Meyerhof recomienda, para el caso de cargas excéntricas, tratar el problema calculando con las mismas ecuaciones, utilizadas para el caso de cargas centradas, modificando el ancho del cimiento por:

$$B' = B + 2e \quad (19)$$

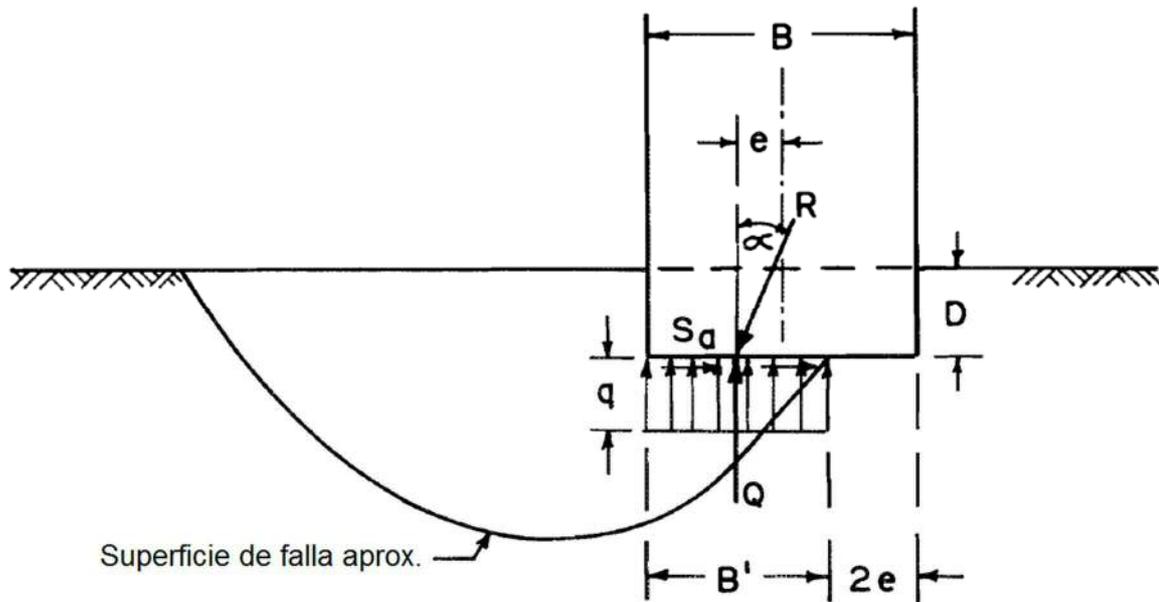


Figura 16. Cimiento bajo carga inclinada excéntrica en falla. (Meyerhof, 1963)

Esto equivale a considerar la carga centrada en un ancho mejor que el real, considerando que una faja del cimiento, de ancho $2e$, no contribuye a la capacidad portante.

Este ancho reducido, B' , debe usarse en las fórmulas, reemplazando a B , además, también debe usarse para calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al determinar su área total. Para el caso de doble excentricidad de la carga, debe determinarse un área de contacto de tal manera que el centro de gravedad coincida con la resultante de cargas.

Para cargas inclinadas, Schultze (1952) y Meyerhof (1953) definieron los **factores de inclinación de la carga** que reducen la capacidad portante y están dados por:

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 \end{cases} \quad (20)$$

De esta manera, se obtuvieron soluciones relativamente simples para capacidad portante última bajo varias condiciones de carga y tamaños de cimientos.

C. Teoría de Jørgen Brinch Hansen (1961, 1970)

En una conferencia presentada en Japón (en octubre de 1968) y publicada después de su muerte, J. Brinch Hansen (1970) resume las recomendaciones para el cálculo de la capacidad portante última de cimentaciones superficiales siguiendo el marco general introducido por Terzaghi [ecuación (2)], con los tres **factores de capacidad portante**, dos de ellos idénticos a los usados por Meyerhof (1963):

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (21)$$

Donde N_γ es un límite inferior calculado por Lundgren y Mortensen (1953), y luego por Odgaard y Christensen. En 1961, Brinch Hansen propuso una expresión diferente:

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (22)$$

Intermedio entre el límite inferior precedente y la solución de Meyerhof (1951). El estado de esta expresión no está claro. Brinch Hansen (1961) indica que es un límite inferior debido a que es estáticamente admisible. Mandel y Salençon (1969) hablan del diagrama de flujo del mismo esquema de cálculo, pero no dijeron si se calcularon límites superiores o inferiores. Mandel y Salençon (1972) se refieren a la "solución correcta" dada por Lundgren y Mortensen para el cálculo de N_γ , que no es tan preciso. La adición de los tres términos N_c , N_q y N_γ , que no corresponden al mismo mecanismo de falla, conducen a una subestimación de la capacidad portante de la cimentación, que generalmente está 20% por debajo, de acuerdo con Lundgren y Mortensen (1953).

Aparte de la excentricidad de las cargas, que se toma en cuenta al calcular la capacidad portante en la "superficie efectiva del cimiento", se describen todas las demás desviaciones, del caso de los cimientos corridos bajo carga vertical centrada, mediante coeficientes correctores establecidos por separado y cuya utilización simultánea constituye, naturalmente, una aproximación.

La capacidad portante de una cimentación inclinada de cualquier forma, desplantado en un terreno inclinado y sometido a carga inclinada es igual a:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (23)$$

(Notación: s – forma; d – profundidad; i – inclinación de la carga; b – inclinación de la base del cimiento; g – inclinación de la superficie del terreno)

Para una cimentación sobre el suelo cohesivo (donde $\phi = 0$, por lo que $N_\gamma = 0$, y una falla no drenada), Brinch Hansen dice que, teóricamente, es más correcto escribir la ecuación (23) de la siguiente forma:

$$q_u = (\pi + 2)c_u \left[1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a \right] \quad (24)$$

Una inclinación de la carga siempre significará una menor capacidad portante, y la reducción normalmente es considerable. Para los **factores de inclinación de la carga**, Hansen (1970) recomienda las siguientes fórmulas aproximadas ($\eta = 0^\circ$; cimiento con base horizontal):

$$\begin{cases} i_c^a = 0.5 + 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{Aa}} \\ i_q = \left[1 - \frac{0.5H}{V + Aa \cot \phi} \right]^5 \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H}{V + Aa \cot \phi} \right]^5 \end{cases} \quad (25)$$

Donde:

$$\begin{cases} H = Q \cdot \text{sen } \alpha \\ V = Q \cdot \text{cos } \alpha \\ A = B' \times L' \end{cases} \quad (26)$$

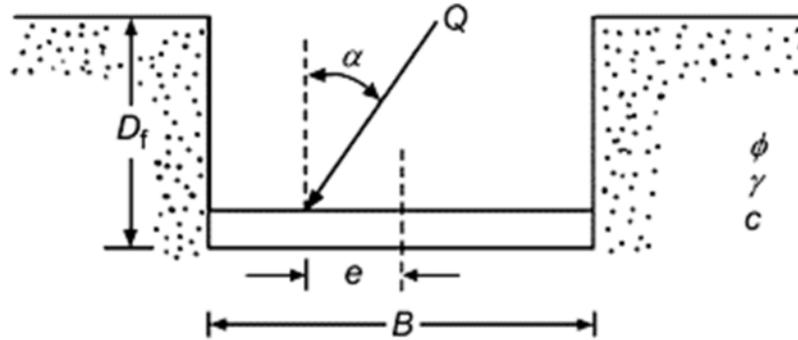


Figura 17. Carga aplicada inclinada y excéntrica.

Hansen (1970) no dio una expresión para i_c . En 1961, Hansen dio la siguiente expresión, también usada por Vesic:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi} = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (27)$$

El Eurocódigo 7 (1996) asume que $a = c$ y Bowles (1996) asume que $a = 0.6c$ a $1.0c$. Además debe considerarse que A es el área efectiva, considerando la reducción de las dimensiones por la excentricidad.

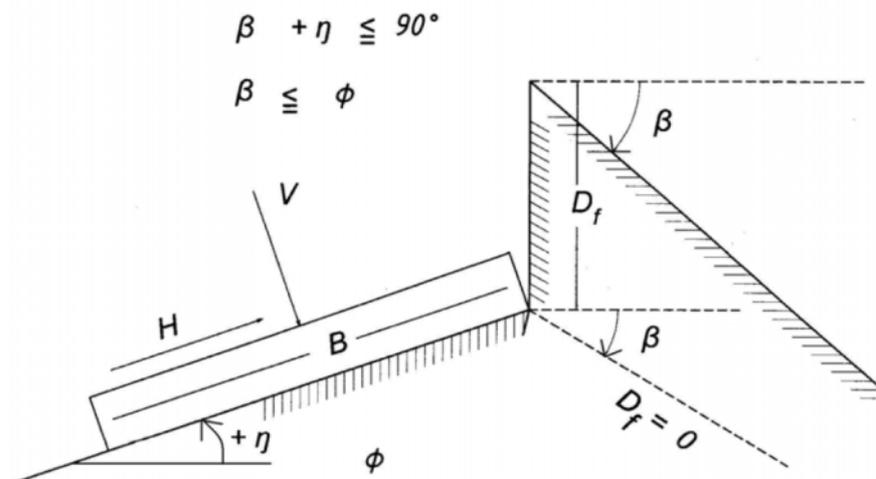


Figura 18. Cimentación superficial inclinada (Ecuaciones de Hansen y Vesic). (Bowles, 1996)

Para los **factores de inclinación de la base del cimiento**, Hansen (1970) estableció las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} b_c^a = \frac{2\eta}{\pi + 2} (\text{radianes}) \text{ ó } \frac{\eta^\circ}{147^\circ} (\text{grados}) \text{ (solución exacta)} \\ b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\ b_q = e^{-2\eta \tan \varphi} \text{ (solución exacta)} \\ b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan \varphi} \text{ (expresión empírica)} \end{cases} \quad (28)$$

Si bien el valor de b_c no está dado por Hansen, de acuerdo con la bibliografía disponible y analizando la ecuación (24) se admite la expresión anotada.

En caso de *inclinación de la base del cimiento* ($\eta > 0^\circ$), el coeficiente i_γ se modifica para garantizar la continuidad de las soluciones:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A \cot \varphi} \right]^5 \quad (29)$$

Para los **factores de inclinación del terreno**, Hansen sugiere utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} g_c^a = \frac{2\beta}{\pi + 2} = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ g_q = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 = g_\gamma \end{cases} \quad (30)$$

Similar al caso de b_c , el factor g_c no está dado por Hansen (1970), pero toma el valor de la expresión anotada en la ecuación (30).

Los **factores de forma** adoptados por Hansen (1970) para describir el efecto de la forma del cimiento para cimentaciones rectangulares ($B < L$) y cuadradas (de lado B), bajo cargas verticales, son:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_c^a = 0.2 \frac{B}{L} \\ s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \\ s_q = 1 + \operatorname{sen} \varphi \frac{B}{L} \\ s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6 \end{array} \right. \quad (31)$$

Estos *factores de forma* son válidas sólo para cargas verticales, por lo que para cargas inclinadas (en la dirección de B o en la dirección de L) se tiene que:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_{cB}^a = 0.2 \cdot i_{cB}^a \frac{B}{L} \\ s_{cL}^a = 0.2 \cdot i_{cL}^a \frac{B}{L} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} s_{qB} = 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \operatorname{sen} \varphi \\ s_{qL} = 1 + i_{qL} \frac{L}{B} \operatorname{sen} \varphi \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} s_{\gamma B} = 1 - 0.4 \frac{B \cdot i_{\gamma B}}{L \cdot i_{\gamma L}} \\ s_{\gamma L} = 1 - 0.4 \frac{L \cdot i_{\gamma L}}{B \cdot i_{\gamma B}} \end{array} \right. \quad (32)$$

Expresiones en las que se utiliza B (primera línea) o L (segunda línea) según la dirección de la inclinación de la carga. Para $s_{\gamma B}$ o $s_{\gamma L}$, Hansen (1970) indica que deben tomar valores superiores a 0.6.

Por último, para los **factores de profundidad**, Hansen (1970) sugiere las siguientes fórmulas aproximadas:

$$\text{Para: } D \leq B \quad \left\{ \begin{array}{l} d_c^a = 0.4 \frac{D}{B} \\ d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \frac{D}{B} \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right. \quad (33)$$

Para grandes profundidades es complicado calcular los *factores de profundidad*, pero sabemos que por último deben aproximarse a un valor asintótico. Por lo que Hansen (1970) propone las siguientes fórmulas tentativas:

$$\text{Para: } D \geq B \quad \left\{ \begin{array}{l} d_c^a = 0.4 \arctan\left(\frac{D}{B}\right) \\ d_c = 1 + 0.4 \arctan\left(\frac{D}{B}\right) \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan\left(\frac{D}{B}\right) \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right. \quad (34)$$

Debemos tener en cuenta que el ángulo de fricción interna que se utilizará para los problemas de deformación plana es el ángulo φ_p , deducido a partir del ángulo de fricción interna φ_t determinado por el aparato triaxial, mediante fórmula:

$$\varphi_p = 1.1 \varphi_t \quad (35)$$

D. Teoría de Aleksandar Sedmak Vesić (1973)

Vesić (1973) presenta un punto de vista complementario del desarrollo del análisis de la capacidad portante de cimentaciones superficiales. Recordó que la historia de los primeros trabajos sobre el tema, comenzando con Rankine en 1857, fueron descritos en el primer tratado de mecánica de suelos de Terzaghi (1925, cap. 24). Las investigaciones modernas, para esa época, partieron del artículo de Prandtl (1920) sobre el punzonamiento de los metales, que fueron extendidos para los materiales sin peso y con fricción interna por Reissner (1924) y a los problemas axisimétricos de Hencky (1934). La primera aplicación de estas soluciones en el diseño de cimentaciones es debido a Caquot (1934) y Buisman (1935), que inspiraron a los primeros intentos de extensión de los cálculos de plasticidad suelos con peso (Raes, 1941) y sugirieron la superposición del término N_γ con los otros dos de la ecuación de la capacidad portante. Este enfoque fue adoptado, al mismo tiempo, por Terzaghi (1943) y tuvo una influencia duradera en todos los trabajos posteriores. Vesić proporciona una tabla de las referencias de las principales contribuciones a los estudios teóricos 1940 en 1970:

- Para problemas planos: Terzaghi (1943), Mizuno (1948), Meyerhof (1948, 1951, 1955), Caquot y Kérisel (1953, 1956), Lundgren y Mortensen (1953), Sokolovskij (1960), Gorbunov-Posadov (1965), Hansen (1969);
- Para problemas axisimétricos: Ishlinskij (1944), Berezantsev (1952), Mizuno (1953), Shield (1955), Eason y Shield (1960), Cox *et al.* (1961) y Cox (1962).

También hizo referencias de los estados del conocimiento publicados durante el mismo período: Terzaghi (1943), Terzaghi y Peck (1967), de Beer (1949, 1965), Skempton (1951), Meyerhof (1951, 1963), Brinch Hansen (1957, 1961, 1970), de Beer y Vesić (1958), Naujoks (1963), Lambe (1965), de Mello (1969), Whitman (1970), Hvorslev (1970) y Weiss (1970).

Vesić (1970) describió el modo de calcular la capacidad portante mediante la superposición con los factores adimensionales N_c y N_q de Prandtl (1920) y Reissner (1924):

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases} \quad (36)$$

El factor N_γ , que sólo puede evaluarse numéricamente, varía considerablemente con el ángulo ψ (Ver Figura 19). Vesić indica que su valor puede tomarse del análisis realizado y tabulado por Caquot y Kérisel (1953), con la hipótesis de que $\psi = 45^\circ + \varphi / 2$, se puede aproximar, con un error del lado de la seguridad (menos del 10% para $15^\circ < \varphi < 45^\circ$ y menos del 5% para $20^\circ < \varphi < 40^\circ$), mediante la ecuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (37)$$

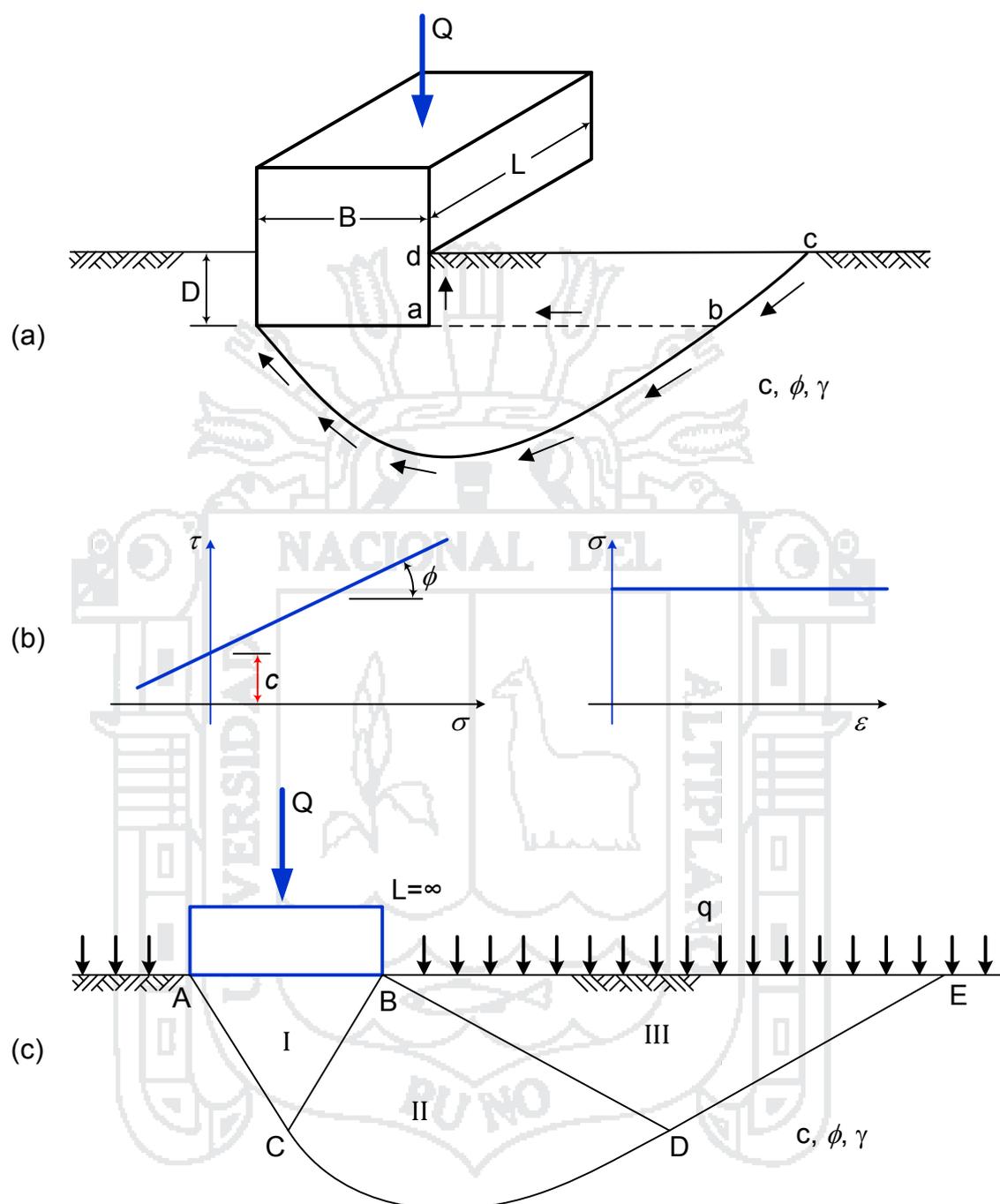


Figura 19. Problema de capacidad portante de cimentaciones superficiales. (Vesic, 1973)

Un análisis plástico refinado muestra que la superposición de tres términos no es estrictamente correcto; sin embargo, nos llevan a estimaciones aproximadas con errores que están del lado de la seguridad (17 a 20% como máximo para $30^\circ < \phi < 40^\circ$), pero precisa para $\phi = 0^\circ$.

Vesić (1973) indica que la elección del ángulo de fricción en deformación plana no es necesariamente la mejor solución para acercarnos a los resultados de los cálculos de capacidad portante observados. La consideración de la rotura progresiva del suelo bajo varios niveles de esfuerzo parece un camino más prometedor.

Vesić propone coeficientes correctores aplicados a cada término de la fórmula de capacidad portante de Terzaghi [ecuación (2)].

La aproximación para evaluar el efecto de la **forma del cimiento** ha sido mayormente semi-empírico, en base a ensayos de carga con cimientos de formas diferentes, incluyendo rectángulos largos, Vesić brinda las siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi \\ s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \\ s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.60 \end{array} \right. \quad (38)$$

Para el efecto de la sobrecarga, Vesić propone el uso de los **factores de profundidad** definidos por Brinch Hansen (1970):

$$\text{Para: } \frac{D}{B} \leq 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right. \quad (39)$$

Al igual que Hansen, Vesić menciona que para $B/D > 1$ el cálculo de los **factores de profundidad** está cargado de incertidumbre, que requiere de hipótesis arbitrarias a cerca de las condiciones de la sobrecarga de suelo. Por lo cual toma las ecuaciones que Hansen (1970) propuso tentativamente:

$$\text{Para: } \frac{D}{B} > 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right. \quad (40)$$

El efecto de la compresibilidad del suelo y el tamaño del cimiento es ampliamente discutido. La disminución de la resistencia del suelo cuando el tamaño del cimiento aumenta al parecer es debido a tres causas:

- La envolvente de los círculos de Mohr no es una línea recta;
- La falla o rotura se desarrolla progresivamente sobre la superficie de falla;
- Existen zonas de muy baja resistencia en todos los suelos naturales.

Esta disminución se debe principalmente el término N_γ .

2.2.9. Criterio de los asentamientos. Deformaciones del suelo

El criterio de los asentamientos (deformabilidad) nos conduce a limitar la carga en servicio que pueden aplicar las estructuras (capacidad portante admisible), a través de los cimientos, al suelo de fundación. Debemos recordar que, a diferencia de las teorías (métodos) de cálculo de capacidad portante por resistencia del suelo que se sustentan en la teoría de la plasticidad, la determinación de las deformaciones del suelo obedece principalmente a la aplicación de la Teoría de Elasticidad. Entonces, en ambos casos se trata de análisis desacoplados del comportamiento del suelo.

Desde hace muchísimos años se sabe que zapatas, o estructuras de cimentación superficiales, apoyadas en terrenos blandos (generalmente arcillas blandas) sufren grandes asentamientos e incluso se hunden. Ya antiguamente se vio la necesidad de cimentar sobre pilotes o pilares-pozos que atravesaran la capa blanda y

descansaran en estratos más firmes. Pero, si bajo una capa de arena existe una de arcilla blanda, las consecuencias no serán tan fáciles de prever. De aquí que los estratos confinados de arcilla haya que estudiarlos a fondo, para prevenir y calcular los asentamientos. A esos estratos se les denomina confinados, pues la adherencia y fricción en los bordes impiden la expansión horizontal. De ahí que los estudios y ensayos se hagan sobre muestras lateralmente confinadas, para asemejarse más al comportamiento real. (González, 2001)

El tema de la compresibilidad se centra en el estudio de las variaciones de volumen del suelo, (preferentemente en lo referente a su altura), en función de las cargas o esfuerzos aplicados al suelo.

El estudio de la compresibilidad se realiza fundamentalmente para arcillas o suelos arcillosos, y en estado de saturación. Cuando el incremento de carga es asumido conjuntamente por las partículas minerales y el agua – que conforman el total del suelo –, la variación de presión intersticial, o presión de poro, obliga al agua a moverse a través del suelo, hasta disipar esa sobrepresión intersticial, con lo cual muchas propiedades del suelo varían con el tiempo en que se produce ese fenómeno. (González, 2001)

La expulsión de agua de los poros, que permite el reajuste de las partículas sólidas en los huecos que han quedado vacíos, es la base del fenómeno de la consolidación. Si las sobrepresiones intersticiales son positivas, y en consecuencia el suelo disminuye de volumen, el proceso se denomina consolidación. Si las sobrepresiones intersticiales son negativas, de modo que el suelo tiende a aumentar su volumen, el proceso se denomina expansión.

Los asentamientos de las cimentaciones, producto de la deformación volumétrica del suelo, deben estimarse con mucho cuidado para edificios, puentes, torres, plantas de energía, y estructuras similares de alto costo. Para estructuras tales como rellenos, presas de tierra, diques, muros anclados, y muros de contención se puede tolerar un

gran margen de error en los asentamientos. (Adaptado de Bowles, 1996)

El análisis de asentamientos del suelo tiene dos problemas principales: (Bowles, 1996)

1. Obtención de valores confiables de los parámetros

“elásticos”. – Los problemas en la recuperación de muestras **“inalteradas”** de suelo significan que los valores del laboratorio están comúnmente con 50 % o más de error. Ahora, hay una gran tendencia al uso de ensayos de campo (*in situ*), pero un gran inconveniente es que tienden a obtener valores horizontales. La **anisotropía** es un hecho común, haciendo que los valores elásticos verticales (usualmente necesarios) sean diferentes a los horizontales. A menudo, la diferencia es sustancial. Debido a esos problemas, comúnmente se usan correlaciones, particularmente para estudios de diseño preliminar. Si hay **estratificación** en la zona de influencia H , se deben obtener (o estimarse) más de un conjunto de parámetros elásticos.

2. Obtención de un perfil de esfuerzos confiable a partir de la

carga aplicada. Tenemos el problema de calcular tanto los valores numéricos correctos y la profundidad efectiva H de la zona de influencia. Normalmente, para el cálculo de esfuerzos se usan las ecuaciones de la Teoría de Elasticidad, con la profundidad de influencia H debajo del área cargada desde $H = 0$ a $H \rightarrow \infty$ (pero más correctamente de 0 hasta aproximadamente $4B$ o $5B$). Ya que la Teoría de Elasticidad, comúnmente, asume un suelo isotrópico y homogéneo, la correspondencia entre el cálculo y la realidad es una feliz coincidencia.

Las estructuras de ingeniería se asientan por muchas razones: debido al efecto de la carga adicional de las estructuras sobre el subsuelo, descenso del nivel freático, diversas formas de hundimiento (minería, deslizamientos, subsidencia, erosión subterránea), etc. (Sowers, 1962); Terzaghi y Peck, 1967).

Los métodos usados para calcular el asentamiento final forman cuatro grupos cualitativamente distintos (Figura). El primer grupo incluye métodos matemáticamente exactos.

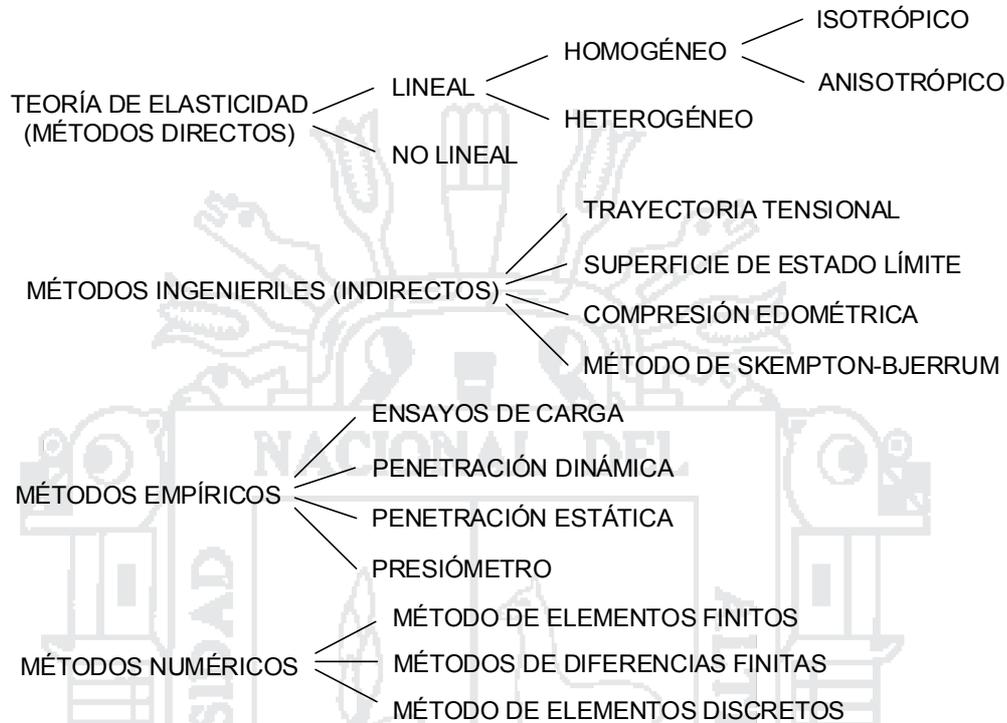


Figura 20. Métodos para el cálculo del asentamiento final.

A. Asentamientos en arcillas

La interacción entre una estructura y el terreno subyacente es un fenómeno muy complejo porque es combinación de la acción de varios factores, la mayoría de ellos dependientes del tiempo. Ninguno de estos factores tiene un comportamiento verdaderamente lineal, de forma que no es posible considerarlos separadamente de los demás y superponer luego sus efectos, sin introducir con ello errores y aproximaciones. Entre estos factores podemos nombrar:

- a) Los asentamientos inmediatos originados por cada incremento de carga a medida que crece la estructura.
- b) Los asentamientos debidos a la consolidación del terreno (tanto primaria como secundaria que se superponen a los asentamientos instantáneos).

- c) La rigidez de la estructura variable a medida que progresa la construcción.
- d) La redistribución de esfuerzos y tensiones dentro de la estructura debido a los asentamientos diferenciales.

Para comprender mejor estos factores e interpretar sus rasgos principales, es necesario aislarlos entre sí y considerarlos por separado de la forma más sencilla posible, sin perder de vista las inexactitudes que con ello introducimos.

Por ello en este apartado trataremos de definir con algún detalle, el cálculo de los asentamientos generados por la consolidación en los suelos.

Supongamos que tenemos que fundar una estructura sobre un perfil estratigráfico que presenta a una profundidad, z , un estrato deformable. Sabemos que la carga que transfiere la estructura al subsuelo, induce un incremento de tensiones (totales), $\Delta\sigma$, sobre el estrato compresible. Una vez aplicada la carga, la deformación se produce en tres etapas que son:

a) Asentamiento instantáneo

Este se debe al reacomodo y a la deformación del esqueleto de partículas que conforman el suelo, debido a un incremento en el esfuerzo efectivo que soporta, cuando la misma contiene dentro de sus vacíos, aire o algún tipo de gas.

Por lo general esta deformación es instantánea y tiene un comportamiento directamente proporcional y lineal con respecto al incremento de tensión que se genera, por lo que se asocia con el módulo elástico de la muestra de suelo.

Cuando la muestra está saturada, la deformación instantánea que se manifiesta, está asociada a la deformación lateral que se genera, en virtud de que la misma no está absolutamente restringida. (Figura 21).

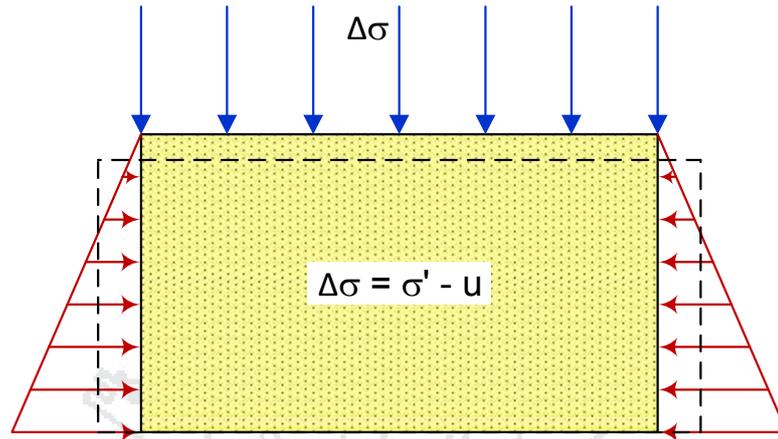


Figura 21. Asentamiento instantáneo sin confinamiento lateral.

b) Asentamiento por consolidación primaria:

Este asentamiento está asociado a la deformación volumétrica que experimenta la estructura del suelo, cuando el mismo se encuentra saturado y es solicitado por un esfuerzo externo.

Esta deformación volumétrica se genera por la transformación de la presión neutra, u , en presión efectiva, σ' , lo cual se produce en el interior de la masa de suelo. Este fenómeno se produce en el tiempo y su duración depende fundamentalmente de la permeabilidad del estrato compresible.

c) Asentamiento por consolidación secundaria:

Esta deformación se empieza a desarrollar cuando aún no ha terminado la consolidación primaria y se debe a un deslizamiento viscoso que se produce entre las partículas de arcilla.

Este asiento también depende entre otras cosas del tiempo y del tipo de suelo.

B. Consolidación de suelos

a) Esquema de Terzaghi:

Hemos visto que cuando se construye una estructura, la misma debe transferir su carga, Q , al subsuelo a través de las cimentaciones que se proyecten.

Estas cargas inducen esfuerzos en el subsuelo que se transmiten en profundidad de tal forma que a una profundidad de aproximadamente $2B$, donde B es el ancho de la base, llega el 10% del valor del esfuerzo de apoyo σ . (Figura 22)

Por lo tanto si en la estratigrafía existe un estrato compresible dentro de la profundidad de influencia del **bulbo de esfuerzos**, experimentará deformaciones por consolidación, a raíz de los esfuerzos inducidos por las cimentaciones de la estructura.

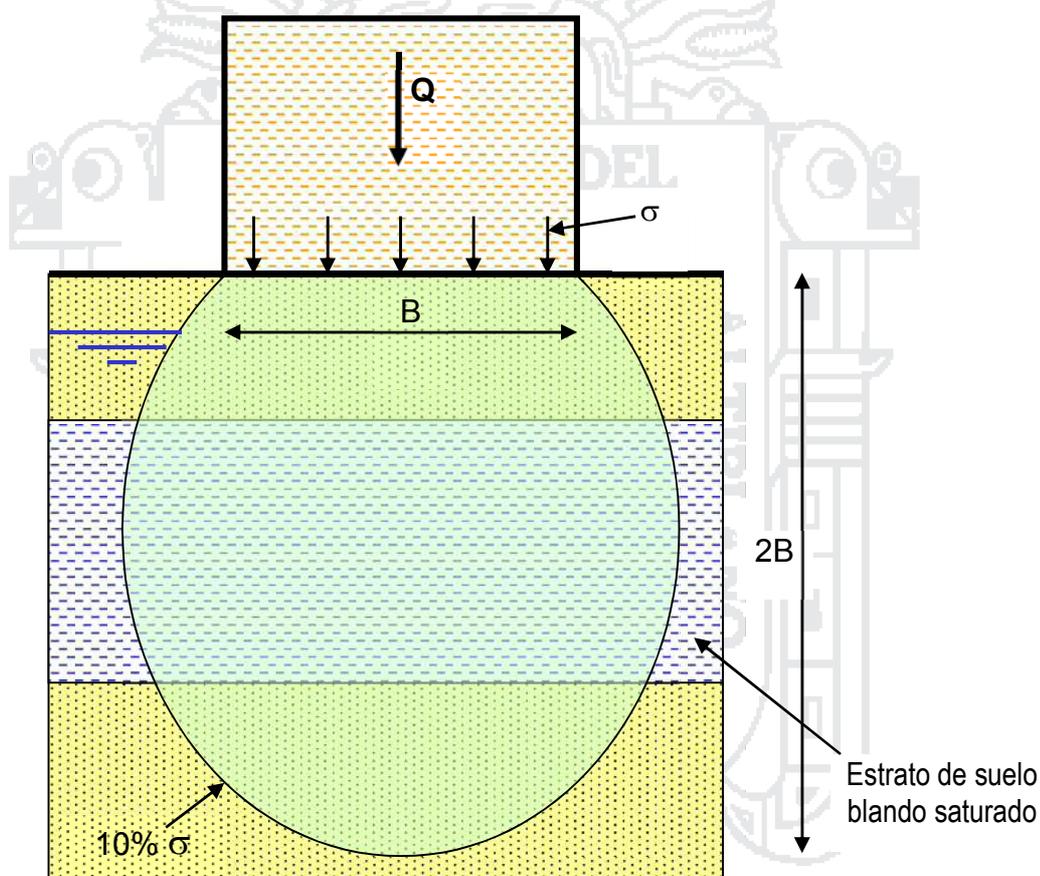


Figura 22. Bulbo de esfuerzos transmitidos al subsuelo ($10\% \sigma$), donde prácticamente se disipa el esfuerzo aplicado, σ .

Luego de aplicada la carga externa por debajo de la estructura, vemos que tenemos un estado tensional resultante para cada valor de la profundidad, z , compuesto por un estado inicial, existente aún antes de colocar la estructura, p_o , y un estado final, luego de construir la estructura ($p_o + \Delta\sigma$).

El valor de $\Delta\sigma$ es una función de la carga aplicada σ y de z mientras que el valor de p_o sale como consecuencia de la carga que se genera por la acumulación de partículas del suelo γz y de su historia geológica. (Figura 23)

Para interpretar la interrelación entre las presiones neutras y efectivas en el tiempo imaginaremos tener una muestra **saturada** a la cual le aplicamos una carga σ en la cara superior, Esta carga uniformemente distribuida en la superficie de la muestra se transformará en un esfuerzo de contacto $\Delta\sigma$ que se distribuye en profundidad según la gráfica de la Figura 23.

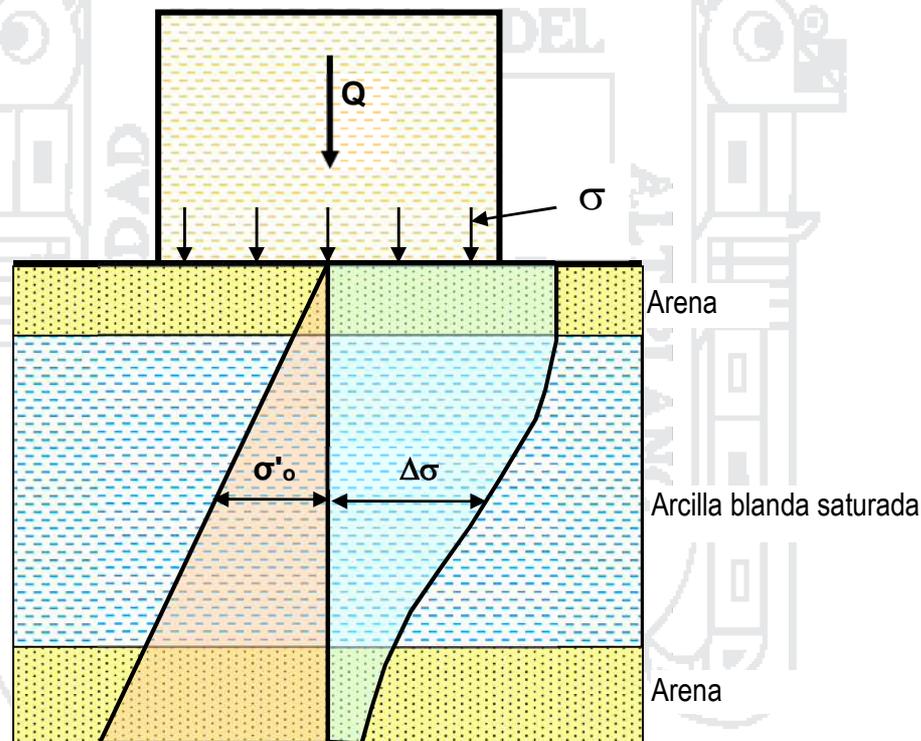


Figura 23. Distribución de esfuerzos en el subsuelo, debido a cargas aplicadas.

Debido al incremento de esfuerzos generadas por efectos de la carga, Q , sobre los estratos de suelos “blandos” saturados, $\Delta\sigma$, el agua que llena los vacíos intergranulares del suelo (muestra saturada) absorbe íntegramente el incremento de esfuerzo, y paulatinamente, dependiendo de la permeabilidad del suelos y de las condiciones de drenaje, las presiones neutras se irán disipando y

transformándose en presiones efectivas a medida que aumentan los contactos intergranulares.

Este proceso, llamado “consolidación”, genera obviamente una disminución del volumen de vacíos del suelo y se traduce en un asentamiento superficial del terreno.

Para interpretar más fácilmente éste fenómeno, Terzaghi ideó un modelo físico que consiste básicamente en un recipiente que contiene agua en su interior y que tiene un pistón en la parte superior que además está vinculado a la base del cilindro con un resorte. El pistón tiene además una válvula que permite la salida del agua del interior del cilindro.

En este modelo físico, el resorte representa al esqueleto del suelo y por ende a los esfuerzos efectivos, mientras que la válvula de alivio que puede ser abierta en forma total o en forma parcial, representa a los canalículos de suelo que permiten la salida del agua del esqueleto del suelo, una apertura total de la válvula representa a un suelo muy permeable mientras que una apertura parcial de la válvula representa a un suelo con bajo coeficiente de permeabilidad (Figuras 24, 25, 26 y 27).

b) Proceso de la consolidación

Estado Inicial, Tiempo $t = 0$

Supongamos un elemento de suelo blando y saturado que tiene la posibilidad de drenar el agua contenida en sus poros según la ley de Darcy, al que sometemos a una presión hidrostática, σ , exterior.

- Toda el esfuerzo externo la toma el agua que es incompresible por lo que no hay cambio de volumen
- Los granos no interfieren entre sí, por lo tanto no generan esfuerzos de fricción, lo que equivale a decir que no hay esfuerzo efectivo.

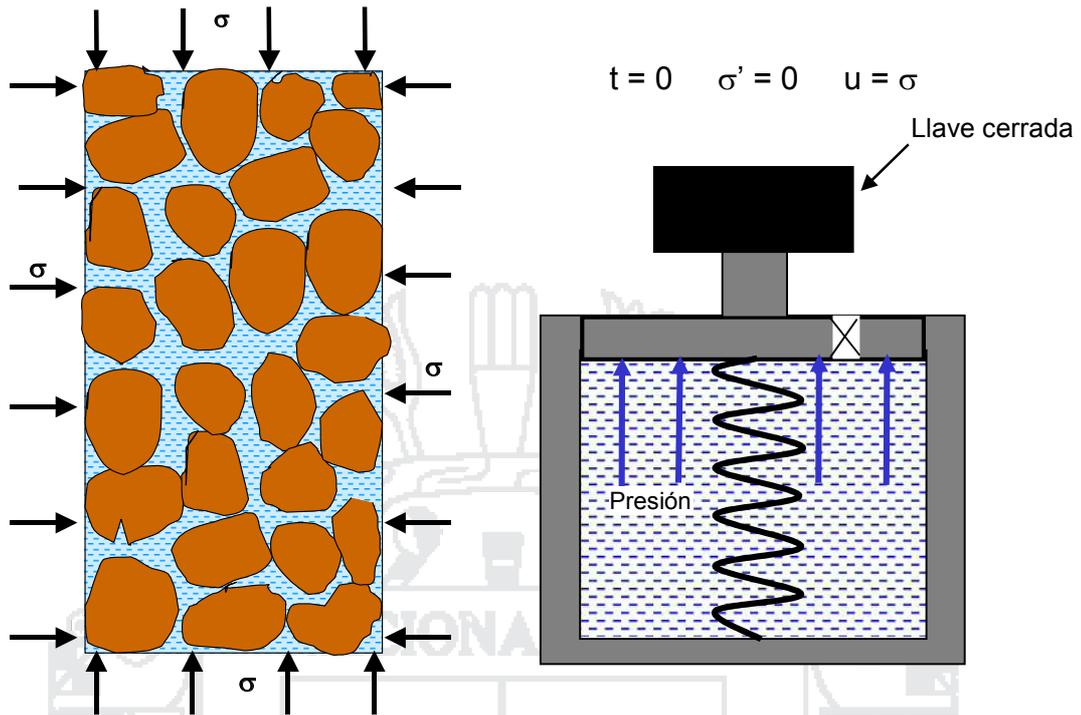


Figura 24. En un tiempo, t , inicial, toda la fuerza externa es soportada por la presión del agua sobre la superficie del pistón, tomando una porción pequeña de la misma el resorte.

Estado intermedio. Tiempo $t \neq 0$

El agua comienza a drenar, el volumen total disminuye y los granos empiezan a tener contacto (tocarse) entre sí, por lo tanto generan esfuerzos de fricción, lo que equivale a decir que hay esfuerzo efectivo (soportado por las partículas sólidas).

El agua sigue con presión y disminuyendo por lo tanto la presión neutra es menos a la presión σ aplicada

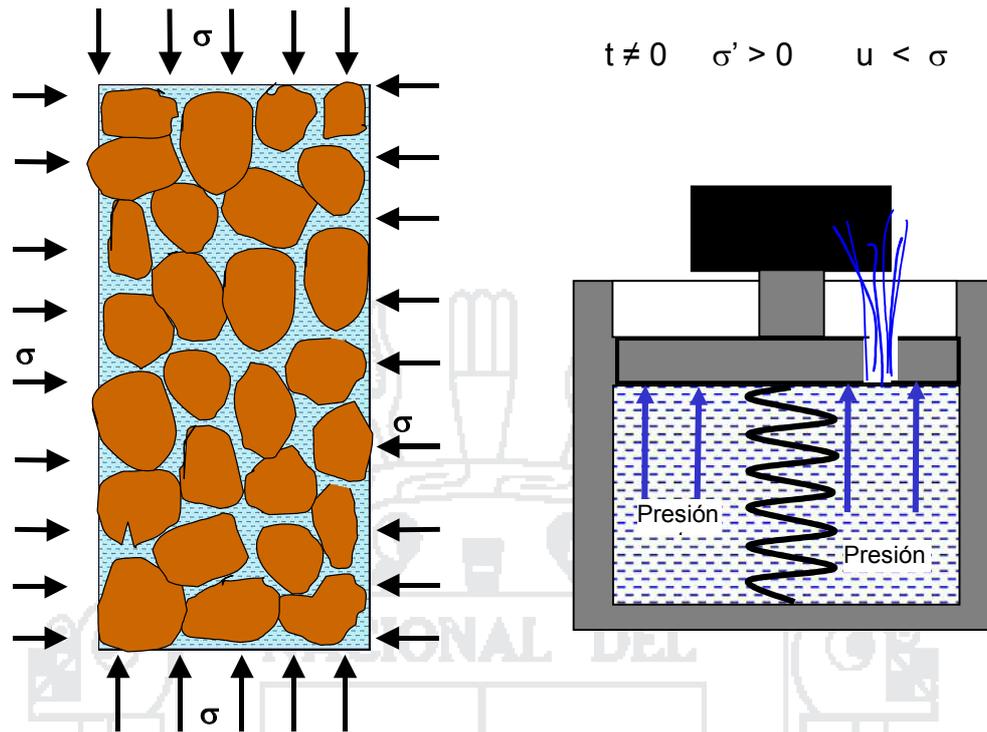


Figura 25. En un tiempo, t , intermedio, la fuerza externa es soportada por una presión menor del agua que actúa sobre la superficie del pistón, y por una porción mayor del resorte.

Estado final. Tiempo $t = \infty$

El agua ya drenó, el volumen disminuyó, lo que provocó un mayor contacto entre los granos, de tal forma que ahora la estructura granular (partículas sólidas) es capaz de tomar la totalidad de la carga externa, σ , por lo tanto no hay más presión neutra ($u = 0$).

El fenómeno descrito debe interpretarse de acuerdo con el tipo de suelo, ya que la diferencia de tiempos entre el inicio del fenómeno de consolidación (t_o) y el final del mismo (t_f), para una arena, no es comparable al de una arcilla del mismo espesor.

Si estamos construyendo una estructura y el lapso de tiempo entre t_o y t_f es comparable con el de la construcción de la estructura, una vez finalizada la misma, la deformación es total y no generaría perjuicios en la obra terminada.

Si, por el contrario, el estrato es de arcilla, con un coeficiente de permeabilidad muy bajo, y el lapso de tiempo entre t_o y t_f es muy grande, debido a que la deformación por consolidación primaria puede tardar varios años en producirse, significa que una vez terminada la construcción de la estructura pueden esperarse aún importantes asentamientos que ocasionarán daños a la estructura terminada.

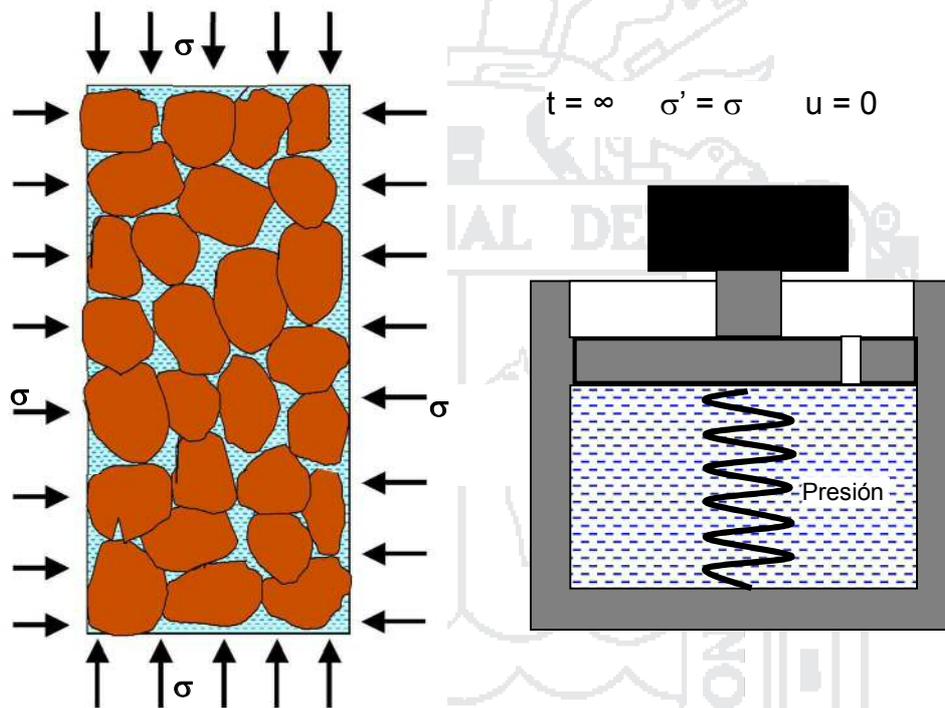


Figura 26. Llegando al final de la consolidación, para un tiempo, t , grande, la fuerza externa es soportada por una presión muy menor del agua que actúa sobre la superficie del pistón, y por una carga importante del resorte.

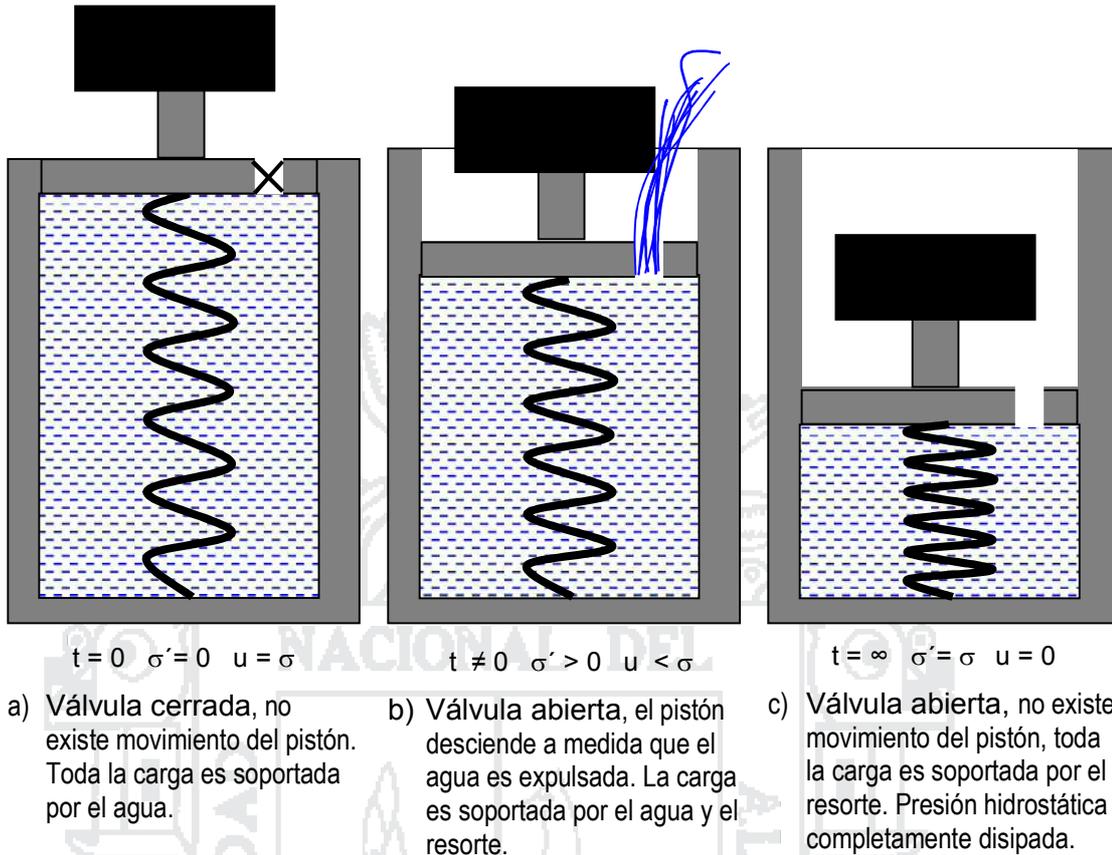


Figura 27. Analogía de Terzaghi, de los resortes.

La transferencia de esfuerzos entre la presión neutra, u , y el esfuerzo efectivo, σ' , se mide con el grado (o porcentaje de consolidación $U\%$):

$$U\% = \frac{\sigma_{efectivo}}{\sigma_{total}} \times 100 \tag{41}$$

Supongamos que tenemos una muestra de arcilla saturada (Figura 28), y sin ninguna estructura rígida que la contenga lateralmente. Bajo la acción de un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$, se deforma tomando la forma de un pequeño “barril”. Esto significa que hubo un desplazamiento de las partículas, por existir una fuerza actuando en el contacto entre ellas, y por ende se genera un esfuerzo efectivo, σ' , siendo el restante una presión neutra, u .

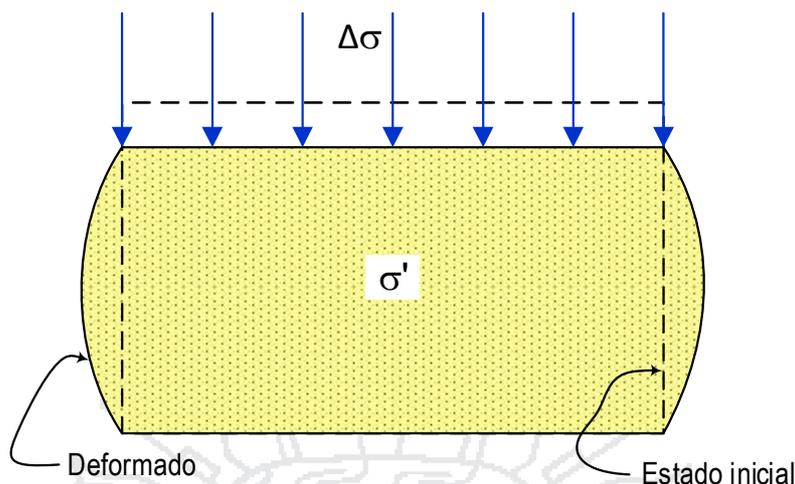


Figura 28. Muestra de arcilla saturada deformada libremente.

Cuando no hay restricción lateral, como se puede ver, en el instante $t = 0$ habrá esfuerzo efectivo y presión neutra, lo que hace que el esfuerzo efectivo produzca un asentamiento instantáneo. Si la muestra está saturada en el instante $t = 0$, habrá cambio de forma pero no de volumen, pero cuando $t \neq 0$ y el drenaje es permitido, la disminución de la presión neutra, a costa de un aumento del esfuerzo efectivo, hará que este último genere una disminución de volumen que se conoce como **deformación por consolidación primaria**.

Por lo expuesto hasta acá, es claro que las deformaciones que experimenta una estructura conformada por partículas de suelo son generados en todos los casos como **resultado del cambio de los esfuerzos efectivos**, ya que son las únicas que pueden movilizar o transformar la estructura de la masa de suelo.

c) Curva de consolidación

La representación del ensayo edométrico se hace colocando en abscisas las presiones (esfuerzos) y en ordenadas el índice o relación de vacíos alcanzado al final del periodo de consolidación correspondiente a cada presión.

La Figura 29a representa la curva de consolidación de una arcilla. Se adoptado para las abscisas una escala natural. La presión se ha ido

aumentando por escalones sucesivos y se ha descargado casi hasta cero. Las distintas ramas de la curva de consolidación reciben distintos nombres según se muestra en la figura. Podemos observar que las deformaciones van siendo menores, para un mismo incremento de carga, al aumentar ésta.

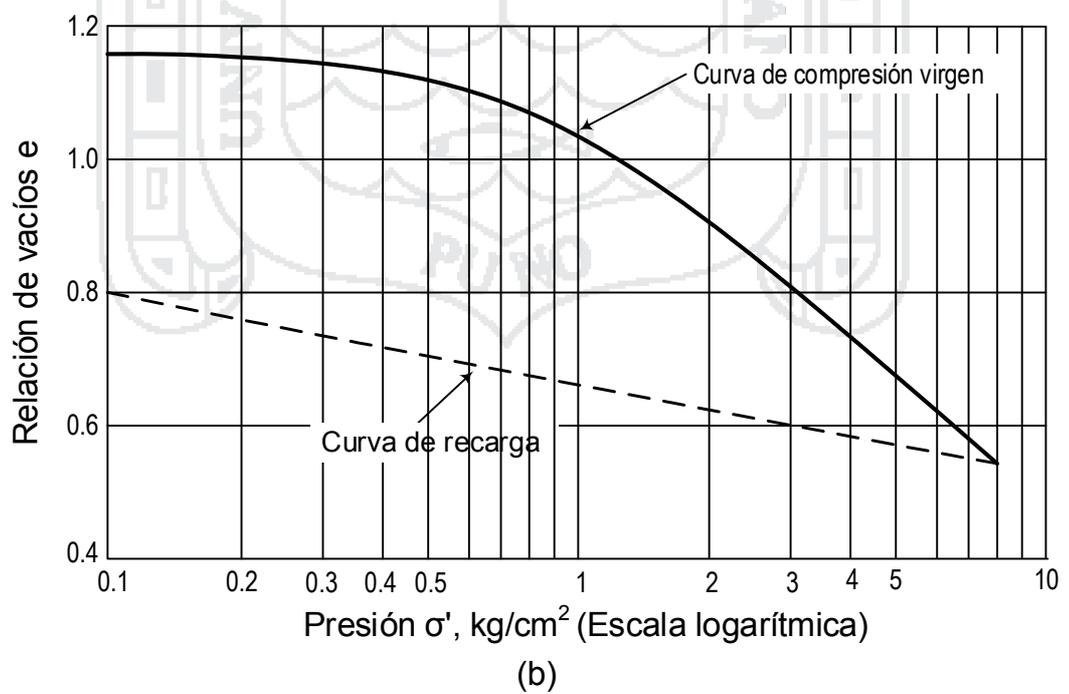
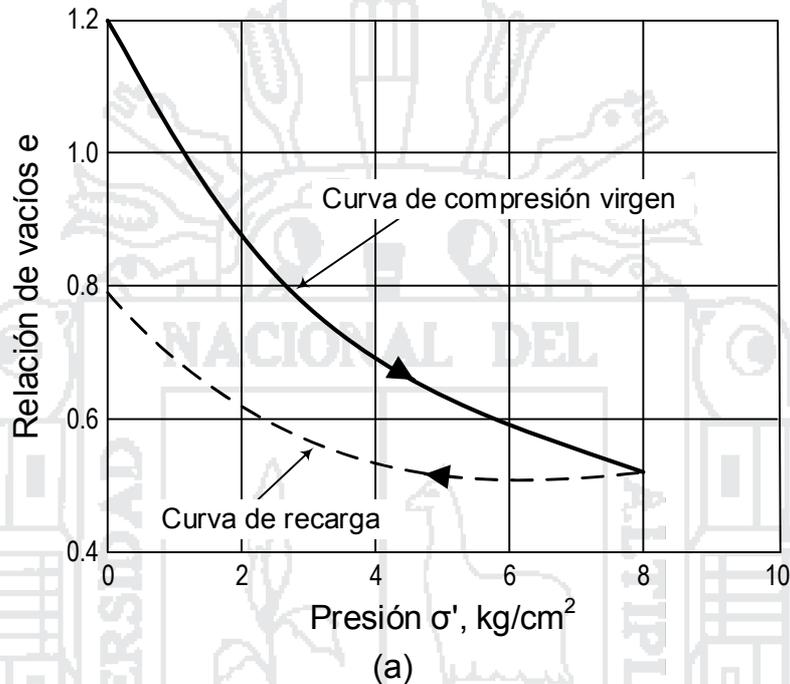


Figura 29. Curva de consolidación o edométrica. a) Escala natural, y b) Escala Semilogarítmica.

Pero es más frecuente, en arcillas, utilizar una escala logarítmica para las presiones, obteniéndose entonces una línea como la representada en la Figura 29b. En este caso las distintas ramas son, aproximadamente, rectas. La rama de compresión noval (virgen) se puede representar por medio de la ecuación del tipo:

$$e_1 - e = C_c \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_1} \quad (42)$$

C_c es una constante que recibe el nombre de “coeficiente o índice de compresión”; e_1 y σ'_1 son la relación de vacíos y la presión de un punto determinado de esta recta, y e y σ' son los valores correspondientes a un punto cualquiera.

Cada rama de descarga se puede representar mediante una ecuación parecida, pero en este caso el constante C_r recibe el nombre de “índice de hinchamiento o recompresión”. Como puede observarse en la Figura 29b, las ramas de descarga y de recompresión (tramo inicial) casi coinciden, y las distintas ramas de descarga son casi paralelas.

d) Presión de preconsolidación

Para comprender mejor estos conceptos imaginemos cómo sería la formación de un estrato arcilloso a lo largo de su vida geológica, ello nos permitirá interpretar adecuadamente el concepto de la **presión, esfuerzo o carga de preconsolidación**.

Supongamos que hacemos durante millones de años la historia de las tensiones de un depósito de arcilla blanda saturada que se forma en el terreno.

En el inicio, las partículas provenientes de descomposición de materiales orgánicos de origen vegetal y animal, que se encuentran en el agua en suspensión, con el tiempo decantan y se acumulan, aumentando el espesor en el lecho. En este momento en el interior del estrato comienzan a generarse presiones debido a su peso

propio, en los estratos inferiores, del orden de $\gamma' \times z_0$. Estas presiones a su vez inducen deformaciones a la propia estructura del estrato de arcilla o, lo que es lo mismo, disminuyen su relación de vacíos.

Tiempo después durante $(X + A)$ años nuevamente se acumula partículas de suelo debido principalmente al transporte de suelos, aumentando la altura del depósito hasta z_1 , y se estabiliza de acuerdo al esquema de la Figura 30.

En un primer ciclo de carga originado por el peso propio del estrato de arcilla ($\gamma' \times z_1$), la misma que se consolida y los sucesivos valores que va tomando la relación de vacíos se alinean según una recta en el gráfico $e - \log(p')$ que une los puntos 0 - 1 de la Figura 31.

Supongamos que a partir del año $(X + A)$, se genera un proceso erosivo en la superficie de este estrato, que le hace perder espesor desde el valor de z_1 a z_3 en el año $(X + C)$. Este hecho hará que la presión efectiva sobre la muestra disminuya y por lo tanto ésta, recupera algo de volumen, a costa de un aumento de la relación de vacíos, (recuperación elástica) puntos 1, 2 y 3 de la Figura 31.

Si a partir del año $(X + C)$ hasta el año $(X + D)$ se vuelven a acumular depósitos de suelos sobre el estrato erosionado de altura z_3 , se reinicia el proceso pero por un camino distinto, representado en la Figura 31 por los puntos 3 - 4.

Cuando aplicamos sobre este estrato, con la historia de tensiones que va desde el año (X) hasta el año $(X + D)$, nuevamente una carga, como producto de una obra, el proceso de compresión de la muestra se reiniciará a partir del punto 4.

Si la presión que le aplicamos supera el valor de la carga máxima que el estrato había soportado anteriormente en el año $(X + A)$ con un esfuerzo vertical producido por la tapada ($\gamma' \times z_1$), la relación de

vacíos se alinearán nuevamente con la recta de los puntos 0 - 1 una vez superada este valor de la presión máxima ($\gamma' \times z_1$).

Es decir que la muestra de suelos reconoce los distintos estados tensionales que experimentó a lo largo de su vida geológica. El gráfico que estamos generando nos está “contando” la historia tensional del estrato de arcilla desde el punto de vista de las cargas que ha soportado desde su formación, ya que al hacer un ensayo de consolidación y contemplar la curva podremos decir que la muestra que ensayamos ha soportado una carga anterior dada por una presión ($\gamma' \times z_1$).

A la máxima presión soportada por el estrato que estamos estudiando, la llamaremos **Presión de Preconsolidación, p_c** .

La recta generada por los puntos 0 – 1 y siguientes, se denomina **curva virgen** y la pendiente de la misma es una característica del material que compone la muestra

Si extraemos una muestra del estrato que queremos analizar y obtenemos el valor de p_c , siendo $\gamma' \times z_4$ la presión que actúa actualmente sobre la muestra, tendremos las siguientes dos posibilidades:

- Si se cumple $\gamma'.z_4 < p_c$ decimos que es un suelo **preconsolidado** o **sobreconsolidado**, pues ya ha soportado antes una carga mayor a la que le transmite la “tapada” (peso del suelo) actual.
- Si por el contrario $\gamma'.z_4 \geq p_c$ decimos que estamos en presencia de un suelo **normalmente consolidado**. Lo que significa que el suelo está consolidado bajo la carga actual de su tapada y que nunca antes ha soportado una carga mayor.

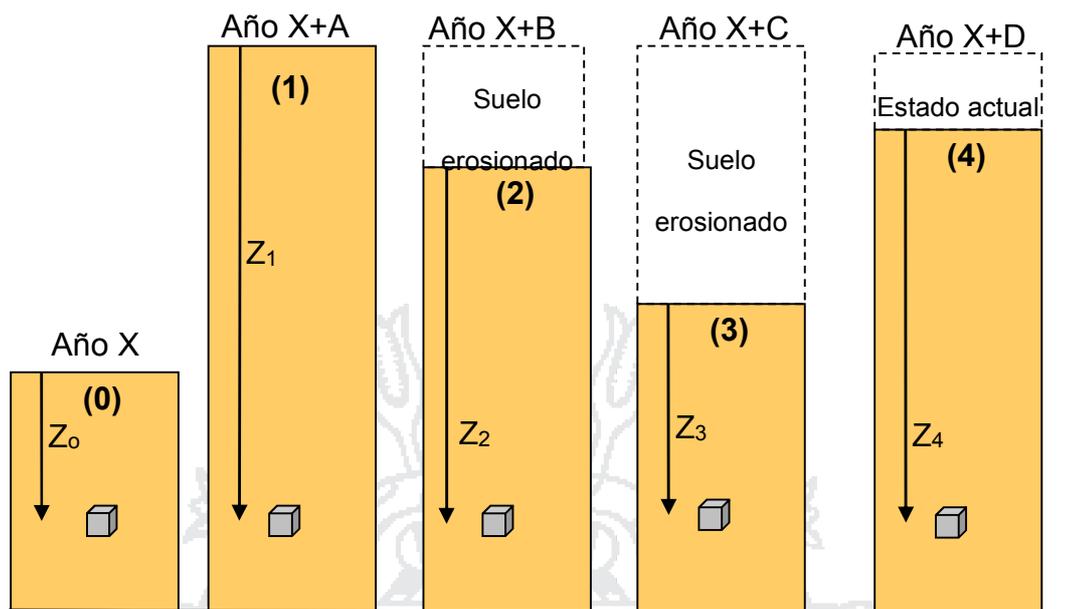


Figura 30. Historia tensional de la formación de un suelo.

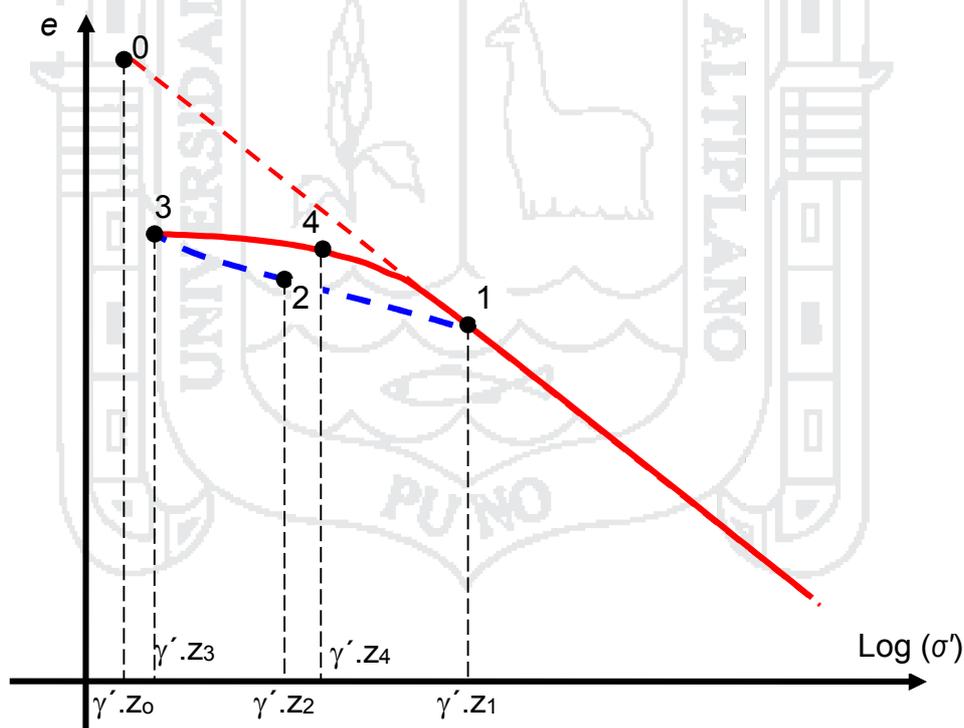


Figura 31. Evolución del estado tensional del suelo – Curva de consolidación.

Veamos ahora los efectos prácticos que nos puede generar esta diferencia, supongamos que tenemos un estrato preconsolidado y proyectamos construir una estructura que induce cierto incremento de carga " $\Delta\sigma$ " sobre el estrato arcilloso.

Si ocurre que $\gamma'.z + \Delta\sigma < p_c$ las variaciones de la relación de vacíos del estrato estudiado *no van a ser de gran magnitud* pues estaremos trabajando en la parte de la **curva de recompresión** (ver Figura 32) y en ella las variaciones de la relación de vacíos, e , son relativamente pequeñas, por consiguiente debemos esperar pequeñas deformaciones.

Si por el contrario $\gamma'.z + \Delta\sigma > p_c$ estaremos tomando parte de la *curva virgen* y por lo tanto es de esperar tener cambios en la relación de vacíos relativamente importantes, que en definitiva se verán traducidos en *asentamientos a lo largo del tiempo* y que indudablemente afectarán a la estructura.

Como último caso se puede presentar el de un suelo **normalmente consolidado** en el que por más pequeño que sea el $\Delta\sigma$ generado, el valor de $\gamma'.z + \Delta\sigma$ siempre es mayor que la carga de preconsolidación, p_c , pues ésta, en este caso, es igual a $p_c = \gamma'.z$.

Por este motivo, los suelos **normalmente consolidados** son los que en la práctica generan los mayores problemas de asentamientos por consolidación.

Para determinar la presión de preconsolidación, existe un método gráfico basado en la curva de consolidación. Si se somete a una muestra a un ensayo de consolidación como el que se representa en la Figura 31, donde se ha procedido a cargar y descargar la muestra en distintas etapas, vemos que cuando aplicamos una carga a la que la muestra nunca estuvo sometida anteriormente, la curva toma una pendiente correspondiente a la rama virgen, esta pendiente es un parámetro característico del suelo y se lo identifica como **Índice de compresión "C_c"**.

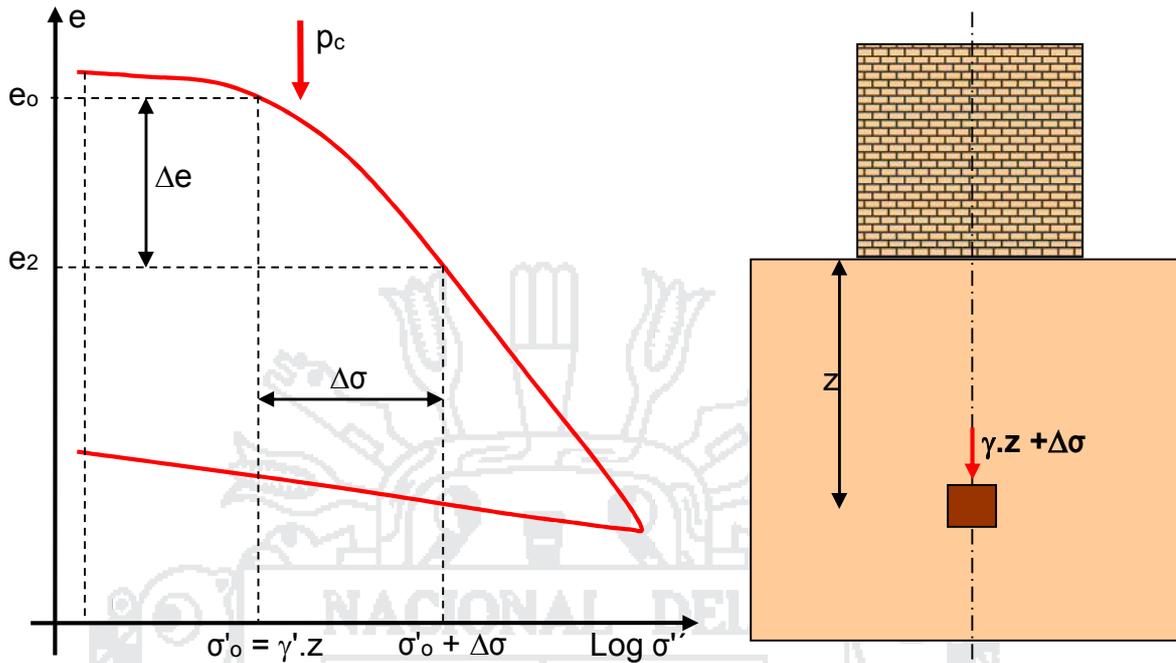


Figura 32. Efecto del incremento de carga sobre el terreno.

Por otra parte las ramas de descarga y de recarga hasta llegar a la parte virgen, toman pendientes similares que identificamos como “ C_r ” y se denomina **Índice de expansión o de recompresión**.

Esto nos indica que tanto la pendiente de la parte virgen “ C_c ”, como la de la descarga “ C_r ”, no dependen del nivel de tensiones aplicado sobre la muestra sino que solo dependen del suelo que se trate.

Para demostrarlo tomemos una muestra inalterada de suelo **normalmente consolidado**, dividámosla en dos partes, en la primera destruyamos su estructura amasándola con una humedad cercana al valor del Límite Líquido y coloquemosla con una espátula en el anillo de consolidación para someterla a un ensayo de consolidación.

A la segunda muestra la colocamos lo más inalterada posible, en otro anillo de consolidación y ensayemos a las dos con la misma secuencia de carga.

Obtendremos de la muestra amasada obviamente una recta con una pendiente de “ C_c ” muy similar a la que obtendremos con la muestra inalterada. (Figura 33).

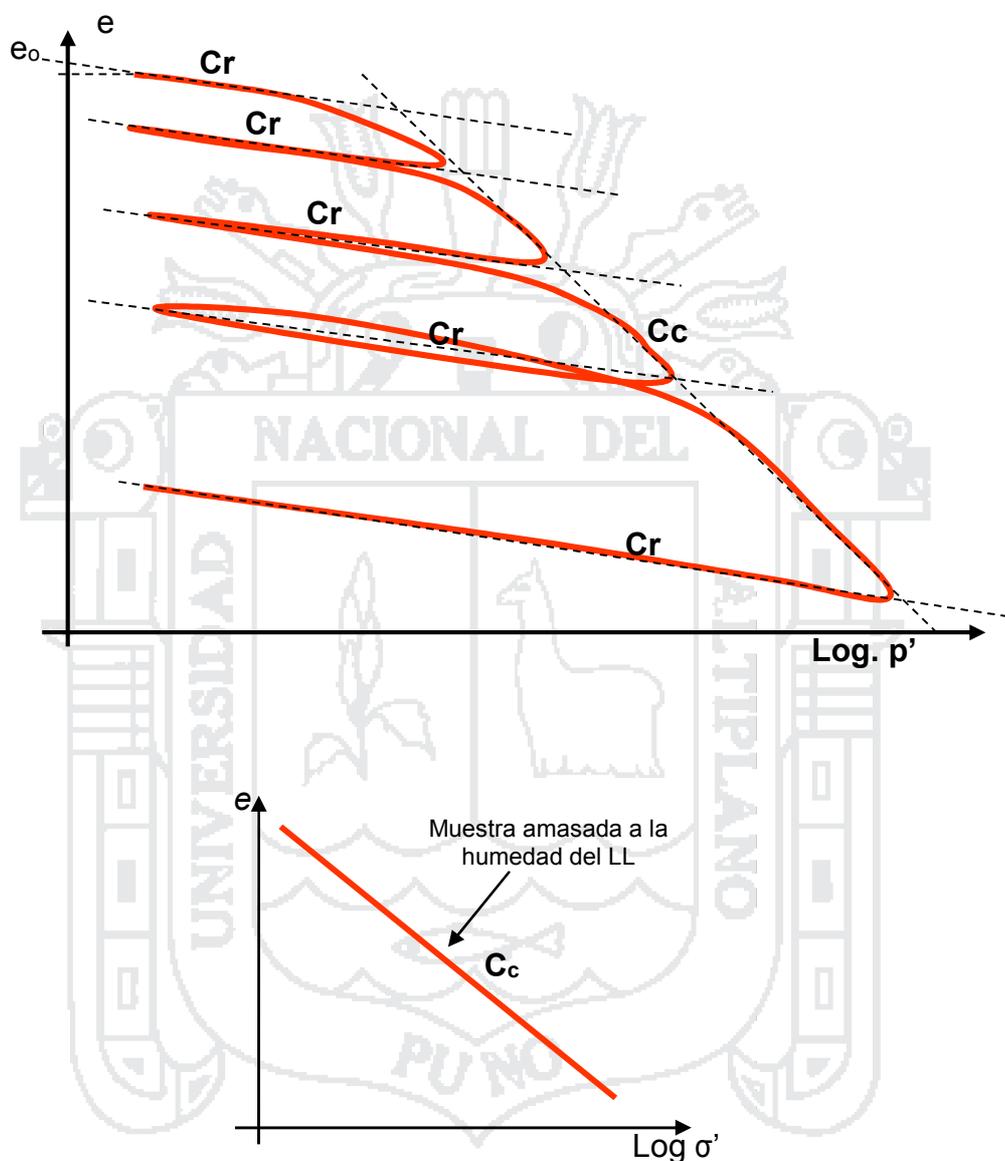


Figura 33. Gráfica de consolidación de muestra inalterada.

A partir de ello, Casagrande ideó un método gráfico que lleva su nombre, para poder determinar el valor de la carga de preconsolidación p_o que pasamos a describir a continuación:

- a) Por el punto de máxima curvatura de la curva ($e - \log \sigma'$) se traza una tangente y una recta horizontal
- b) Posteriormente se traza la bisectriz del ángulo formado por estas dos rectas.
- c) A continuación se prolonga la parte recta de la curva de pendiente C_c , que corresponde a la parte virgen de la misma, hasta cortar a la bisectriz trazada, determinando con ello el punto "G" (ver Figura 34)
- d) A éste punto "G" le corresponde un valor de presión efectiva σ' que coincide con la **Carga de Preconsolidación** p_c de la muestra ensayada.

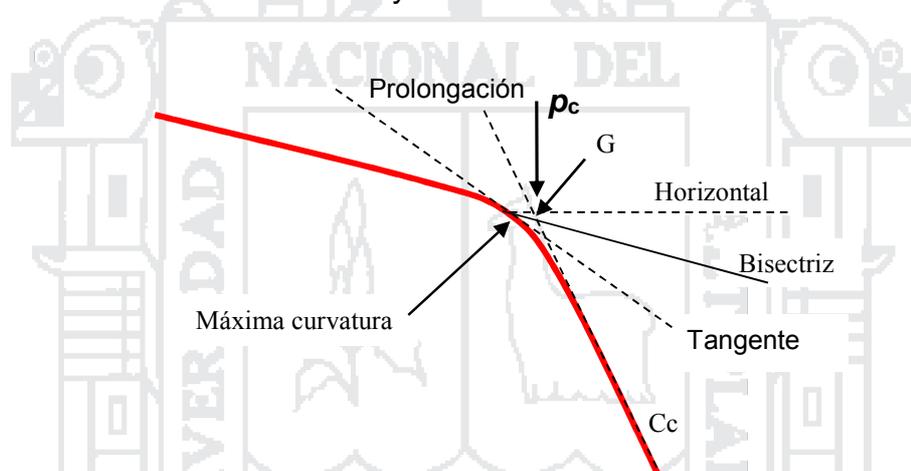


Figura 34. Determinación de la presión de preconsolidación p_c , por el método de Casagrande.

En la práctica, la preconsolidación no se produce solamente por una sobrecarga natural, sino que hay otros fenómenos que provocan la consolidación del suelo.

e) Corrección de la curva de consolidación o de compresibilidad

Las muestras de suelos obtenidas de las exploraciones de campo están en estado alterado. Cuando esas muestras son sometidas a ensayos edométricos, obtenemos gráficos de esfuerzos efectivos verticales (en escala logarítmica) contra relación de vacíos que son ligeramente diferentes de aquellos que se pudieran obtener en las condiciones de campo. Esto se demuestra en la Figura 35 y Figura 36.

SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS

Cuando obtenemos una muestra inalterada de un suelo normalmente consolidado y la sometemos a un ensayo de consolidación, la misma tiene una relación de vacíos e_0 como consecuencia de soportar el peso de la tapada que genera un esfuerzo σ'_{vo} , esto nos indica que para este par de valores, (e_0 y σ_{vo}), podemos determinar un punto en el gráfico $e - \log(\sigma')$ (Punto "a" de la Figura 35)

Sin embargo al momento de representar la curva de compresibilidad o de consolidación de un ensayo sobre una muestra inalterada, vemos por lo general que ésta pasa por debajo de este punto "a".

Para corregir éste desfase, trazamos la curva corregida por Schmertmann (1955), quien observó que en la ejecución de ensayos sobre las mismas muestras, unas amasadas y otras en estado inalterado, las curvas resultantes de ambas, se cortaban aproximadamente para un valor de $0,42e_0$ (Punto "b" de la Figura 35).

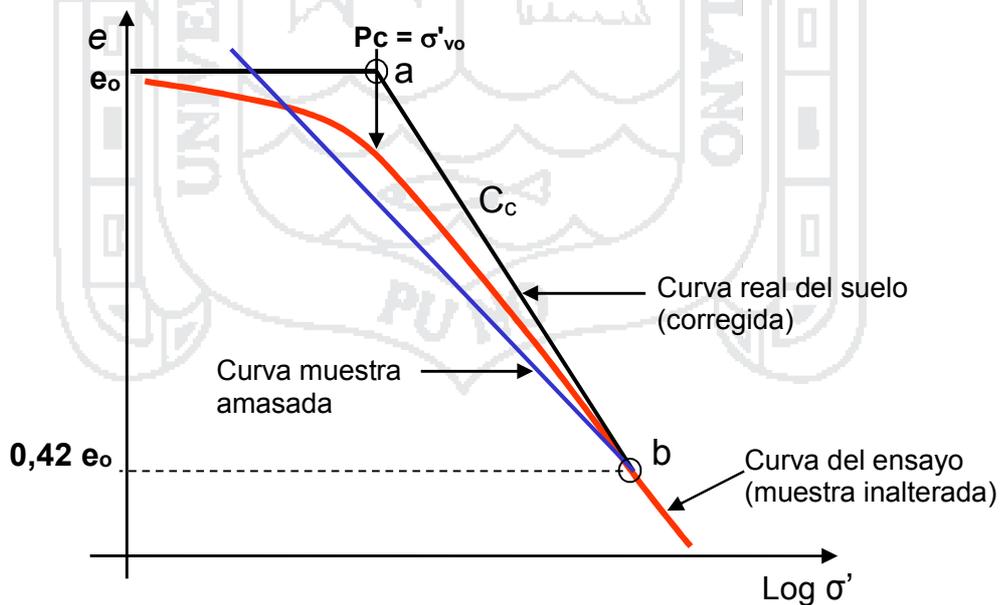


Figura 35. Corrección de la curva de consolidación para suelos normalmente consolidados.

Por lo tanto podemos suponer también que la curva real en el terreno, se corte con las anteriores para éste valor de e_0 como se muestra en la Figura 35.

Por lo expuesto, para el cálculo de los asentamientos, tomaremos la curva real del terreno corregida, que obtenemos uniendo los puntos “a” y “b”.

SUELOS SOBRECONSOLIDADOS O PRECONSOLIDADOS

Cuando obtenemos una muestra inalterada de un suelo sobreconsolidado y la sometemos a un ensayo de consolidación, la misma tiene una relación de vacíos e_0 con una presión de la tapada de σ'_{vo} (punto “a”). Sin embargo al ser el suelo preconsolidado, tendremos que la carga de preconsolidación “ p_c ” se ubicará a la derecha de la tensión de la tapada σ'_{vo} , por lo que para llegar desde σ'_{vo} a p_c , el suelo deberá ser recomprimido siguiendo una pendiente igual a “ C_r ”, esto quiere decir que a partir del punto “a” debemos trazar una recta que intercepte a la vertical de p_c con una pendiente similar a C_r , así se determina el punto “b”. (Ver Figura 36)

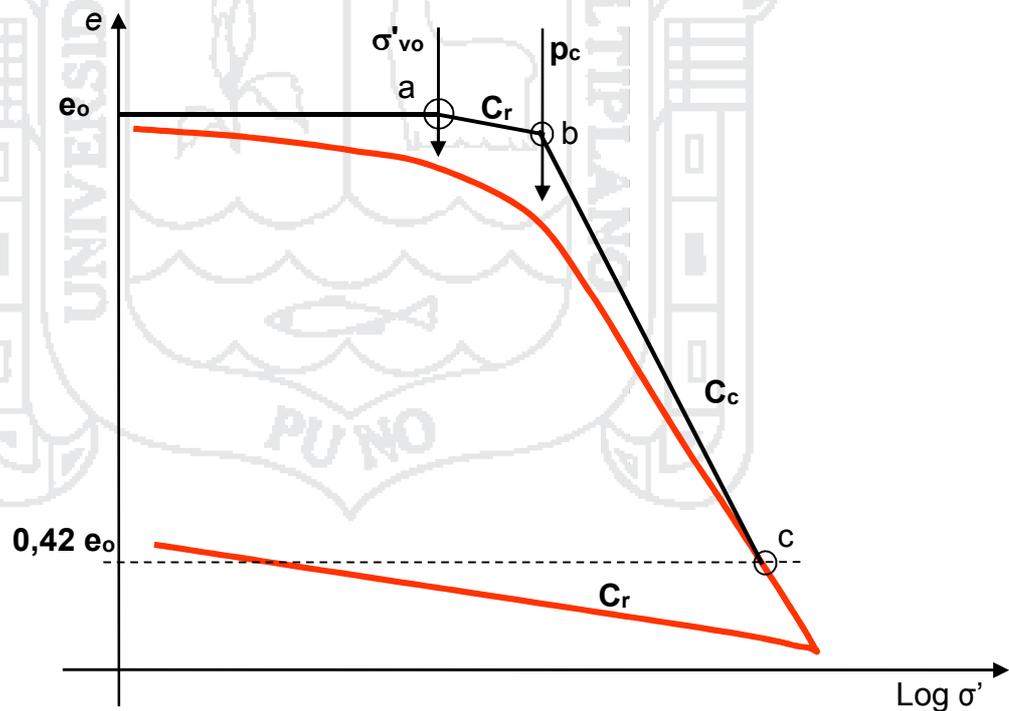


Figura 36. Corrección de la curva de consolidación para suelos sobreconsolidados.

Para completar el trazo de la curva corregida, debemos unir el punto “b” con el punto de la curva del ensayo que corresponde a una relación de vacíos igual a $0,42e_0$ (Punto “c” de la Figura 36).

C. Ecuaciones para el cálculo de asentamiento por consolidación primaria

El cálculo de asentamientos generados por la consolidación primaria se realiza partiendo de la siguiente relación:

$$S = S_{ed} = \left(\frac{H_0}{1 + e_0} \right) \Delta e \tag{43}$$

Donde:

Δe : variación de la relación de vacíos

e_0 : relación de vacíos inicial

H_0 : espesor o altura inicial de la capa de suelo.

La ecuación (43) se basa en el hecho de que los asentamientos ocurren por una variación del volumen de vacíos. Siendo así, observando la Figura 37, el asentamiento puede escribirse a partir de la variación de la relación de vacíos, esto significa que:

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = \frac{\Delta H}{H_s} \tag{44}$$

O mejor:

$$S = \Delta H \quad \therefore \quad S = H_s \times \Delta e \tag{45}$$

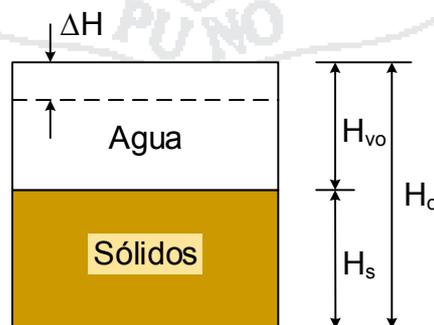


Figura 37. Subdivisión de las fases del suelo y cambio volumétrico.

La ecuación (45) nos demuestra que el asentamiento es el resultado del producto de la variación de la relación de vacíos (Δe) y de la altura de los sólidos (H_s), la cual puede establecerse en función de las

condiciones iniciales de la capa de suelo, conforme está demostrado en el siguiente conjunto de ecuaciones:

$$H_o = H_{vo} + H_s$$

pero:

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_{vo} \times \text{Área}}{H_s \times \text{Área}} = \frac{H_{vo}}{H_s} \quad \therefore \quad H_{vo} = e_o \times H_s$$

entonces:

(46)

$$H_o = e_o \times H_s + H_s = (1 + e_o) \times H_s$$

y

$$H_s = \frac{H_o}{1 + e_o}$$

Siendo así, los asentamientos provenientes de la variación del estado tensional son directamente proporcionales a la variación de la relación de vacíos, ya que el término $H_o/(1 + e_o)$, de la ecuación (43), representa la altura de lo sólidos, considerándose por tanto un constante en esta expresión.

La estimación de la variación de la relación de vacíos se hace en función a los parámetros de compresibilidad del suelo, los cuales correlacionan variaciones volumétricas con variaciones de esfuerzo efectivo. Siendo así, dependiendo del parámetro adoptado para definir la compresibilidad del suelo, la expresión para el cálculo del asentamiento primario se define como:

a) Coeficiente de compresibilidad

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad \Rightarrow \quad S = \left(\frac{H_o}{1 + e_o} \right) a_v \Delta \sigma'_v \quad (47)$$

b) Coeficiente de variación volumétrica

$$m_v = -\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma'_v} = \frac{a_v}{1 + e_o} \quad \Rightarrow \quad S = H_o m_v \Delta \sigma'_v \quad (48)$$

c) Índice de compresión y recompresión

En el caso de parámetros de compresibilidad se definen en función de los índices de compresión, esto es:

$$C_c \text{ o } C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (49)$$

El cálculo de los asentamientos dependerá del intervalo de los esfuerzos efectivos asociados al proyecto en particular comparado con la historia tensional o de esfuerzos del terreno subyacente.

El problema en cualquier cálculo de asentamientos consiste en determinar Δe para un incremento dado de esfuerzo efectivo, aplicado sobre la capa compresible. En los gráficos de consolidación o de compresibilidad se dibuja la relación de vacíos contra el logaritmo de esfuerzos efectivos, entonces se puede formular ecuaciones para Δe como la siguiente:

$$\Delta e = C_x \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (50)$$

La forma de la ecuación anterior depende de la condición de la zapa compresible afectada: normalmente consolidada o sobreconsolidada (preconsolidada).

1. Condición normalmente consolidada

En el caso de los suelos normalmente consolidados ($OCR=1$), el esfuerzo efectivo de preconsolidación, por definición, es igual al esfuerzo efectivo vertical de campo. En estos casos, el incremento del esfuerzo efectivo estará asociado a una variación de la relación de vacíos prevista en el tramo de compresión virgen, conforme se muestra en la Figura 38. En este caso el asentamiento se calcula a partir de las siguientes expresiones, dado que $\Delta \sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v$:

$$\Delta e = C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right) = C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (51)$$

De la ecuación (43), la ecuación para el cálculo del asentamiento por consolidación primaria es:

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (52)$$

La ecuación (52) para n subcapas es:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{(H_o)_i}{(1 + e_o)_i} C_{ci} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right)_i \quad (53)$$

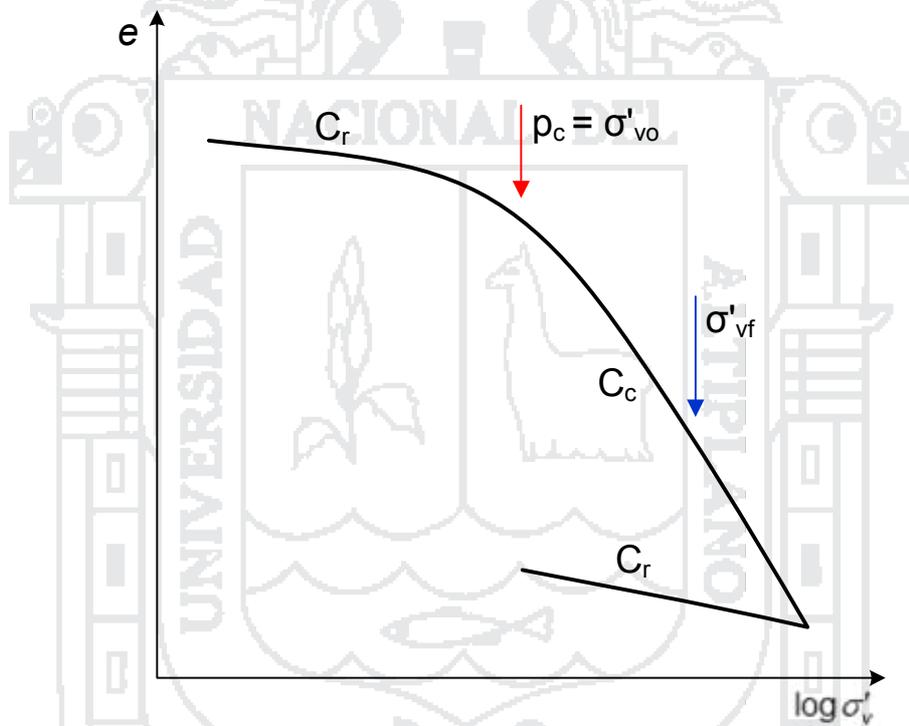


Figura 38. Curva de consolidación del suelo normalmente consolidado.

Cuando ocurre esta situación, la presión de preconsolidación, que representa el máximo esfuerzo efectivo al que fue sometido el suelo en la historia del depósito, pasa a ser el esfuerzo efectivo final inducido por la carga ($\sigma'_{vf} = p_c$).

2. Condición sobreconsolidada o preconsolidada

En el caso de suelos preconsolidados o sobreconsolidados ($OCR > 1$), el tramo de la curva de consolidación a ser considerado dependerá de los límites de los esfuerzos involucrados.

Si el esfuerzo final, producto de la aplicación de cargas, estuviera contenida exclusivamente en el tramo de recompresión; esto significa que si $\sigma'_{vf} < p_c$ (Figura 39a) se tiene:

$$S = \frac{H_o}{1 + e_o} C_r \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \quad (54)$$

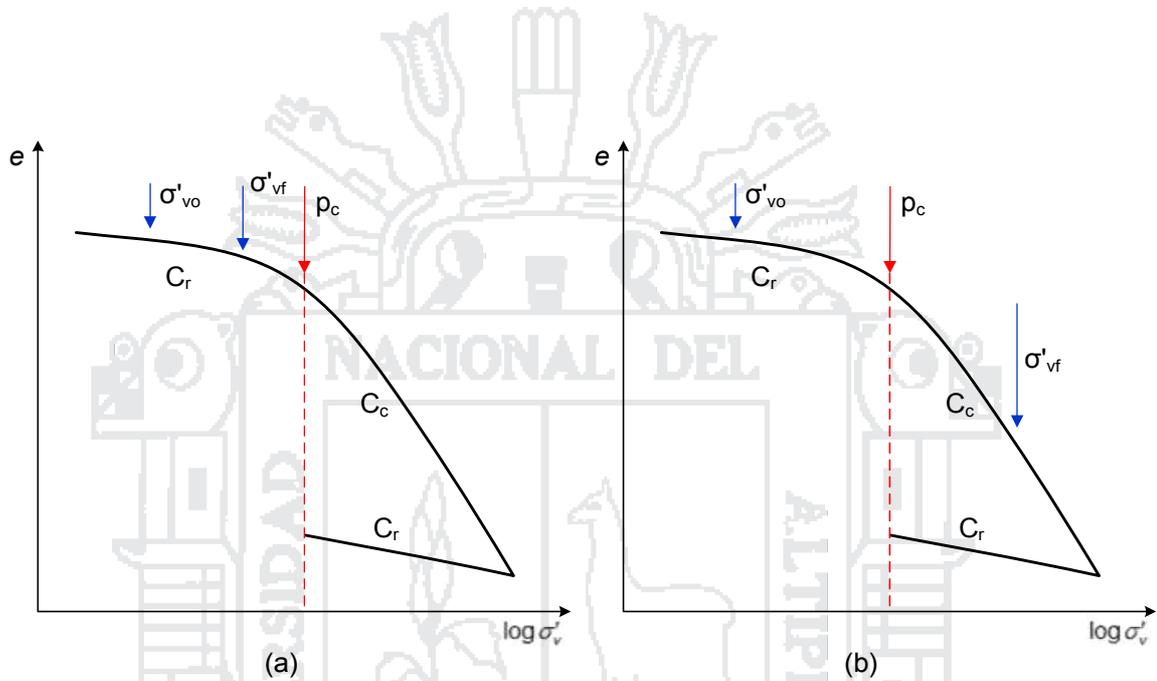


Figura 39. Suelo preconsolidado o sobreconsolidado.

En caso de que el esfuerzo efectivo vertical final sobrepase la presión de preconsolidación; lo que significa que $\sigma'_{vf} > p_c$ (Figura 39b) se tiene:

$$\begin{aligned} S &= \frac{H_o}{1 + e_o} \left[C_r \log \frac{p_c}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{p_c} \right] \\ &= \frac{H_o}{1 + e_o} \left[C_r \log \frac{p_c}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{p_c} \right) \right] \end{aligned} \quad (55)$$

Para n subcapas, esta ecuación se convierte en:

$$S = \sum_{i=1}^n \left(\frac{H_o}{1 + e_o} \right)_i \left[C_r \log \frac{p_c}{\sigma'_{vo}} + C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{p_c} \right) \right]_i \quad (56)$$

D. Método de Skempton – Bjerrum

Presiones de poro inducidas bajo la cimentación. Skempton y Bjerrum (1957) hicieron una contribución al análisis de asentamiento de consecuencias fundamentales, al formular que un elemento de suelo bajo una cimentación experimenta deformación lateral como resultado de la carga aplicada y que la presión de poros inducida es, en general, diferente del incremento de esfuerzo vertical sobre el elemento, por motivo de que dicha presión depende del parámetro A de presión de poros. La consolidación de una arcilla es el resultado de la disipación de la presión de poros. Pero, si son diferentes en varias arcillas los valores de A , un mismo conjunto dado de esfuerzos generará en ellas diferentes conjuntos de presiones de poro. Sin embargo, para el caso especial del ensayo edométrico, donde la muestra está lateralmente confinada, la presión de poros movilizada es igual al incremento del esfuerzo vertical, independientemente del valor de A , siempre que la muestra esté totalmente saturada. Skempton y Bjerrum (1957) propusieron que se debe aplicar un factor de corrección al asentamiento calculado con base en el ensayo edométrico, y mostraron que tal factor era función de la geometría del problema y del valor de A . Se configura, entonces, un método que permite calcular por separado los asentamientos inmediatos y los de consolidación.

a) Asentamientos inmediatos

En la mecánica de suelos se ha adoptado principios y procedimientos establecidos de la teoría de la elasticidad para solucionar, bajo ciertas hipótesis, el problema de la predicción de asentamientos (inmediatos) y esfuerzos debajo de las cimentaciones bajo cargas aplicadas. La justificación principal, para el uso de la elasticidad, es el comportamiento esencialmente lineal-elástico que observaron diversos investigadores al cargar arcillas sobreconsolidadas, en condición no drenada, siempre que el factor de seguridad sea alto. Para un suelo homogéneo e isótropo se acostumbra utilizar la ecuación propuesta por Schleicher (1926),

citado por Terzaghi (1943), el que tomando el módulo elástico no drenado, E_u , en lugar de E se convierte en:

$$S_i = S_e = qB \frac{1-\nu^2}{E_u} I_p \quad (57)$$

Donde:

q : esfuerzo aplicado mediante el cimiento.

B : ancho del cimiento.

ν : módulo de Poisson.

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ m \cdot \ln \left[\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right] + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right\} \quad (58)$$

Siendo $m = L/B$.

La principal dificultad radica en la determinación del módulo de deformación no drenado, E_u , que resulta muy sensible a la perturbación producida por el muestreo, el régimen de esfuerzos y numerosos detalles de procedimiento. Por lo anterior, diversos investigadores han sugerido el empleo de correlaciones entre el valor de E_u deducido de medidas *in situ* y la cohesión no drenada, c_u , que es mucho menos sensible a la toma de muestras, y que puede obtenerse por medio de varios ensayos *in situ*. Sin embargo, estas correlaciones, muy numerosas en la literatura, deben precisarse con carácter local.

D'Appolonia *et al.* (1971), citado por Delgado (1999), desarrollaron un método elastoplástico que permite considerar la incidencia del factor de seguridad en el asentamiento inmediato.

Ensayos realizados *in situ* señalan que E_u suele crecer con la profundidad, lo que conduce a que en la mayoría de los suelos no sea admisible la hipótesis de homogeneidad.

La técnica actual tiende a determinar el asentamiento inmediato a partir de ensayos *in situ*, en especial los dilatómetros. Los ensayos

de placa de carga han dado valores de E_u semejantes a los de la obra real.

b) Asentamientos por consolidación

Skempton y Bjerrum (1957), indicaron que el asentamiento de campo corregido es el producto de un factor, μ , por el asentamiento calculado con base en el ensayo edométrico, es decir, que dicho asentamiento puede expresarse en función del asentamiento edométrico S_{ed} , mediante la expresión:

$$S_c = \mu \cdot S_{ed} \tag{59}$$

Siendo:

$$\mu = A + \alpha(1 - A) \tag{60}$$

El coeficiente α se proporciona en la Tabla 5 en función de la relación entre el espesor del estrato compresible, H , y el ancho de la cimentación, B .

*Tabla 5. Valores de α en la ecuación (60).
(Skempton y Bjerrum, 1957)*

H/B	Zapata circular	Zapata corrida
0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
∞	0.25	0

Para arcillas saturadas, el valor de A puede determinarse a partir mediciones de la presión de poros en ensayos triaxiales no

drenados. En general, el coeficiente A no es constante para una arcilla dada, pero depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados. Sin embargo, para nuestro propósito pueden tomarse un rango de valores para varios tipos de arcillas, como se muestra en la Tabla 6:

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \tag{61}$$

Tabla 6. Valores típicos del coeficiente de presión de poro A para un rango de trabajo de esfuerzos bajo las cimentaciones. (Skempton y Bjerrum, 1957)

Tipo de arcilla	A
Arcillas muy sensitivas	> 1.0
Arcillas normalmente consolidadas	0.5 – 1.0
Arcillas sobreconsolidadas	0.25 – 0.5
Arcillas fuertemente sobreconsolidadas	0 – 0.25

Cuando el parámetro A no se conoce, se determina μ de las siguientes tablas empíricas:

Tabla 7. Valores del factor de Skempton-Bjerrum μ en función de OCR. (Anderson, 1973)

OCR promedio	μ
1.00 – 1.29	0.85
1.30 – 1.69	0.70
1.70 – 2.59	0.60
2.60 – 4.00	0.50
> 4.00	0.40
Arcillas sensitivas $\mu = 1.20$	

Tabla 8. Valores del factor de Skempton-Bjerrum μ para diferentes tipos de arcillas. (Murthy, 2007)

Tipo de arcilla	μ
Arcillas muy sensitivas (arcillas blandas aluviales y marinas)	1.0 – 1.2
Arcillas normalmente consolidadas	0.7 – 1.0
Arcillas sobreconsolidadas	0.5 – 0.7
Arcillas fuertemente sobreconsolidadas	0.2 – 0.5

c) Asentamiento final

El asentamiento final será:

$$S_f = S_i + S_c \tag{62}$$

d) Crítica del método

Jiménez *et al.* (1976) compilaron una tabla (Tabla 9) donde se comparan los asentamientos calculados por el método de Skempton-Bjerrum con los asentamientos medidos en diversas construcciones. Su estudio permite concluir en que este método correctamente aplicado supone una mejora respecto al edométrico, sobre todo si se considera que las arcillas de la tabla mencionada cubren una amplia gama de relaciones de sobreconsolidación.

Tabla 9. Comparación entre el asentamiento calculado por el Método de Skempton-Bjerrum y el asentamiento medido en diversas construcciones.

Construcción	Asentamiento neto real máximo cm	$\frac{S_{calc.}}{S_{med.}}$	Observaciones	Referencias
Tanque, isla de Grain	53	0.86		Skempton y Bjerrum (1975)
Templo Masónico, Chicago	25	1.10		"
Edificio Monadnock, Chicago	56	0.93		"
Torre Auditorio, Chicago	61	1.08		"
Estación Incendios, Londres	1.8	0.86	Sin corrección Schmertmann	"

Construcción	Asentamiento neto real máximo cm	$\frac{S_{calc.}}{S_{med.}}$	Observaciones	Referencias
Puente de Chelsea, Londres	6.2	1.17	"	"
Puente Waterloo, Londres	8.9	0.95	"	"
College, Melbourne	79	0.72	"	Moore y Spencer, 1969
Zapatatas a escala reducida		1.30		Davis y Poulos, 1968
Caolín		1.24		
		1.23		
Arcilla arenosa		1.02		
	≈ 100	0.83	Con corrección	Pute, 1973
Terraplén de Cran	75 – 100	1.03	Schmertmann	
Terraplén en Narbona		0.98 a	"	Mieussens y Ducasse, 1973
	1.8	1.15	Calculado con rama de descarga	
Edificio en Oslo		1.9		Simons, 1963
Zapatatas a escala reducida		0.73		Shanker <i>et al.</i> , 1975

Fuente: Jiménez *et al.* (1979; 1981)

Butler (1974) ha comparado los asentamientos medidos y calculados con este método, en un gran número de estructuras sobre arcillas fuertemente sobreconsolidadas, pero estimando E_u y el módulo edométrico E_{ed} mediante las fórmulas empíricas:

$$E_u = 400 \cdot c_u \tag{63}$$

$$E_{ed} = 100 \cdot c_u \tag{64}$$

En todos los casos analizados los asentamientos oscilan entre 1.5 y 0.77 veces los observados.

E. Método de Janbu

La relación carga-deformación en la compresión unidimensional es generalmente no lineal. Mientras el esfuerzo se incrementa, la deformación se incrementa también, pero con decrecimiento de la

velocidad de deformación. La pendiente de la curva en cualquier punto es llamado Módulo Tangente M_t , y puede expresarse como:

$$M_t = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (65)$$

Donde:

$d\sigma'$ = incremento del esfuerzo efectivo

$d\varepsilon$ = incremento de deformación

De acuerdo con un enfoque basado en el módulo tangente propuesto por Janbu (1963, 1965, 1967), la relación entre esfuerzo y deformación depende de dos parámetros adimensionales que son únicos para un suelo dado: un exponente de esfuerzo a , y un módulo adimensional m .

Janbu (1963, 1965, 1967), citado por Holtz (1991), mostró que el módulo tangente puede determinarse mediante la siguiente relación empírica:

$$M_t = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-a} \quad (66)$$

Donde:

m = módulo adimensional.

a = exponente de esfuerzos

σ' = esfuerzo efectivo en la dirección de ε .

σ_a = esfuerzo de referencia = 100 kN/m² \approx 1 Atmósfera.

El esfuerzo de referencia es incluido para hacer la ecuación anterior dimensionalmente correcta.

Para el cálculo de asentamiento, el esfuerzo en un elemento típico puede expresarse como:

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_{v0}}^{\sigma'} \frac{1}{M_t} d\sigma' \quad (67)$$

Combinando las dos ecuaciones anteriores, y resolviendo para ε obtenemos la siguiente ecuación para calcular la deformación inducida en la capa de suelo a partir de un incremento del esfuerzo efectivo a σ'_f , el esfuerzo efectivo final:

$$\varepsilon = \frac{1}{m \cdot a} \left[\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma_a} \right)^a - \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_a} \right)^a \right] \text{ si: } a \neq 0 \quad (68)$$

y

$$\varepsilon = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ si: } a = 0 \quad (69)$$

Los valores del módulo adimensional m y el exponente de esfuerzo a para usarse en un caso particular puede determinarse mediante ensayo convencional de laboratorio (edómetro, triaxial, etc.) o en campo (ensayos de campo, observaciones de campo, etc.)

En términos del resultado del ensayo edométrico convencional:

$$m = 2.3 \frac{1 + e_0}{C_c} \quad (70)$$

Para el caso del módulo de expansión/reconsolidación:

$$m_r = 2.3 \frac{1 + e_0}{C_r} \quad (71)$$

Para calcular el asentamiento en una arcilla sobreconsolidada mediante el enfoque del módulo tangente de Janbu, se usa una ecuación análoga a la empleada en el cálculo de asentamientos de consolidación en arcillas sobreconsolidadas.

$$\varepsilon = \frac{1}{m_r} \ln \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \quad (72)$$

Los valores de los exponentes de esfuerzos y números modulares varían ampliamente con el tipo, densidad, y resistencia; se dan valores típicos en la Tabla 10 de Janbu (1963, 1967; citado por Holtz, 1991).

Tabla 10. Valores típicos del exponente de esfuerzos, a , y el módulo, m .
(Meyerhof y Fellenius, 1985 citados por Holtz, 1991)

Tipo de suelo o roca	Exponente de esfuerzos, a	Módulo, m
Roca		
Alta resistencia	1	1000000-1000
Baja resistencia	1	1000-300
Tilitas: muy densa a densa	1	1000-300
Grava	0.5	400-40
Arena		
Densa	0.5	400-250
Compacta	0.5	250-150
Suelta	0.5	150-100
Limo		
Denso	0.5	200-80
Compacto	0.5	80-60
Suelto	0.5	60-40
Arcillas		
Arcilla limosa y limo arcilloso		
Dura	0	60-20
Firme	0	20-10
Blanda	0	10-5
Arcillas marinas blandas y arcillas orgánicas	0	20-5
Turba	0	5-1

F. Consideraciones finales para el cálculo de asentamientos

Durante la descripción y antes de proceder con el cálculo de asentamientos mediante los varios métodos de cálculo de asentamientos, es oportuno agregar tres notas relacionadas con: los efectos de la rigidez de la cimentación, la descarga aplicada mediante

la excavación, y la profundidad de cimentación, que se aplican a algunos de esos métodos.

a) Efecto de la rigidez de la cimentación

La distribución de la presión de contacto varía con la rigidez variable de la cimentación; este hecho causa que la base del cimiento se deforme durante el asentamiento con mayor o menor grado. En el caso extremo de rigidez perfecta, la base permanece plana. Si no es plana, el asentamiento puede calcularse para varios puntos del área de fundación, por ejemplo, mediante la superposición de rectángulos. Ya que la mayoría de cálculos de esfuerzos se derivaron para una cimentación perfectamente flexible (generalmente un área cargada rectangular o circular) mientras la cimentación actual es rígida, es ventajoso calcular los asentamientos para el llamado punto característico de la base del cimiento. Este es un punto donde el asentamiento es virtualmente independiente de la distribución de la presión de contacto. En un cimiento rectangular o cuadrado y corrido, se encuentra una alteración de $0.577 B/2$ o $0.577 L/2$ desde el eje de simetría, en un área circular una alteración de $0.707 D/2$ desde su centro (Marivoet, 1948).

b) Descarga debida a la excavación

En el curso de la descarga del suelo mediante una excavación hasta la profundidad d prevista para la cimentación de una estructura, el fondo de la zanja experimenta un hinchamiento. La carga total q actuante sobre el suelo así descargado puede dividirse en dos partes. En la primera parte – hasta la carga igual a la presión geoestática original en el nivel de la base de fundación, $q = \gamma_o d$ – el subsuelo es repetidamente comprimido y el problema es análogo al de un suelo sobreconsolidado. El asentamiento es aproximadamente igual al hinchamiento previo del fondo de la zanja de cimentación. En la segunda parte – para cargas mayores que la presión geoestática original, $q > \gamma_o d$ – el suelo es comprimido como uno virgen, suelo normalmente consolidado. Si el suelo es sobreconsolidado, la

primera fase de la carga se lleva a cabo hasta la carga de sobreconsolidación. Es así que el cálculo de asentamiento en la primera fase de carga usa parámetros de deformación del suelo diferentes al de la segunda fase.

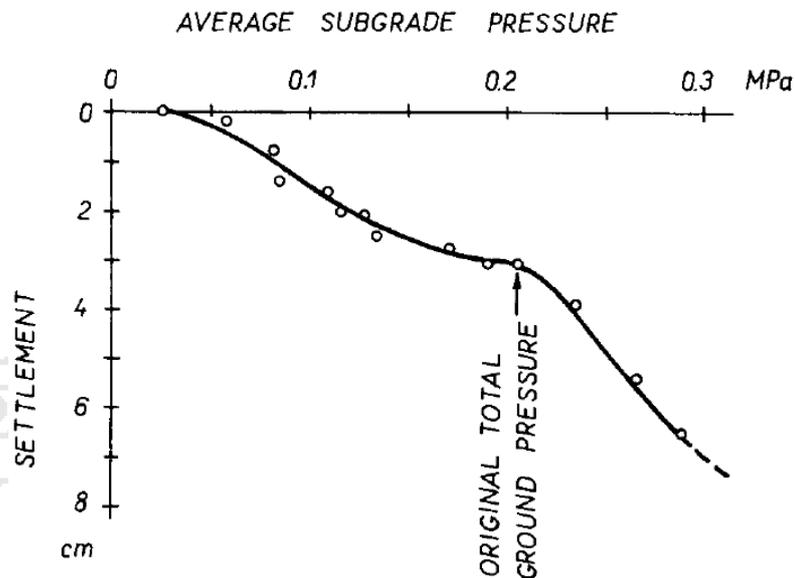


Figura 40. Diagrama carga-asentamiento de una losa de cimentación - Planta nuclear cimentada sobre un suelo arenoso. (Dunn, 1974a)

En el caso más simple de un suelo normalmente consolidado, la curva carga-asentamiento, como la curva de compresibilidad en un edómetro, debe mostrar un claro quiebre que marca la magnitud de la carga geoestática original $q = \gamma_0 d$.

Un ejemplo ilustrativo del efecto de la descarga del suelo debido a una excavación se muestra en la Figura 40. En este caso el suelo es 2.5 veces más compresible para $q > \gamma_0 d$. Cuando la carga debido a una estructura es igual al original ($q = \gamma_0 d$), es decir, cuando el incremento neto de la presión es cero (cimentación flotante), el asentamiento es prácticamente igual al hinchamiento previo de fondo de la zanja de cimentación. Esta conclusión se verificó mediante un número de mediciones (ver Simons, 1974; Ueshita *et al.*, 1974). El efecto de la descarga de suelo debido a una excavación es, por tanto, normalmente introducido en el cálculo de asentamiento

adoptando el procedimiento conocido, es decir, usando un grupo de parámetros de deformación para $q < \gamma_0 d$, y otro grupo para $q > \gamma_0 d$.

Sin embargo, en algunos casos no se observó el quiebre en la curva carga-asentamiento para $q = \gamma_0 d$ (Schultze, 1963). Este hecho puede explicarse probablemente por la preconsolidación del suelo durante el cual la carga de preconsolidación es substancialmente mayor a $\gamma_0 d$ (y/o el comportamiento del suelo es casi elástico), o por una alteración en el suelo durante la construcción (Wakeling, 1974). Después de haber sido alterado, el suelo “olvida” su carga previa y se comporta como uno normalmente consolidado. Otro factor que entra en juego es el efecto de escala – el quiebre en la curva carga-asentamiento para $q = \gamma_0 d$ no es distinta para cimentaciones grandes como es el quiebre en la curva de compresibilidad de una muestra pequeña (Leonards, 1974).

c) Profundidad de cimentación

El efecto de la profundidad de cimentación sobre el asentamiento es generalmente introducido por medio de un factor de corrección (< 1) mediante el que uno multiplica el asentamiento calculado bajo la hipótesis que la carga actúa sobre la superficie. La Figura 41 muestra varias posibilidades de elección del factor de corrección. El lado izquierdo (a) muestra el efecto de las dimensiones relativas de la placa cargada de acuerdo a ensayos modelo de Sherman (1969). Están en concordancia con los cálculos de Vinokurov y Mikulich (1975) realizado para una franja. El lado derecho (b) muestra la frecuente corrección usada de Fox (1948b), sin embargo las curvas de Burland (1969c) son más realistas. Aunque un recubrimiento reduce el factor de corrección (de V_1 a V_2), un suelo real no es capaz de asumir las tensiones que existen en un medio elástico.

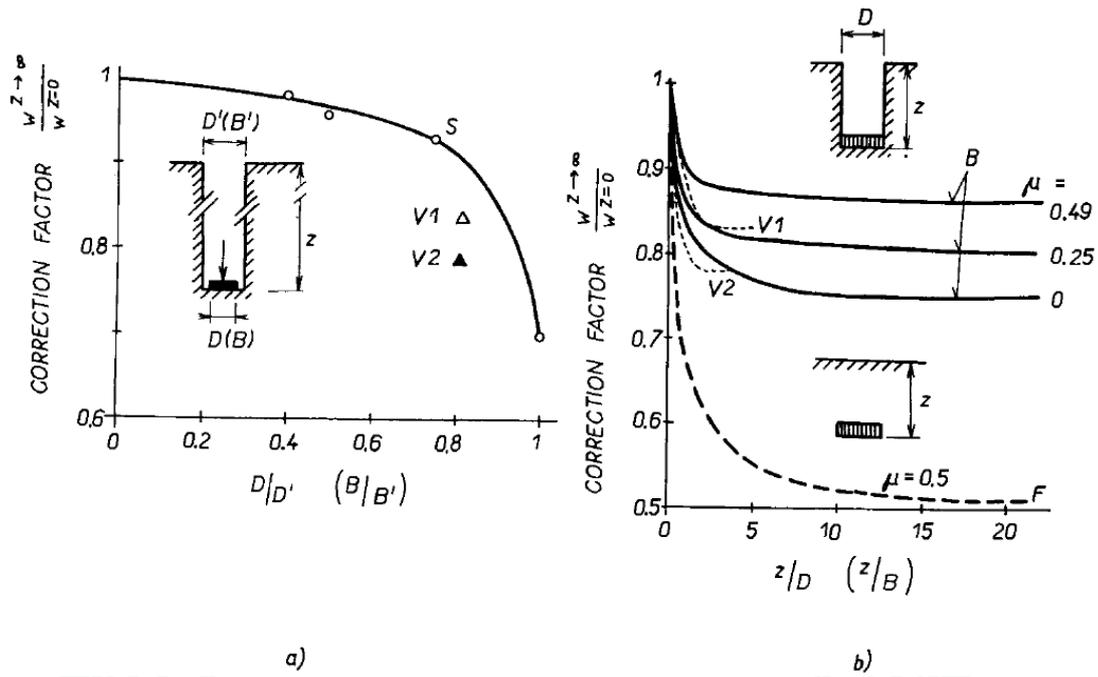


Figura 41. Efecto de la profundidad de la cimentación en el asentamiento ($w^{z=0}$ para carga superficial, $z=0$; $w^{z \rightarrow \infty}$ para cargas profundas, $z>0$). a) Efecto de las dimensiones relativas del área cargada: S – ensayos modelo sobre araldita, placa rígida circular (Scherman, 1969); V_1 , V_2 – cargas en faja sobre medio elástico, solución mediante el método de elementos finitos para una excavación no alineada (V_1) y alineada (V_2) (Vinckurov y Mikulich, 1975). b) Relación entre factores de corrección, profundidad de cimentación y relación de Poisson μ : B – Placa flexible circular en un eje no alineado (Burland, 1969c); F – área circular con carga uniforme (Fox, 1948b). En todos los casos se consideró un medio elástico.

Una conclusión práctica que puede esbozarse sobre la base de lo anterior es que el rango mínimo del factor de corrección esta entre 0.7 a 0.85 (para $z/D \rightarrow \infty$ o $z/B \rightarrow \infty$) y en la primera aproximación es independiente de la forma del área cargada.

2.2.10. Modelo constitutivo para suelos saturados. Estado crítico

Predecir el comportamiento de los suelos, sobre y con los cuales proyectamos y construimos las diversas obras de ingeniería civil, bajo determinados estados tensionales ha sido la constante preocupación de los ingenieros geotécnicos.

Desde hace casi 50 años contamos con modelos constitutivos que nos permiten, de manera suficientemente aproximada, predecir el comportamiento mecánico del suelo. Inicialmente la implementación de estos modelos en los procesos de análisis y diseño de estructuras geotécnicas se topó con diversas dificultades. Una de esas dificultades es la cantidad de parámetros necesarios para caracterizar un suelo. Como es lógico, a mayor número de parámetros, se requieren ensayos de laboratorio más complejos y por consiguiente una mayor inversión en la etapa de diseño. Lo anterior se justifica cuando esta mayor inversión tiene como resultado ahorros en costos de construcción y reducción de la incertidumbre, debido a soluciones de ingeniería más adecuadas para las condiciones específicas del proyecto.

Hoy se hace más accesible la implementación de los modelos constitutivos, debido a las herramientas informáticas con las que contamos. Esto hace necesario un mayor conocimiento de sus posibilidades y condiciones de aplicación, que permitan aprovechar sus capacidades conscientemente y de la mejor manera posible.

Todo lo anterior lleva a elegir un modelo de aplicación relativamente sencillo y cuyos parámetros sean fácilmente determinables mediante los ensayos de laboratorio convencionales. Los modelos Cam-clay y Cam-clay Modificado presentan estas dos características. No obstante, cabe mencionar la naturaleza aproximada de los resultados, lo cual indica que no siempre se pueda ajustar al comportamiento real del suelo.

Para entender mejor las posibilidades que representan estos modelos se presentan en este trabajo las formulaciones de ambos modelos, acompañándolos de las explicaciones y desarrollos matemáticos pertinentes.

Cabe mencionar que se brinda mayor énfasis al modelo Cam-clay Modificado, cuya aplicación se ha extendido por todo el mundo debido a sus mejores posibilidades.

A. Estado crítico

Tradicionalmente se han estado abordando separadamente, con modelos simples y esquemas elementares diversos, los problemas relacionados a la deformabilidad y a la resistencia de los suelos.

En este apartado, luego de exponer la teoría del Estado Crítico como un esquema de interpretación general del comportamiento de los suelos saturados, se introducirá un modelo matemático un poco más complejo pero más general (el modelo Cam-Clay Modificado) para la predicción cuantitativa de tal comportamiento.

Los parámetros de este modelo deben obtenerse a partir de los ensayos geotécnicos estándar de laboratorio, expuestos y comentados ampliamente en la literatura geotécnica. Tales resultados por tanto se llaman y clasifican en la perspectiva unitaria.

Los ensayos de laboratorio para la determinación del comportamiento mecánico de los suelos son el ensayo triaxial y el ensayo edométrico, ambos axisimétricos. Salvo indicación contraria, en lo que sigue asumiremos que la tensión axial σ_a corresponde a la tensión principal mayor σ_1 , y que la tensión radial σ_r corresponde a las tensiones intermedia y menor, iguales, $\sigma_2 = \sigma_3$.

Asimismo, para describir el estado tensional y las trayectorias tensionales se utilizarán los parámetros p , p' y q .

Para describir el estado deformacional, de una muestra cilíndrica de altura inicial H_0 , diámetro inicial D_0 y volumen inicial V_0 , se utilizarán los parámetros:

$$\begin{aligned} \text{Deformación axial: } \varepsilon_a = \varepsilon_1 &= \frac{\Delta H}{H_0} \\ \text{Deformación radial: } \varepsilon_r = \varepsilon_3 &= \frac{\Delta D}{D_0} \\ \text{Deformación volumétrica: } \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 &= \frac{\Delta V}{V_0} \\ \text{Deformación desviadora: } \varepsilon_s &= \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \end{aligned} \quad (73)$$

La deformación desviadora o distorsión se define como aquella que distorsiona la forma del volumen de suelo y se aplica la siguiente relación:

$$\sigma'_1 \cdot d\varepsilon_1 + \sigma'_2 \cdot d\varepsilon_2 + \sigma'_3 \cdot d\varepsilon_3 = p' \cdot d\varepsilon_v + q \cdot d\varepsilon_s \quad (74)$$

Se utiliza el **volumen específico**, v , como parámetro que define el estado de densificación del suelo, que por definición es la relación entre el volumen total de un elemento de suelo, V , y el volumen ocupado por las partículas sólidas, V_s .

Por consiguiente, por definición resulta:

$$v = \frac{V}{V_s} = (1 + e) \quad (75)$$

y

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} = -\frac{dv}{v_0} \quad (76)$$

a) Compresión isotrópica drenada (primera etapa de los ensayos triaxiales estándar), línea de consolidación normal (NCL) y línea de descarga-recarga (URL)

La trayectoria efectiva de carga se grafica enteramente en el plano $p' - v$ (o en el plano $q = 0$). La curva experimental, que podemos obtener puntos incrementando (o reduciendo) gradualmente la presión de celda y esperando para cada incremento de carga la

culminación del proceso de consolidación isotrópica, se indica cualitativamente en la Figura 42. La misma curva, representada en un plano semilogarítmico (Figura 43a), puede idealizarse mediante segmentos rectos (Figura 43b).

La principal hipótesis simplificadora adoptada en la transición de la curva experimental a aquella ideal consiste en haber sustituido el pequeño ciclo de histéresis experimental de la trayectoria de descarga-recarga por su eje, o de haber asumido un comportamiento deformacional volumétrico elástico (variación de volumen completamente reversible).



Figura 42. Trayectoria de carga de compresión (y descompresión) isotrópica drenada en los planos p' - q y p' - v .

La recta ABD es la **línea de consolidación normal (NCL)**, y tiene la ecuación:

$$\begin{cases} v = N - \lambda \ln(p') \\ q = 0 \end{cases} \quad (77)$$

El parámetro N es el valor de la ordenada (volumen específico) del punto sobre la NCL que tiene por abscisa $p'=1$ (y cuando $\ln(p')=0$) y depende del sistema de unidades de medida adoptado. El parámetro λ es la pendiente de la NCL y es adimensional.

La recta BCB es infinita, posible **línea de descarga y recarga (URL)**, y tiene la ecuación:

$$\begin{cases} v = v_{\kappa} - \kappa \ln(p') \\ q = 0 \end{cases} \quad (78)$$

El parámetro v_{κ} es el valor de la ordenada (volumen específico) del punto de esa línea específica de descarga-recarga para la abscisa $p'=1$ (y cuando $\ln(p')=0$), depende del sistema de unidades de medida adoptada y está biunívocamente relacionada a la abscisa del punto B (Figura 8b), definida la **presión de preconsolidación, p'_o** , de la siguiente relación, obtenida asumiendo que el punto B pertenece a la NCL y también a la línea de descarga-recarga:

$$v_{\kappa} = N - (\lambda - \kappa) \ln(p'_o) \quad (79)$$

$$p'_o = \exp \left[\frac{N - v_{\kappa}}{\lambda - \kappa} \right] \quad (80)$$

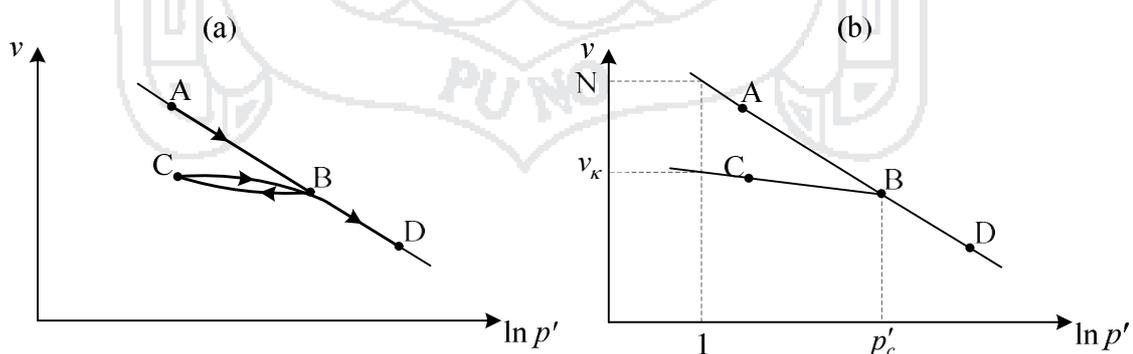


Figura 43. Curva experimental (a) y curva idealizada (b) de la trayectoria de carga de la compresión (y descompresión) isotrópica drenada en el plano semilogarítmico $\ln p'-v$.

El parámetro κ es la pendiente de la línea de descarga-recarga isotrópica y es adimensional.

Una muestra, donde el estado tensional, p'_i , corresponde a un punto sobre una línea de descarga-recarga, es isotrópicamente sobreconsolidado (OC). La relación de sobreconsolidación isotrópica es:

$$R_0 = \frac{p'_o}{p'_i} \tag{81}$$

R_0 no es igual a la relación de sobreconsolidación edométrica, OCR , pero están ligados por la relación:

$$R_0 = \frac{1 + 2 \cdot K_0^{NC}}{1 + 2 \cdot K_0^{NC}} \cdot OCR \tag{82}$$

El resultado experimental de una trayectoria de carga isotrópica en condición drenada con más de un ciclo de descarga-recarga con presión de consolidación creciente puede ser esquemáticamente representada como en la Figura 44: los segmentos correspondientes a cada ciclo de descarga-recarga, rectilíneos en el plano semilogarítmico, tienen la misma pendiente $-\kappa$ y, naturalmente, valores diferentes de v_κ y de p'_o .

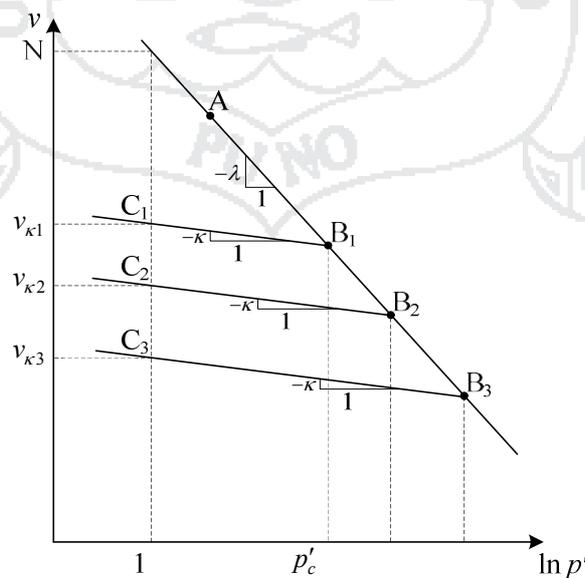


Figura 44. Esquematización de una trayectoria de carga isotrópica drenada con varios ciclos de descarga-recarga con presión de consolidación creciente.

En definitiva se puede afirmar que el resultado experimental arriba descrito puede ser bien reproducido por un modelo elástico no lineal – plástico con endurecimiento positivo. Es decir:

- a) El comportamiento deformacional es (casi) elástico, o la trayectoria es reversible, a lo largo de la línea de descarga-recarga.
- b) El comportamiento a lo largo de estas líneas es no lineal, en cuanto la trayectoria es rectilínea en el plano semilogarítmico (y curvilíneo en el plano natural).
- c) El comportamiento es elasto-plástico a lo largo de la línea de consolidación normal (NCL);
- d) La presión media efectiva de consolidación isotrópica, p'_o , es el umbral a partir de la cual se producen deformaciones plásticas (irreversibles), o es la tensión de plastificación.
- e) El endurecimiento es positivo porque la deformación plástica se produce con presión de consolidación creciente.

B. Variables del comportamiento de los suelos saturados. Teoría del estado crítico de Cambridge.

Por simplicidad, empezaremos nuestro desarrollo para el caso de un ensayo triaxial, que es, cuando dos esfuerzos efectivos principales son iguales ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) y las direcciones de los esfuerzos principales se fijaron con respecto al elemento material. Asumiendo que los esfuerzos y deformaciones de compresión son positivos, las dos variables de esfuerzos efectivos normalmente usados en mecánica de suelos del estado crítico son:

$$\begin{cases} p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \\ q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \end{cases} \quad (83)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son el esfuerzo vertical y el esfuerzo radial respectivamente. Las deformaciones correspondientes son:

$$\begin{cases} \varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \\ \varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \end{cases} \quad (84)$$

C. Modelo Cam-clay

El primer modelo elastoplástico de estado crítico, conocido como Cam-clay, fue desarrollado por Roscoe y Schofield (1963) y Schofield y Wroth (1968). El nombre se debe a que las muestras de arcilla (clay) estudiadas para desarrollar este modelo procedieron del río Cam que pasa por Cambridge.

Se describe el modelo constitutivo Cam-clay y se lo utiliza para predecir el comportamiento de muestras sometidas a ensayos triaxiales. Éste es un modelo elastoplástico y, como tal, se basa en los siguientes cuatro principios:

a) Propiedades elásticas

Cuantifica la deformación elástica.

b) Superficie de plastificación o de fluencia

Determina las combinaciones de esfuerzos que provocan deformaciones plásticas.

c) Potencial plástico

Determina el mecanismo de deformación plástica.

d) Ley de endurecimiento o rigidización

Cuantifica la deformación plástica y su relación con la expansión o contracción de la superficie de plastificación.

a) Propiedades elásticas

La frontera que define la región de comportamiento elástico está dada por una superficie definida por una función, llamada función de plastificación, cuya forma en el espacio de esfuerzos se definirá posteriormente. Los cambios en el estado tensional (o de esfuerzos) dentro de la superficie de plastificación producen

deformaciones recuperables o puramente elásticas. Para el caso de un suelo isotrópico sometido a un ensayo triaxial, la relación entre los incrementos de esfuerzo y deformación elástica puede escribirse como:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_a^e \\ \delta \varepsilon_r^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -2\nu \\ -\nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \sigma_a \\ \delta \sigma_r \end{bmatrix} \quad (85)$$

En la ecuación anterior el superíndice “e” se utiliza para diferenciar las deformaciones elásticas de las de formaciones plásticas que se identificarán por el superíndice “p”. Recurriendo a la definición de las variables de esfuerzo p' y q , y de deformación $\delta \varepsilon_p$ y $\delta \varepsilon_q$, el sistema de ecuaciones (85) puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (86)$$

Los parámetros elásticos K y G fueron explicados, anteriormente, a partir del Módulo de Elasticidad E y del coeficiente de Poisson ν . Por otro lado, la ecuación de la línea de descarga-recarga: $v_k = v + \kappa \cdot \ln p'$, describe la respuesta elástica asociada a la variación del volumen específico v . Escribiendo dicha ecuación en su forma incremental, se obtiene:

$$\delta v^e = -\kappa \frac{\delta p'}{p'} \quad (87)$$

En la medida en que un incremento del volumen específico δv^e produce un incremento de deformación volumétrica $\delta \varepsilon_p^e$, la ecuación (87) puede expresarse como:

$$\delta \varepsilon_p^e = -\frac{\delta v^e}{v} = \kappa \frac{\delta p'}{v \cdot p'} \quad (88)$$

Asimismo, comparando la ecuación (88) con (86), el módulo de compresibilidad K está dado por:

$$K = \frac{v \cdot p'}{k} \quad (89)$$

Considerando que la inclinación de la recta de descompresión y recompresión κ es constante, el módulo de compresibilidad K crece con p' . Con relación al módulo de corte G , son posibles dos posibilidades. La primera de ellas presupone un valor constante para el coeficiente de Poisson ν , y asimismo G será variable con K . La otra alternativa considera que G es constante y, en este caso, el coeficiente de Poisson se vuelve variable con K .

En fin, el sistema de ecuaciones (86) define la relación constitutiva que gobierna el comportamiento de los suelos isotrópicos en régimen elástico. Además, se observa, en dicho sistema, la existencia de término nulos fuera de la diagonal principal de la matriz de rigidez. Esto realmente pasa para los materiales isotrópicos, dado que no existe acoplamiento entre los efectos asociados a la variación de volumen y el cambio de forma (distorsión). Para el caso de materiales anisotrópicos esta condición no se observa, y la matriz de rigidez presenta elementos no nulos fuera de la diagonal principal.

b) Superficie de plastificación o fluencia

Supongamos que sobre un elemento de suelo actual esfuerzos representativos: un esfuerzo medio efectivo p' , y un esfuerzo desviador q . Si se aplica un incremento de esfuerzos y el material reacciona elástica y plásticamente, es decir, con deformaciones recuperables e irre recuperables, se puede proponer, de acuerdo con las ideas de plasticidad, que se ha alcanzado un estado tensional (p', q) en el límite de la fluencia.

La función de (p', q) , que marca los estados tensionales que conducen a deformaciones plásticas si se alcanza, la denominamos $f(p', q)$.

El trabajo plástico realizado por unidad de volumen de una muestra triaxial con esfuerzos medio p' y cortante q externamente aplicados es:

$$dW_{in} = p' \cdot d\varepsilon_p^p + q \cdot d\varepsilon_q^p \quad (90)$$

Donde ε_p^p y ε_q^p son las deformaciones volumétrica y de corte respectivamente.

Para determinar cómo es disipado esta energía plástica, Schofield y Wroth (1968) siguieron el análisis simple de Taylor (1948) sobre los resultados del ensayo de corte directo. Taylor asume que todo el trabajo plástico, definido por la ecuación (90), es disipado enteramente por fricción, llámese:

$$dW_{dis} = M \cdot p' \cdot d\varepsilon_q^p \quad (91)$$

Donde M es la relación q/p' en el estado crítico. Luego, la conservación de la energía requiere que:

$$dW_{in} = dW_{dis} \quad (92)$$

Esto lleva a la siguiente ecuación de trabajo para el modelo Cam-clay:

$$p' \cdot d\varepsilon_p^p + q \cdot d\varepsilon_q^p = M \cdot p' \cdot d\varepsilon_q^p \quad (93)$$

Asumimos que existe una función del potencial plástico para el suelo que depende de los esfuerzos medio y desviador:

$$f = f(p', q) = cte \quad (94)$$

Ahora recurrimos al principio de normalidad para calcular las deformaciones plásticas como:

$$\begin{cases} d\varepsilon_p^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p'} \\ d\varepsilon_q^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} \end{cases} \quad (95)$$

Donde $d\lambda$ es un escalar.

Reemplazando la ecuación (95) en (93), obtenemos:

$$p' \frac{\partial f}{\partial p'} + q \frac{\partial f}{\partial q} = Mp' \frac{\partial f}{\partial q} \quad (96)$$

Por otro lado, sobre la superficie de plastificación de la ecuación (94), se cumple:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq = 0 \quad (97)$$

De la ecuación (97), tenemos que:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = - \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right) \frac{dq}{dp'} \quad (98)$$

Reemplazando la ecuación (98) en (96), se obtiene:

$$\frac{dq}{dp'} = \frac{q}{p'} - M \quad (99)$$

La ecuación (99) es continua en el intervalo $[0, p_0]$, por lo cual es integrable analíticamente en ese intervalo, obteniéndose:

$$q = Mp'(\ln p' + C) \quad (100)$$

Mediante las condición de frontera: $(p' = p'_o \rightarrow q = 0)$, esta ecuación finalmente es:

$$q = Mp' \ln \left(\frac{p'}{p'_o} \right) \quad (101)$$

Donde p'_o es una constante (presión de preconsolidación) que define el tamaño de la superficie de plastificación, es decir, la

extensión del dominio elástico. Físicamente representa el esfuerzo medio efectivo cuando $q/p' = 0$ (Figura 45). M es la pendiente de la *Línea de Estado Crítico* (CSL) que controla la forma de la superficie de plastificación.

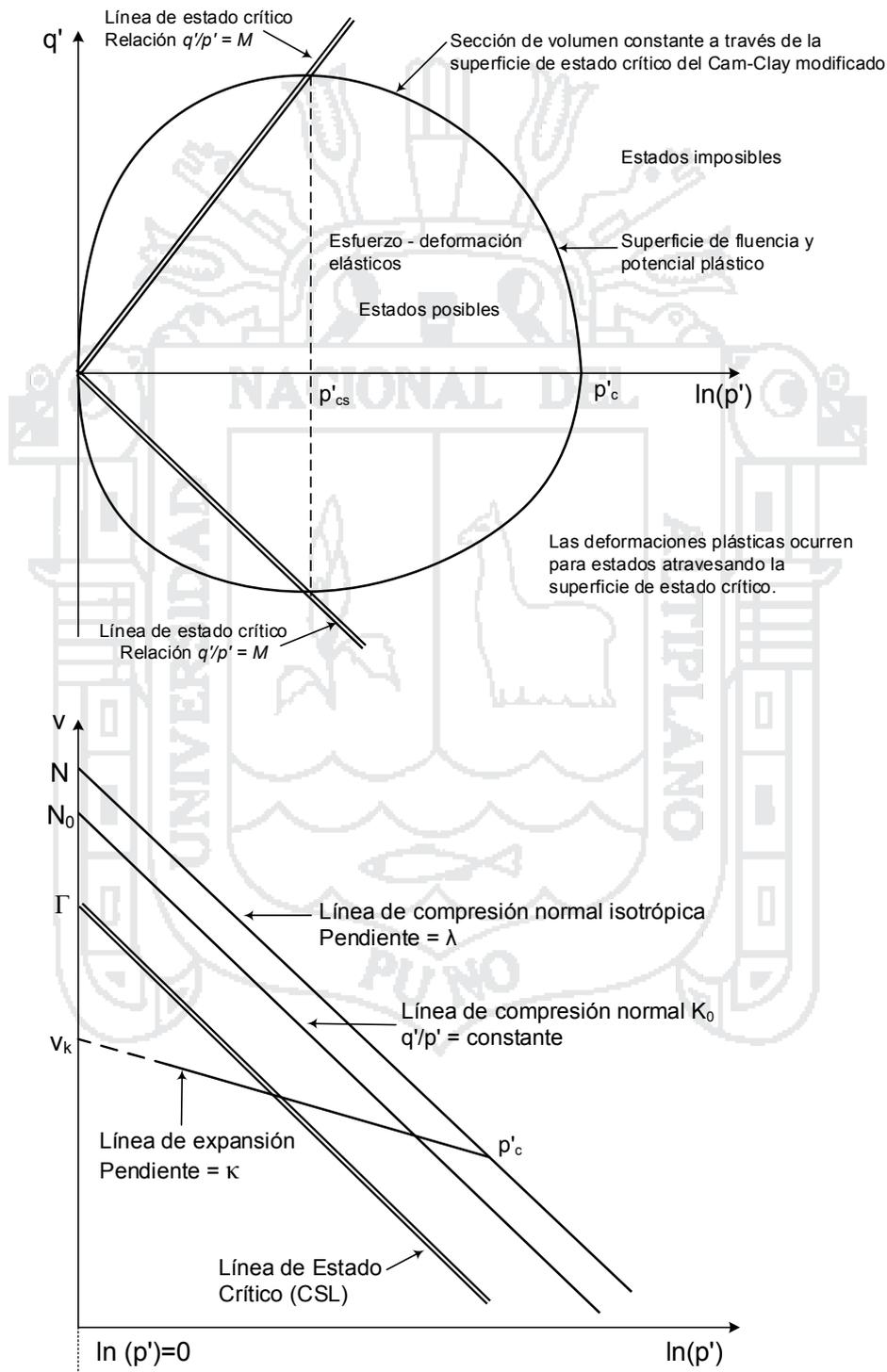


Figura 45. Parámetros básicos de estado crítico, líneas de estado crítico (CSL), superficie de plastificación (potencial plástico) y Línea de consolidación normal (NCL).

c) Potencial plástico

El potencial plástico expresa cómo es el mecanismo mediante el cual se presentan deformaciones plásticas y la relación entre las componentes volumétrica ($\delta\epsilon_p^p$) y cortante ($\delta\epsilon_q^p$). El modelo asume que la superficie de potencial plástico coincide con la superficie de plasticidad. Esta condición se conoce como la *regla de flujo asociada* o condición de normalidad, es decir. En la Figura 46 se representa mediante un vector de magnitud de la deformación plástica. La componente vertical de este vector es el incremento en la deformación cortante plástica ($\delta\epsilon_q^p$) y la componente horizontal es el incremento en la deformación volumétrica plástica ($\delta\epsilon_p^p$). Este vector siempre es perpendicular a la superficie de plastificación, así que si se conoce la ecuación de la superficie de fluencia, se puede conocer la dirección del vector. Realizando derivaciones correspondientes, se encuentra la relación entre las deformaciones plásticas:

$$\frac{\delta\epsilon_p^p}{\delta\epsilon_q^p} = M - \frac{q}{p'} \tag{102}$$

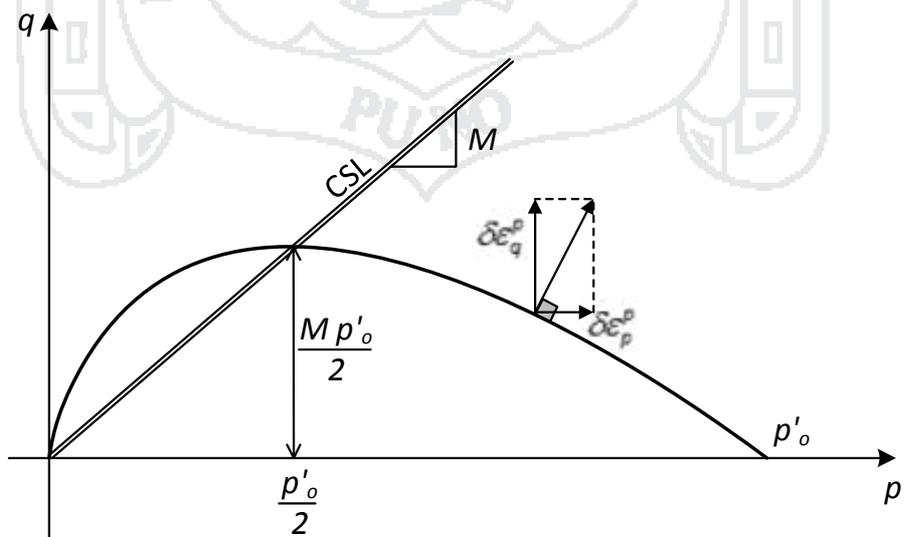


Figura 46. Superficie de plastificación del modelo Cam-clay.

d) Ley de endurecimiento o rigidización

Con base en el comportamiento de los suelos sometidos a compresión isotrópica (consolidación), al cargar una muestra de suelo sobreconsolidado hasta un esfuerzo superior a la presión de pre-consolidación, y después de descargarla, esta descarga se da por una recta de compresión y descompresión diferente, paralela a aquella recorrida durante la carga. De esta forma, un ciclo completo de carga-descarga, presentará una deformación plástica residual, que es dada por la separación entre dos rectas de descompresión-recompresión, para un determinado valor del esfuerzo medio efectivo p' . La Figura 47 aclara mejor esta explicación.

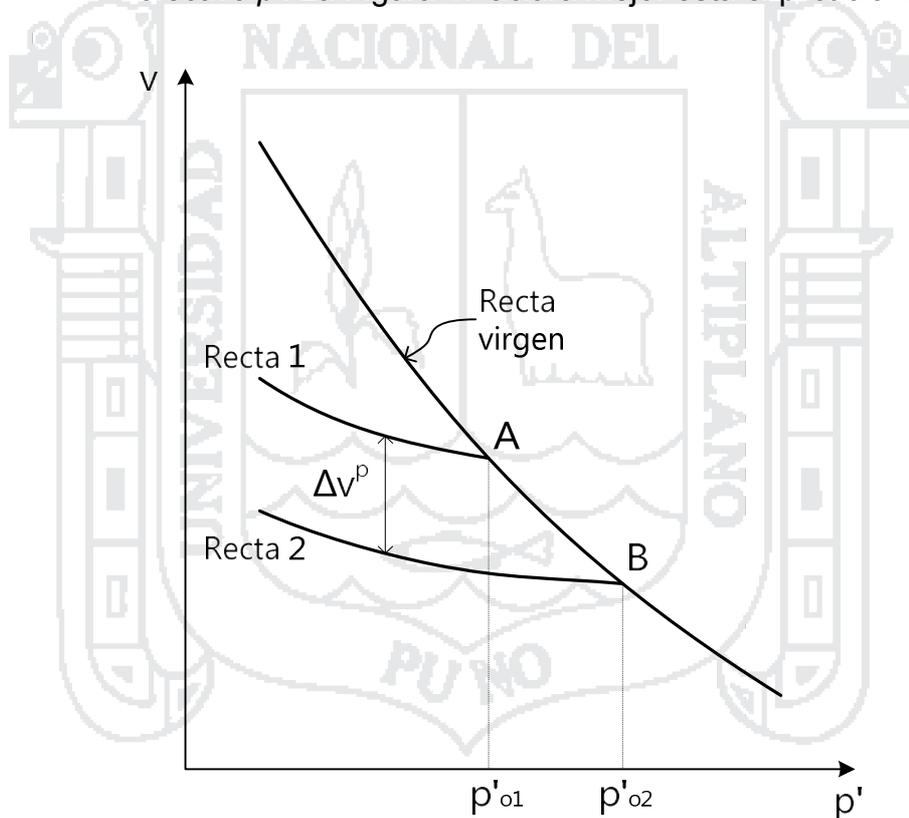


Figura 47. Recta virgen y rectas de descompresión-recompresión.

Otra observación importante de la Figura 47, tiene que ver con el endurecimiento presentado por el suelo, al aumentar el valor del esfuerzo medio efectivo por encima de la presión de pre-consolidación. En el Cam-clay se admite que el suelo se endurece isotrópicamente, es decir, que independientemente del valor de la

presión de pre-consolidación (p'_o) la forma de la superficie de plastificación es siempre la misma.

Por otro lado, el tamaño de la superficie de plastificación está definido por la presión de pre-consolidación (p'_o), lo que determina que la ley de endurecimiento del Cam-clay está controlada por el parámetro p'_o .

Escribiendo la expresión que define la deformación plástica, en términos del volumen específico v , entre las rectas de descarga-recarga 1 y 2, indicadas en la Figura 47, se tiene:

$$\Delta v = -\lambda \cdot \ln\left(\frac{p'_{o2}}{p'_{o1}}\right) + \kappa \cdot \ln\left(\frac{p'_{o2}}{p'_{o1}}\right) = -(\lambda - \kappa) \cdot \ln\left(\frac{p'_{o2}}{p'_{o1}}\right) \quad (103)$$

El primer término del lado derecho de esta expresión caracteriza la deformación total experimentada por la muestra del suelo cuando el esfuerzo medio efectivo crece entre A y B, mientras que el segundo término indica la parte de la variación del volumen total que es recuperada con la reducción del esfuerzo medio efectivo (recuperación elástica).

En el límite la ecuación(103) puede escribirse como:

$$\delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_o}{p'_o} \quad (104)$$

Como la presentación del Cam-clay se está haciendo a partir de las variables de esfuerzo y deformación, el incremento de la deformación plástica volumétrica $\delta \varepsilon_p^p$, está dada por:

$$\delta \varepsilon_p^p = (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_o}{v \cdot p'_o} \quad (105)$$

Asimismo, mientras las deformaciones elásticas volumétricas $\delta \varepsilon_p^e$ ocurren a partir de la variación del esfuerzo medio efectivo p' , las deformaciones plásticas volumétricas $\delta \varepsilon_p^p$, a su vez, ocurren justo cuando el tamaño de la superficie de plastificación se altera, el que

está controlado por el parámetro p'_o . Cabe resaltar que la ley de endurecimiento establecida con la ecuación (105) es válida también para el Cam-clay modificado.

D. Modelo Cam-clay modificado

El Cam-clay Modificado fue desarrollado por Roscoe y Burland (1968), y representa una extensión del Cam-clay adoptando una ecuación de trabajo revisada para derivar la función de plastificación y el potencial plástico.

a) *Propiedades elásticas*

Las propiedades elásticas para este modelo son las mismas que para el Cam-clay.

b) *Superficie de plastificación*

Este modelo asume que la energía producida por los esfuerzos aplicados es disipada obedeciendo la siguiente expresión:

$$dW_{dis} = p' \sqrt{(d\varepsilon_p^p)^2 + (M \cdot d\varepsilon_q^p)^2} \quad (106)$$

Reemplazando en la ecuación (91), tenemos:

$$p' \cdot d\varepsilon_p^p + q \cdot d\varepsilon_q^p = p' \sqrt{(d\varepsilon_p^p)^2 + (M \cdot d\varepsilon_q^p)^2} \quad (107)$$

Siguiendo el mismo procedimiento usado para el Cam-clay, resulta que la superficie de plastificación está definida por la siguiente relación:

$$f = q^2 + M^2 p' (p' - p'_o) = 0 \quad (108)$$

Gráficamente esta ecuación se muestra en la Figura 48, donde también se muestra la línea de estado crítico (CSL) y la línea de consolidación normal (NCL).

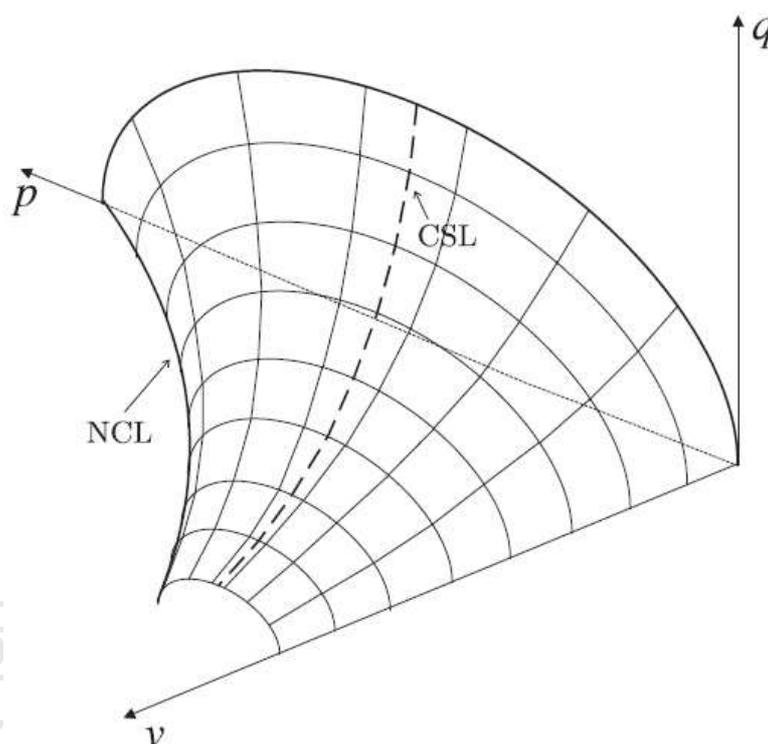


Figura 48. Cam-Clay Modificado. Superficie de fluencia y línea de estado crítico en el espacio p-q-v.

c) Potencial plástico

A partir de la ecuación (107) obtenemos la siguiente relación entre las deformaciones:

$$\frac{d\varepsilon_p^p}{d\varepsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \tag{109}$$

Donde: $\eta = \frac{q}{p'}$

d) Ley de endurecimiento

Idéntico al Cam-clay

e) Matriz del comportamiento plástico. Cam-clay modificado

Debido a la extendida aplicación del Cam-clay Modificado se presenta la determinación de la matriz de comportamiento plástico.

Partimos de la ecuación (105), que se reescribe:

$$\delta \varepsilon_p^p = (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_o}{v \cdot p'_o} \quad (110)$$

De la ecuación (108), obtenemos:

$$p'_o = \frac{q^2}{p' \cdot M^2} + p' \quad (111)$$

Entonces:

$$dp'_o = \left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2} \right) dp' + \left(\frac{2\eta}{M^2} \right) dq \quad (112)$$

Reemplazando las ecuaciones (111) y (112) en la ecuación (110), obtenemos:

$$d\varepsilon_q^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \cdot \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \left[\left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{dp'}{p'} + \left(\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{dq}{p'} \right] \quad (113)$$

Combinando las ecuaciones (109) y (112), obtenemos:

$$d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \left[\left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{dp'}{p'} + \left(\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{dq}{p'} \right] \quad (114)$$

Estas dos ecuaciones pueden expresarse en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{v \cdot p' (M^2 - \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (115)$$

El determinante de esta matriz es nulo debido a que la dirección del incremento de deformación plástica depende del estado tensional y no de sus derivadas, contrariamente a lo que ocurre en el caso de las deformaciones elásticas. Como ya se ha dicho, la relación entre el incremento de deformación plástica de corte y el incremento de deformación plástica volumétrica queda determinada por la superficie de plastificación.

El modelo Cam-clay Modificado establece el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo a través de las relaciones matriciales (86) y (115). Es importante tener en cuenta que la primera de estas relaciones es válida en todo momento, mientras que la segunda debe aplicarse solamente cuando el material entra en fluencia.

Según este modelo, son necesarias solo tres variables independientes para definir el estado del material (estado elástico y estado elastoplástico). Las variables p' , p'_o y v no son independiente entre sí, de manera que debe optarse por dos cualesquiera de estas, siendo q la tercera variable independiente.

A las tres variables independientes elegidas se las denomina *variables de estado*.

1.2. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Los términos utilizados en esta tesis son de claro significado y uso cotidiano. Además que se definen oportunamente en la teoría revisada correspondiente. Sin embargo, se definen los términos más representativos para un mejor entendimiento del contenido de este texto.

Capacidad de carga última, q_u .

Presión de contacto máxima que puede resistir una masa de suelo sin que se produzca un hundimiento catastrófico de la cimentación y de la estructura apoyada en ella, que corresponde al valor teórico de la capacidad de carga última de un suelo. En el cálculo de capacidad de carga debe tenerse en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo al nivel de la cimentación.

Capacidad de carga admisible, q_{adm} .

Valor máximo de la presión de contacto aplicable al diseño y construcción de una cimentación. La capacidad de carga admisible es obtenida mediante:

- 1) la aplicación de un factor de seguridad apropiado a la capacidad de carga última, o
- 2) el esfuerzo que produce un asentamiento tolerable.

Presión de preconsolidación.

Máximo esfuerzo efectivo al que ha sido sometido un suelo en algún momento de su historia. El valor de este esfuerzo puede ser estimado a partir de la curva de compresión. También puede denominarse esfuerzo de preconsolidación, presión de precompresión, de precompactación o de precarga.

Asentamiento.

Hundimiento gradual de una estructura. Este efecto puede ser calculado, en términos de unidades de medida, a partir de diversos métodos como: elástico, de consolidación unidimensional, modelos constitutivos.

Asentamiento diferencial.

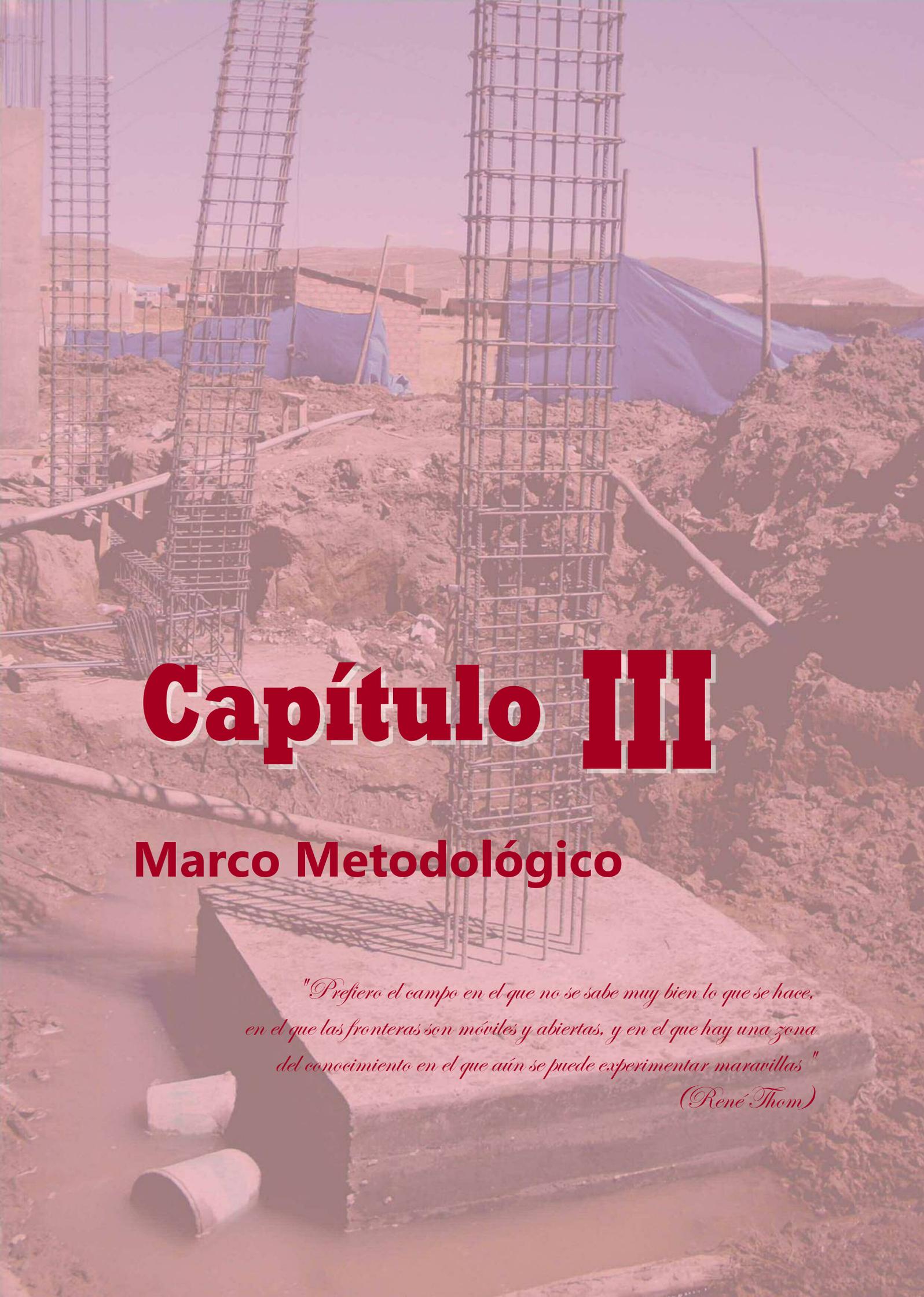
Asentamiento cuya magnitud varía de un punto a otro de una estructura o de un cimiento a otro.

Consolidación.

1. Reducción gradual de la presión intersticial en una masa de suelos debido a la aplicación continua o al incremento de un esfuerzo de compresión.
2. Reducción gradual del volumen de una masa de suelos debido a la aplicación o al incremento de un esfuerzo de compresión.

Modelo constitutivo.

Conjunto de ecuaciones que describen el comportamiento de un material en términos de relaciones empíricas, semiempíricas y, en lo posible, teóricas. Los modelos constitutivos están expresados generalmente en forma de ecuaciones diferenciales de manera que los incrementos infinitesimales en un elemento dado están asociados con incrementos infinitesimales de un elemento asociado.



Capítulo III

Marco Metodológico

*"Prefiero el campo en el que no se sabe muy bien lo que se hace,
en el que las fronteras son móviles y abiertas, y en el que hay una zona
del conocimiento en el que aún se puede experimentar maravillas"*

(René Thom)

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación

El área en estudio, de esta investigación, se encuentra ubicado a lo largo del litoral lacustre, específicamente en el sector de la bahía interior de Puno zona sur, entre el Muelle de la ciudad de Puno y la Isla Espinar, provincia de Puno, Región Puno (Ver GRÁFICO N° 1).

GRÁFICO N° 1:
UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.



Fuente: *Elaboración propia del autor.*

3.1.2. Clima

Las condiciones climáticas en el ámbito geográfico que abarca en esta investigación, corresponde al tipo semi-seco y frío en su generalidad. Durante el año las estaciones climáticas son prácticamente dos: Una húmeda caracterizado por sus precipitaciones pluviales (noviembre a marzo) época apropiado y recomendable para la construcción de estructuras de concreto; y la otra época seca caracterizado por la ausencia de lluvias y baja temperatura nocturna.

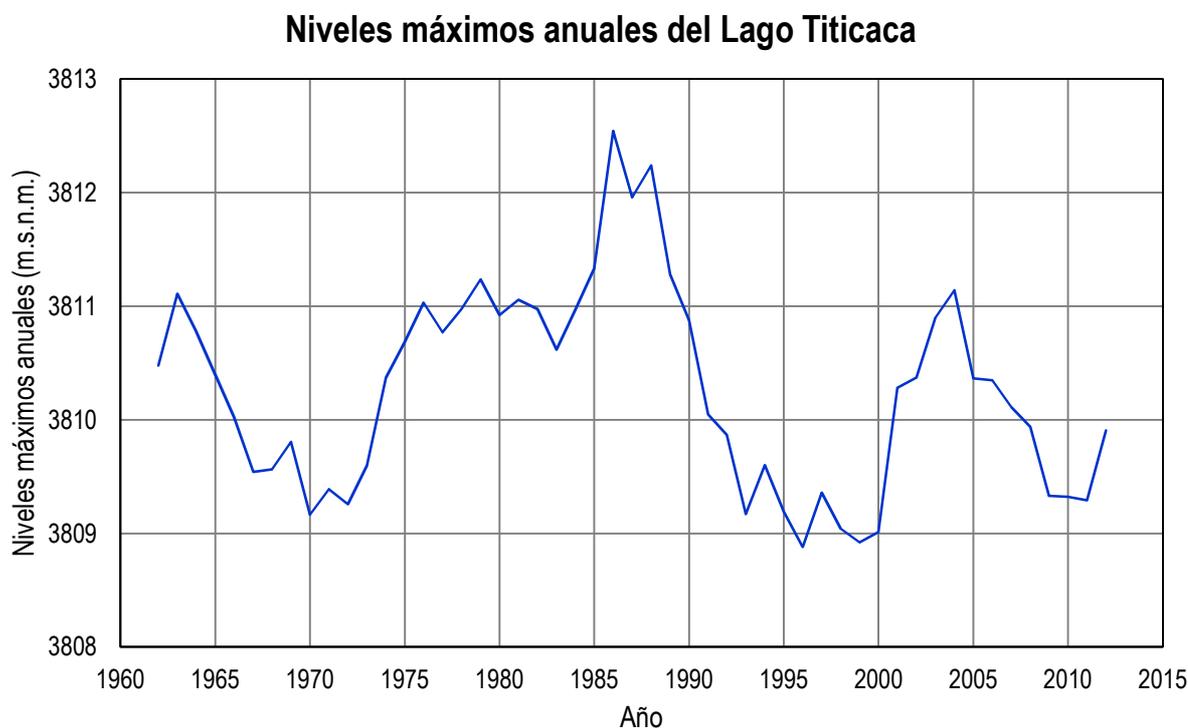
La precipitación pluvial media varía entre 4.7 mm en junio y 152.7 mm en enero, con precipitaciones máximas en 24 horas hasta 55.7 mm. La precipitación ocurre durante todos los meses del año, siendo los más secos los meses de junio y julio.

3.1.3. Niveles del Lago Titicaca

De acuerdo a los datos del SENAMHI – PUNO, y banco de datos hidrometeorológicos de PELT, los niveles medio del lago Titicaca tienen un máximo de 3811.98 m.s.n.m. registrados en 1986 y un mínimo de 3806.51 m.s.n.m. registrados en 1943.

Actualmente la cota del lago es de 3809.90 m.s.n.m.

GRÁFICO N° 2:
NIVELES MÁXIMOS ANUALES DEL LAGO TITICACA.
(Fuente: SENAMHI).



3.1.4. Geología y geomorfología

A. Geología

La superficie territorial circunscrita de la Bahía de Puno está ubicada aproximadamente en el eje central de la fosa tectónica del Titicaca, entre las cordilleras Oriental y Occidental, en este marco la micro cuenca de Puno se encuentra al borde Nor Oriental de la Zona de actividad volcánica desarrollada en la parte central del altiplano, siendo la actual situación tectónica y volcánica de un periodo de calma, por lo que el área mantiene una relativa estabilidad.

B. Geomorfología

Dentro del contexto geomorfológico a nivel regional, el área de estudio se localiza en la sub-unidad identificada como “Depresión Central Del Lago Titicaca” que forma parte de la actividad geomorfológica regional denominada como “Altiplano”.

El altiplano es una gran cuenca intramontañosa de los andes centrales del Perú, Bolivia y Argentina, situadas en las cordilleras Occidental y Oriental; la depresión de origen técnico esta rellena con depósitos lacustre y aluviales; se desarrolla entre los 3800 a 6500 msnm y se extiende a 2000 Km de largo y 200 Km. de ancho aproximadamente.

El sistema lacustre actual del altiplano es el resultado de la evolución de otro más antiguo cuya transición comienza en el Pleistoceno inferior y finaliza en el Plioceno. Una actividad geotectónica en extensión de dirección NO-SE caracteriza todo el Cuaternario y es el Pleistoceno inferior que se crea en la fosa tectónica ocupada en la actualidad por el lago Titicaca.

A nivel local, la evolución geomorfológica del área está relacionada con las siguientes subunidades geomorfológicas:

- Llanura lacustre del Titicaca.
- Laderas de Cerros conformadas por los afloramientos de rocas
- Cauces de quebradas
- Terrazas y acumulaciones aluviales de quebradas

Estas sub-unidades están limitadas por escarpas o discontinuidades bien definidas; la zona en donde se proyectan los canales de drenaje, el relieve del terreno está relacionado con los afloramientos rocosos y se observan gradientes variables entre 20° a 45° grados.

C. Litología y estratigrafía

En el área del proyecto de la micro cuenca Puno se han reconocido rocas cuyo rango de edad van desde el Mesozoico hasta el reciente. Su distribución está controlada por la depresión altiplánica entre la cordillera Occidental Volcánica al Oeste de Puno y la Oriental metamórfico – sedimentaria al Este bordeando la orilla circunlacustre donde empieza el lago Titicaca.

a) Rocas sedimentarias

Comprende todas las formaciones geológicas sedimentarias que afloran localmente en la micro cuenca y sobre la cual se asientan las zonas de expansión urbana de la ciudad de Puno. En el área de estudio se han identificado las siguientes formaciones.

Formación Muni (Ki-mu)

La litología general es de lutitas, en las que predominan las de color marrón rojizo a grisáceo. Se presentan en estratos blandos y delgados intercaladas con areniscas arcillosas, limosas y margas que gradan a calizas arcillosas marrones.

Estructuralmente forman bloques fallados, con rumbos NE-SO y NO-SE, con buzamiento de moderado a casi verticales; situación que favorece la erosión diferencial, dando lugar a micro depresiones estructurales alternadas con monoclinales.

La composición blanda expuesta a la erosión hídrica a dado lugar a suelos arcillosos plásticos y la formación de ambientes de presionados, como en las áreas de los barrios Llavini, Alto Huascar y Dos de Mayo (adyacente al Cerro Azoguine) y parte del cerro Machallata.

Formación Ayabaca (Km-ay)

Corresponde a secuencias sedimentarias conformada por calizas de color gris claro con variaciones a gris violáceo, intercalada con lutitas de color rojizo. La potencia de los estratos varía entre algunos centímetros hasta 1m; las calizas contienen nódulos y lentes de 0.5 de grosor de chert negro.

En la micro cuenca de Puno la caliza se presenta localmente en potentes estratos de colores grises y beige representados por los cerros Azoguine al Oeste, Huaje, Catahuine (alrededores de la ciudad universitaria UNA) al Norte de la ciudad; además, las localidades de Puñanawe y Pucara ubicados en la parte central de la micro cuenca.

Es común observar las capas de calizas bioturbadas pudiéndose distinguir horadaciones de aproximadamente 1cm de ancho donde los agujeros se encuentran rellenos con calizas gris clara dentro de una caliza de color más oscuro y textura ligeramente más gruesa.

En Azoguine las calizas están mineralizadas con cobre, plata y mercurio representando un núcleo de contaminación mineralógica de suelos y aguas. En la zona de los cerros Pucara, Muñaypata – Quiviani, las calizas que tienen similitud con los de Azoguine, se hallan formando colinas estables y bloques fallados.

Las rocas de origen sedimentario se han emplazado durante el Cenomaniano - Cretacio. Son las más antiguas del área.

Formación Angostura (Km-an)

En el área de estudio yacen sobre las calizas Ayabacas; son areniscas cuarzosas compactas de grano medio a fino, ligeramente ferruginosas, abigarradas en tonos claros rojizos violáceos y amarillos, generalmente bien cementadas, localmente presentan una apariencia sacaroidea.

Esta unidad aflora formando la cadena de cerros Llallahuani, Viscachune, Pucara, Huaje y Chulluni; con una estructura transversal con rumbo NO-SE y buzamientos muy altos hasta verticales; como consecuencia de esta disposición estructural y por la dureza de los estratos, se han formado crestas estructurales muy resistentes, casi sin suelo que presentan un fracturamiento y diaclasamiento medio a fino por intemperización.

Formación Muñani (Km-mñ)

Esta Unidad litológica está constituida por areniscas cuarzosas de grano medio a muy grueso microconglomerado de color rosáceo, marrón y violáceo. Se presenta en estratos gruesos duros y muy resistentes a la erosión. Se observa un desarrollo irregular de cuarzo secundario como cementado que da lugar a rasgos

escarpados; en algunos lugares se halla completamente recristalizada a una cuarcita azulina.

En los cerros Putina, la formación aflora en la zona intermedia del flanco Norte con estructuras casi verticales entre el volcánico y las areniscas marrones. Esta unidad litológica por su composición cuarzosa, alta dureza, homogeneidad de estratos potentes y su estructura vertical, ofrece mucha resistencia al desgaste erosivo lo que a su vez da origen a quebradas empinadas, separadas por interfluvios rocosos muy agrestes, sin suelos y de pendientes hasta verticales.

Grupo Puno (Tim-pu)

Consiste principalmente de areniscas arcósicas, que se encuentran intercaladas por conglomerados comunes, limonitas subordinadas, calizas y horizontes de tufos; son generalmente de color rosado a marrón rojizo, bien clasificadas, masivas a bien estratificadas y tamaño de grano muy heterogéneo. Los granos de cuarzo son típicamente monocristalinos angular a subredondeados.

El Grupo Puno puede ser subdividido en tres fases de extensión regional:

- Fases conglomeradica que comprende conglomerados masivos con poca areniscas interestratificadas.
- Fases mixtas arenisca – conglomerado, que consiste de areniscas con intercalaciones de conglomerados.
- Fases constituidas por areniscas y limonitas, con poca a ninguna interestratificación de conglomerados.

En Jayllihuaya aflora típicamente con estratos de rumbo E-O y buzamientos hasta verticales concordantes con las areniscas Muñani. En la Zona baja de los cerros Huayllani y Negro Peque, sobre la que se ha extendido el urbanismo de la ciudad de Puno,

aflora con rumbos verticales E-O y buzamientos bajos, que favorecen el modelado de baja pendiente.

La edad del grupo Puno es incierta, pero las evidencias disponibles sugieren que es posterior a la formación Ayavacas: por tal razón se estima que la sedimentación del grupo Puno ocurrió durante el Terciario Inferior. Al grupo Puno por correlación estratigráfica se le asigna una edad Terciario Inferior a Medio.

b) Rocas ígneas volcánicas y plutónicas

Es importante notar que estas secuencias no son equivalentes en el tiempo, más bien distintos en origen y afloramiento, reconociéndose en el área de estudio tres fases importantes de vulcanismo identificándose por consiguiente tres unidades ígneas.

Formación Granodiorítica (Kt-gd)

Es una formación ígnea intrusiva de las unidades sedimentarias del Cretáceo y Terciario; constituyen el nivel de base local de la bahía y conforman el islote de la Isla del Diablo, el islote Chulluni y parte de la isla Esteves, donde afloran principalmente como promontorios rocosos duros y estables.

Está compuesta de cuarzo, feldespatos y ferro magnesianos, de color rosáceo a gris; con avanzado proceso de caolinización en determinadas partes y en otras es fresca y conservada; el intemperismo típico promontorio y de bloques desprendidos redondeados.

Grupo Tacaza (Tm-ta)

La secuencia del grupo Tacaza en la micro cuenca de Puno consiste predominantemente de andesitas de color gris a pálido a verde, con cuerpos dacíticos, riolíticos y basálticos de diversos colores, grises, verdes, marrones, negros y rojizos; con estructuras masivas, brechosas y flangomeradicas.

Esta zona estuvo expuesta a efusiones ígneas volcánicas a través de fisuras alineadas en el borde sur occidental del actual Lago Titicaca, dando lugar a extensos derrames y emplazamientos volcánicos en la micro cuenca, representados por los cerros Negro Peque, Cancharani, Pinquilluni y Huaylloco.

Los cuerpos cónicos Negro Peque y Cancharani, fácilmente distinguibles al Sur Este de la microcuenca, están mineralizados en forma generalizada con vetas de cobre, plata, plomo y oro; los que han sido explotados anteriormente. Este caso constituye un foco de contaminación natural inducida de suelos y agua por la composición mineralógica de estos cuerpos.

Grupo Sillapaca (TsQ-si)

Son derrames lávicos fluidos, principalmente de composiciones dacíticas a traquiandacíticas y basálticas que forman la planicie alto andina entre los cerros Putuputune, Uncuñani y Chihuincollo donde han formado aplanamientos con capas subhorizontales, Entre Ventilla y Yanamayo existen desniveles escabrosos de borde con bloques de textura escoriásea muy porosa y dura de color grisáceo oscuro.

El intemperismo en las llanuras da origen a suelos profundos por su estructura horizontal, composición y con escaso declive; excepto los borde acantilados que dan hacia la ciudad de Puno, donde los bloques fracturados ruedan pendiente abajo. Por esta circunstancia se constituye en una zona de alto riesgo geológico.

c) Unidades cuaternarias recientes

El área de estudio está conformada por dos sistemas cuyo origen y formación difiere entre ambos en tiempo y ubicación, reconociéndose cinco unidades lacustres y una fluvio aluvial; que se han formado desde la última glaciación y cuyo proceso continúa actualmente, así como otras que están siendo erosionadas.

Cabe destacar que las formaciones fluvio aluviales recientes se originaron en condiciones climáticas de intensa precipitación, por lo que se tiene una amplitud mayor, respecto a las condiciones actuales de precipitación; casos concretos de los fondos rellenados en los valles de Jayllihuaya y salcedo.

Unidades fluvio aluviales

Comprenden los depósitos existentes en los fondos de los valles, siendo los más representativos Jayllihuaya y Salcedo, sin restarle importancia a la parte baja de El Manto, centro urbano de la ciudad de Puno, barrios Vallecito y 4 de Noviembre. Estos depósitos están constituidos por arenas, arcillas y gravas, que han formado canales fluviales, terrazas con gradación a los depósitos de pie de monte, de arenas y clastos angulosos, in consolidados. Constituyen en la actualidad parte de la expansión urbana.

Por otro lado, comprende los depósitos de pie de monte sobre los que se cimienta gran parte de la ciudad de Puno; compuestos de arenas, arcillas, cantos y bloques, mezclados e in consolidados; estos gradan a depósitos fluvio lacustres intercalados en profundidad hacia la bahía.

En las quebradas descendentes de los cerros Llallahuani, Viscachune, Machallata y El Manto hacia la bahía interior, se encuentran depósitos coluvio aluviales de buen espesor, no-consolidados; que están siendo erosionados, por lo que son consideradas de riesgo menor por posibles desplazamientos de material aluvial. .

Unidades lacustres

La dinámica lacustre esta denominada por la sedimentación bioclástica en la Bahía del Puno generando cinco unidades de acumulación cuaternaria que se extienden desde la zona fluvio lacustre (Qr-fl) en la zona litoral, hasta la acumulación en el fondo de la bahía (Qr-IIb).

Estos depósitos están conformados por arcillas, arenas y materia orgánica abundante, depositada por las corrientes lacustres, los canales de riada fluvio lacustre (río Willy) y el desarrollo de las Macrófitas, cuando la profundidad acuática es menor a 2.50 m por efecto de la sedimentación y retroceso lacustre.

La sedimentación está produciendo barreras naturales perceptibles a simple vista en gran parte de la bahía de Puno, produciendo la separación de la bahía interior, donde la sedimentación es más avanzada.

Estas unidades litológicas sustentan el desarrollo de la totora y la formación de las denominadas “islas flotantes” habitadas por Los Uros; en la que predominan la acumulación y descomposición de la materia orgánica, las islas flotantes están ubicadas dentro de la superficie de la barrera natural en formación.

Las unidades identificadas en la zona de influencia del proyecto son:

1. Depósitos hidromórficos (Qr-hr)

Compuesta por arcillas y materia orgánica con agua casi permanente. Con una cubierta vegetal con especies terrestres y lacustre en asociación. Esta unidad se encuentra en regresión dando paso a tierra firme.

2. Depósitos de lecho totoral (Qr-lt)

Son predominantemente orgánicos, sedimentos pluviales y basura proveniente de la ciudad. Es la zona litoral receptora de los sedimentos de arrastre y suspensión.

3. Depósitos de talud lagunar (Qr-ta)

Comprende una zona angosta de sedimentación fina, sin totora entre el totoral y el fondo lagunar.

4. Depósitos de lecho lagunar (Qr-II)

Comprende sedimentos finos precipitados de los materiales en suspensión, química y orgánica, en estado de descomposición anaeróbica, negra y fangosa.

Es una zona con alto contenido de nutrientes (nitratos, fosfatos, etc.) provenientes de los residuos líquidos y sólidos de la ciudad a través de los desagües, botaderos de basura y desmontes; así como, de residuos de ganadería y agricultura, aguas contaminadas por metales de antiguas minas y la mineralización natural en la micro cuenca (Cobre, Plata, Plomo, Mercurio, Hierro, Manganeseo, etc.)

Se han diferenciado dos zonas por el grado de sedimentación, siendo más profunda en Qr-II/1 y superficial o más colmatado en Qr-II/2

5. Depósitos de lecho fluvial de Riada (Qr-I_f)

Son los depósitos arcillo-orgánicos del río Willy que acarrea sedimentos finos provenientes de las cuencas Illpa y Totorani y que ingresan a la Bahía de Puno a través de un Canal de Riada.

6. Depósitos de lecho de la bahía (Qr-II_b)

Son los depósitos precipitados de los materiales en suspensión precipitación química y micro orgánica existentes en las aguas de la bahía, procedentes de los aportes de los ríos Coata, Illpa, Totorani, Jachajahuira y Challaviña; así como los sedimentos en suspensión y arrastre transportados por las corrientes lacustre provenientes del Lago Mayor a través del estrecho entre las penínsulas de Capachica y Chuchito.

GRÁFICO N° 3:
GEOLOGÍA LOCAL DE PUNO.
(Fuente: INGEMMET)



3.1.5. Hidrología subterránea

En un sentido extenso es el agua del subsuelo en contraposición con el agua superficial, en sentido estricto es sinónimo de agua freática.

En el interior de los acuíferos el agua se mueve desde los puntos de mayor potencial hidráulico (mayor energía), hasta los puntos de menor potencial hidráulico (menor energía), en un medio estático el agua tendrá la misma energía en todos los puntos, es decir el mismo potencial hidráulico.

El agua es uno de los factores más importantes en la resistencia, compresibilidad y cambios de volumen del suelo. Aunque el agua está presente en todos los suelos, el término agua subterránea está reservado para una masa continua de agua bajo tierra que llena los poros o vacíos del suelo y que puede moverse libremente por efecto de la gravedad.

A. Estudio de las condiciones del agua subterránea

El interés de los estudios de agua subterránea es suministrar la información necesaria acerca de la posición y fluctuación a lo largo de un período de tiempo de la tabla de agua, en varios puntos del área problema. El agua subterránea no es estática sino dinámica, siendo una de sus características que reacciona a varios factores de recarga y descarga.

El agua subterránea, se encuentra presente en todo el área de estudios conformando acuíferos libres, la dirección del flujo freático es hacia el lago.

a. Nivel freático

Lugar geométrico de los niveles que alcanza la zona saturada del suelo, y que no siempre coincide con el nivel piezométrico (el que alcanza el agua en un pozo de observación). Sólo coinciden cuando el nivel freático está a presión atmosférica.

Es el espejo de agua presente en la parte superior de la zona de saturación por lo que su estudio es indispensable tomar en cuenta los niveles de superficie de agua que está en conexión libre con el agua subterránea, observaciones que deben ser hechas a través de:

- Pozos de observación.
- Pozos existentes/abandonados.
- Piezómetros.
- Superficies de agua (lagos, drenes, canales, arroyos, zanjas, manantiales, etc.)

El estudio de la Napa Freática, es de interés de cualquier investigación, por lo que se instalan pozos de observación en distintos puntos del ámbito de trabajo y en diferentes estratos del suelo, con fines de determinar posteriormente la posición y fluctuación de la Napa Freática. El nivel de la tabla de agua a mantenerse en un suelo, depende de las circunstancias climatológicas, cuando más cerca se encuentra el nivel freático hacia la superficie, tanto mayor será el peligro de que resulte dañina en lugar de provechosa. Condiciones que pueden mejorarse con el drenaje para hacer descender el nivel del agua a la profundidad máxima de drenaje, ya sea por exceso o por escasez de agua.

3.1.6. Evaluación geotécnica

En base a una correcta evaluación de los resultados de la investigación geológica y del reconocimiento geotécnico de campo realizado en la zona en estudio, se han obtenido parámetros geotécnicos aproximados del subsuelo de la zona de estudio.

Adicionalmente sobre la base de los resultados de las investigaciones efectuadas en el estudio Geotécnico de la Zona Inundable, se tratan y desarrollan aspectos geotécnicos que conciernen al acondicionamiento territorial de la bahía de Puno. En este sentido se ha evaluado la amplitud del subsuelo de cimentación en los sitios donde se proyecta el estudio de suelos en la Av. Costanera.

El objetivo del estudio es el de analizar y definir las características y propiedades geotécnicas de los suelos que conforman el terreno de fundación así como su distribución horizontal y vertical del subsuelo en la zona en estudio.

La evaluación geotécnica de la zona involucra tanto el desarrollo de un reconocimiento geotécnico como la realización de exploración y ensayos de laboratorio y campo sobre los suelos encontrados.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Suelo lacustre de la Bahía de Puno

Se presenta el siguiente cuadro resumen del perfil estratigráfico de la zona en estudio, donde se indican los niveles o espesores de los estratos de suelo:

CUADRO N° 1:

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE LOS SONDEOS REALIZADOS.

Sondeo No.	Lugar	N.F. <i>m</i>	Relleno superficial <i>M</i>	Estrato de suelo <i>m</i>	Clasificación SUCS
S-1	Av. Costanera esquina con Jr. Ricardo Palma	0.80	0.00 – 0.80	0.80 – 3.60 3.60 – 4.40 4.40 – >5.20	CH OH CH
S-2	Av. Costanera esquina con Jr. Túpac Amaru	1.00	0.00 – 0.60	0.60 – 3.60 3.60 – 4.40 4.40 – >5.40	CH OH CH
S-3	Av. Costanera esquina con Jr. Bancharo Rossi	0.80	0.00 – 1.00	1.00 – 3.60 3.60 – >4.80	OH CH
S-4	Av. Costanera esquina con Jr. Huascarán	1.00	0.00 – 1.00	1.00 – 4.40	CH
S-5	Av. Costanera esquina con Av. Primavera	0.60	0.00 – 0.60	0.60 – 3.60 3.60 – >4.80	CH OH

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

La profundidad del nivel freático es variable en los puntos de sondeo, debido a la acumulación del material sedimentario propio de los depósitos lacustres de la Bahía de Puno, influenciada por la topografía del entorno.

El espesor del relleno superficial de acuerdo a los puntos de sondeo es variable, compuesto principalmente por un material limo arenoso con partículas de grava gruesa y contaminado con materia orgánica propia de la zona circundante del Lago Titicaca.

Pasando el relleno superficial, se presenta el estrato de suelo más estable, que se caracteriza por la presencia de suelos finos especialmente arcillas blandas de muy compresibles y arcillas orgánicas de alta compresibilidad.

La caracterización de los principales suelos lacustres que componen el subsuelo de la bahía interior de Puno se detallan en los resultados de laboratorio correspondientes (Ver Anexo A), por lo cual aquí se incluye solamente un resumen y una descripción breve de los mismos.

CUADRO N° 2:
PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LAS MUESTRAS DE SUELO
TOMADAS DE CADA CALICATA.

Propiedades / Característica	Calicata 1			Calicata 2			Calicata 3		C-4	Calicata 5	
	M-1	M-2	M-3	M-1	M-2	M-3	M-1	M-2	M-1	M-1	M-2
Profundidad	0.80 a 3.60	3.60 a 4.40	4.40 a 5.20	0.60 a 3.60	3.60 a 4.40	4.40 a 5.40	1.00 a 3.60	3.60 a 4.80	1.00 a 4.40	0.60 a 3.60	3.60 a 4.80
Clasificación SUCS	CH	OH	CH	CH	OH	CH	OH	CH	CH	CH	OH
Nivel freático	0.8	---	---	1.0	---	---	0.8	---	1.0	0.6	---
% Pasa Tamiz No. 200	75.9	87.6	86.4	78.7	89.3	86.9	85.1	89.3	84.4	83.1	85.9
Límite Líquido (%)	50.3	56.5	54.7	50.4	51.5	53.4	57.6	51.3	60.4	60.5	51.5
Índice de Plasticidad (%)	26.3	22.4	26.1	26.5	17.5	26.6	26.7	25.8	31.2	36.6	19.7
Cohesión (kg/cm ²)	0.41	---	---	0.4	---	---	0.41	---	0.45	0.47	---
Ángulo de fricción (°)	6.6	---	---	5.3	---	---	5	---	4.6	3.8	---

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

De todas las muestras obtenidas en los sondeos, se eligió las clasificadas como Arcilla Inorgánica de Alta Plasticidad (CH) para el ensayo edométrico (consolidación), con el objetivo de evitar la influencia de la materia orgánica presente en los suelos clasificados como Arcillas Orgánicas (OH). Además, se trata de un material muy bien caracterizado en la bibliografía lo que hace que su uso en distintas investigaciones sea frecuente.

A. Propiedades resistentes

De acuerdo con la información obtenida, al igual que las características anotadas de la bibliografía, los suelos estudiados poseen las siguientes propiedades resistentes:

CUADRO N° 3:
PROPIEDADES RESISTENTES DE LAS ARCILLAS LACUSTRES
(Según el ensayo de corte directo).

Suelo	γ_{sat} g/cm ³	c kg/cm ²	ϕ °
OH	1.71	0.41	5.0
CH	1.71	0.40	5.3

Fuente: *Elaboración propia de autor.*

De acuerdo con estas propiedades, los suelos “remoldeados” tienen una capacidad portante admisible baja, incapaces de soportar cargas importantes sobre todo para las impuestas por una estructura típica de más de 2 pisos en elevación, cuya carga estática por columna es de aproximadamente 11 ton por cada piso de una edificación común.

Además, debe considerarse que los suelos arcillosos no presentan coeficiente de fricción alguna, por lo que debe tenerse en cuenta que el ensayo realizado (corte directo) no es el adecuado para muestras de suelo arcilloso, sin embargo proporcionan una aproximación para un análisis preliminar. Debido a que en esta investigación no se analiza la resistencia de los suelos lacustres, sirve solamente a modo de indicativo para su evaluación.

B. Propiedades de deformación

De acuerdo con los ensayos edométricos o de consolidación, realizados con las muestras extraídas de los sondeos, se obtuvieron las siguientes propiedades:

CUADRO N° 4:

PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE LA ARCILLAS LACUSTRES

(Según el ensayo edométrico).

Suelo	e_0	C_v cm ² /min	C_c	C_r	Presión de preconsolidación p_c kg/cm ²
CH	1.203	0.0591	0.446	0.070	0.725

Fuente: *Elaboración propia del autor.***3.3. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN****3.3.1. Caracterización de los suelos lacustres de la bahía de Puno**

El terreno natural, a diferencia de otros materiales empleados en la industria de la construcción como: el concreto o el acero, se presenta como un medio discontinuo, heterogéneo, anisotrópico, y sus variaciones pueden llegar a ser complejas.

Cuando los principios de la Mecánica se aplican al concreto o al acero, no existen mayores sorpresas, debido a que en cierta medida controlamos sus propiedades para satisfacer determinada necesidad. Sin embargo, cuando se trata de aplicar los principios de Mecánica a los suelos, por ser éste un medio heterogéneo y demás, debemos tener especial cuidado en determinar previamente su configuración real.

Sólo conociendo el tipo de suelos o de rocas y su disposición espacial, se pueden determinar las propiedades geotécnicas de los materiales; esto permitirá predecir el comportamiento del suelo frente a las solicitaciones que imponen las edificaciones u otras estructuras que se requieren ejecutar.

Por tanto, la caracterización de los suelos, entendida como la fase previa a la determinación de sus propiedades geotécnicas y como parte componente de un estudio geotécnico completo, se realiza con dos objetivos:

- Definir los tipos de suelo encontrados durante las exploraciones realizadas, para clasificarlos adecuadamente y decidir sobre los métodos y consideraciones a tener en cuenta en los cálculos correspondientes.
- Determinar la distribución espacial de los suelos encontrados y tomar la decisión para determinar las propiedades geotécnicas de los suelos afectados por las cargas a las que pueden estar sujetas.

La caracterización geotécnica de la zona en estudio (bahía de Puno) incluye:

- **Reconocimiento del área en estudio**, incluyendo su ubicación geográfica y topográfica, clima, geología y geomorfología, hidrología, entre otros aspectos preliminares básicos.
- **Exploración de suelos**, considerando el análisis de los objetivos del estudio geotécnico que se pretende realizar, muestreo de suelos representativos de las masas de suelo encontrados.
- **Ensayos de campo y laboratorio**, para determinar las principales características y propiedades de las muestras obtenidas de la exploración realizada.
- **Determinación de las condiciones del subsuelo**, definiendo en el sitio del sondeo, a corte abierto, las condiciones que incluyen; perfil estratigráfico, profundidad del nivel freático, espaciamiento entre puntos de exploración, entre otras condiciones relevantes para el análisis.
- **Interpretación de resultados**, en términos de la información básica generada, incluyendo, en lo posible, información de datos de estudios previos realizados sobre la misma zona.

3.3.2. Análisis teórico de los métodos de estimación del comportamiento mecánico

En esta tesis se realiza un análisis teórico de la capacidad portante admisible estimada a través de diversos métodos disponibles y ampliamente utilizados en la práctica, utilizados sin considerar los resultados diferentes a los que podemos llegar con cada método, por lo cual se realiza una revisión bibliográfica en el Capítulo II (Marco Teórico-Conceptual), y en este apartado se analizan las principales características de los planteamientos propuestos por cada uno de los métodos considerados.

Este análisis tiene como principal objetivo *resumir las diferentes características principales de cada método para consideraciones posteriores en el análisis de los resultados teóricos y experimentales*, que serán analizados en el capítulo IV.

A. Métodos por el criterio de resistencia

Una de las características principales de todos los métodos es que todos ellos utilizan, como punto de partida, la ecuación general propuesta por Terzaghi (1943).

En este apartado se evalúan las diferencias y consideraciones de los métodos de estimación de la capacidad portante por el criterio de resistencia, analizando los diversos factores involucrados en las ecuaciones planteadas por los investigadores citados.

FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE

La primera diferencia se encuentra en los factores de capacidad portante (N_c , N_q y N_γ) que utilizan para su aplicación, en el siguiente cuadro se muestran los valores diferentes calculados mediante la utilización de las ecuaciones presentados en el numeral 2.2.8 (Criterio de resistencia. Estabilidad del terreno):

CUADRO N° 5:
FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA
PARA DIFERENTES MÉTODOS.

Ángulo de fricción del suelo	N _c		N _q		N _v			
	Terzaghi	Meyerhof, Hansen y Vesic	Terzaghi	Meyerhof, Hansen y Vesic	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
0	5.70	5.40	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	6.00	5.38	1.10	1.09	0.08	0.00	0.00	0.07
2	6.30	5.63	1.22	1.20	0.18	0.01	0.01	0.15
3	6.62	5.90	1.35	1.31	0.28	0.02	0.02	0.24
4	6.97	6.19	1.49	1.43	0.39	0.04	0.05	0.34
5	7.34	6.49	1.64	1.57	0.51	0.07	0.07	0.45
6	7.73	6.81	1.81	1.72	0.65	0.11	0.11	0.57
7	8.15	7.16	2.00	1.88	0.80	0.15	0.16	0.71
8	8.60	7.53	2.21	2.06	0.96	0.21	0.22	0.86
9	9.09	7.92	2.44	2.25	1.15	0.28	0.30	1.03
10	9.60	8.34	2.69	2.47	1.35	0.37	0.39	1.22
11	10.16	8.80	2.98	2.71	1.58	0.47	0.50	1.44
12	10.76	9.28	3.29	2.97	1.84	0.60	0.63	1.69
13	11.41	9.81	3.63	3.26	2.12	0.74	0.78	1.97
14	12.11	10.37	4.02	3.59	2.44	0.92	0.97	2.29
15	12.86	10.98	4.45	3.94	2.79	1.13	1.18	2.65
16	13.68	11.63	4.92	4.34	3.19	1.37	1.43	3.06
17	14.56	12.34	5.45	4.77	3.63	1.66	1.73	3.53
18	15.52	13.10	6.04	5.26	4.13	2.00	2.08	4.07
19	16.56	13.93	6.70	5.80	4.70	2.40	2.48	4.68
20	17.69	14.83	7.44	6.40	5.34	2.87	2.95	5.39
21	18.92	15.81	8.26	7.07	6.07	3.42	3.50	6.20
22	20.27	16.88	9.19	7.82	6.89	4.07	4.13	7.13
23	21.75	18.05	10.23	8.66	7.83	4.82	4.88	8.20
24	23.36	19.32	11.40	9.60	8.90	5.72	5.75	9.44
25	25.13	20.72	12.72	10.66	10.12	6.77	6.76	10.88
26	27.09	22.25	14.21	11.85	11.53	8.00	7.94	12.54
27	29.24	23.94	15.90	13.20	13.15	9.46	9.32	14.47
28	31.61	25.80	17.81	14.72	15.03	11.19	10.94	16.72
29	34.24	27.86	19.98	16.44	17.21	13.24	12.84	19.34
30	37.16	30.14	22.46	18.40	19.75	15.67	15.07	22.40
31	40.41	32.67	25.28	20.63	22.71	18.56	17.69	25.99
32	44.04	35.49	28.52	23.18	26.20	22.02	20.79	30.21
33	48.09	38.64	32.23	26.09	30.33	26.17	24.44	35.19
34	52.64	42.16	36.50	29.44	35.23	31.15	28.77	41.06
35	57.75	46.12	41.44	33.30	41.08	37.15	33.92	48.03
36	63.53	50.59	47.16	37.75	48.11	44.43	40.05	56.31
37	70.07	55.63	53.80	42.92	56.62	53.27	47.38	66.19
38	77.50	61.35	61.55	48.93	67.00	64.07	56.17	78.02
39	85.97	67.87	70.61	55.96	79.77	77.33	66.76	92.25
40	95.66	75.31	81.27	64.20	95.61	93.69	79.54	109.41
41	106.81	83.86	93.85	73.90	115.47	113.99	95.05	130.21
42	119.67	93.71	108.75	85.37	140.65	139.32	113.96	155.54
43	134.58	105.11	126.50	99.01	173.00	171.14	137.10	186.53
44	151.95	118.37	147.74	115.31	215.16	211.41	165.58	224.63
45	172.29	133.87	173.29	134.87	271.07	262.74	200.81	271.75

Ángulo de fricción del suelo	N _c		N _q		N _γ			
	Terzaghi	Meyerhof, Hansen y Vesic	Terzaghi	Meyerhof, Hansen y Vesic	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
46	196.22	152.10	204.19	158.50	346.66	328.73	244.65	330.34
47	224.55	173.64	241.80	187.21	451.28	414.33	299.52	403.65
48	258.29	199.26	287.85	222.30	600.15	526.45	368.67	496.00
49	298.72	229.92	344.64	265.50	819.31	674.92	456.40	613.14
50	347.51	266.88	415.15	319.06	1155.97	873.86	568.57	762.86

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

Para una mejor apreciación de las diferencias existentes entre los factores de capacidad portante de cada método, se grafican los valores mostrados en el CUADRO N° 5:

GRÁFICO N° 4:
 FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_c
 PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.

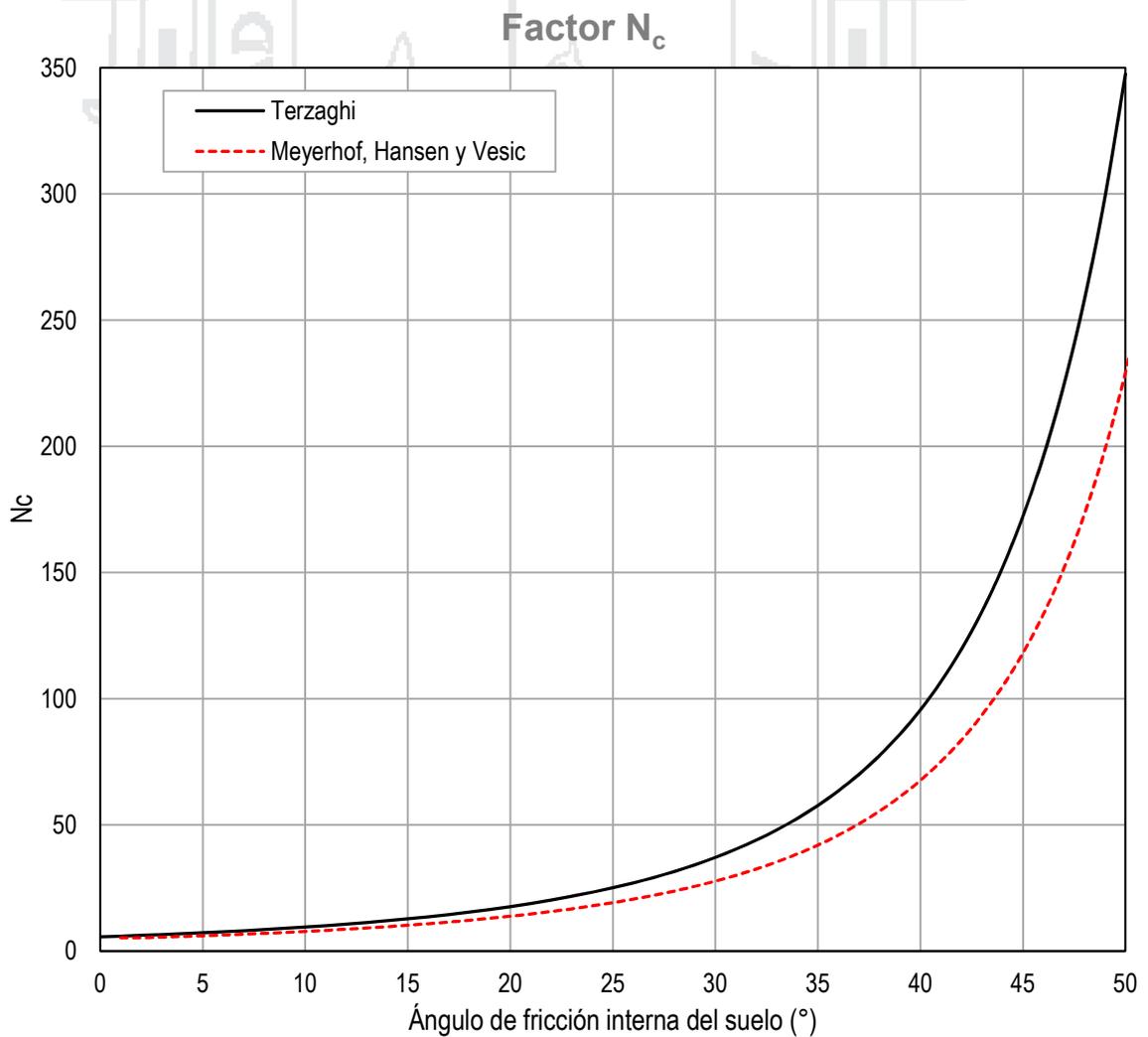


GRÁFICO N° 5:
FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_q
PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.

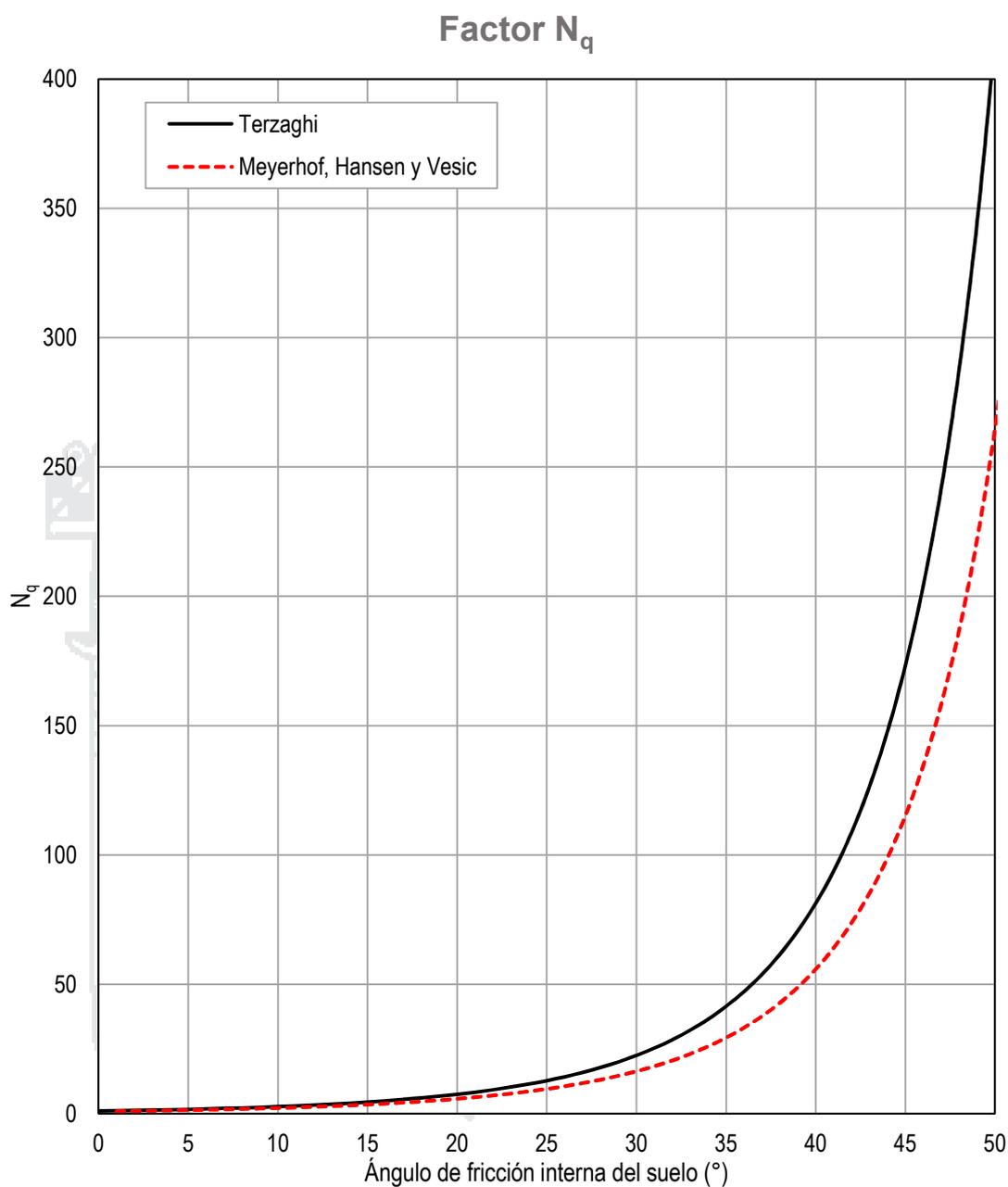
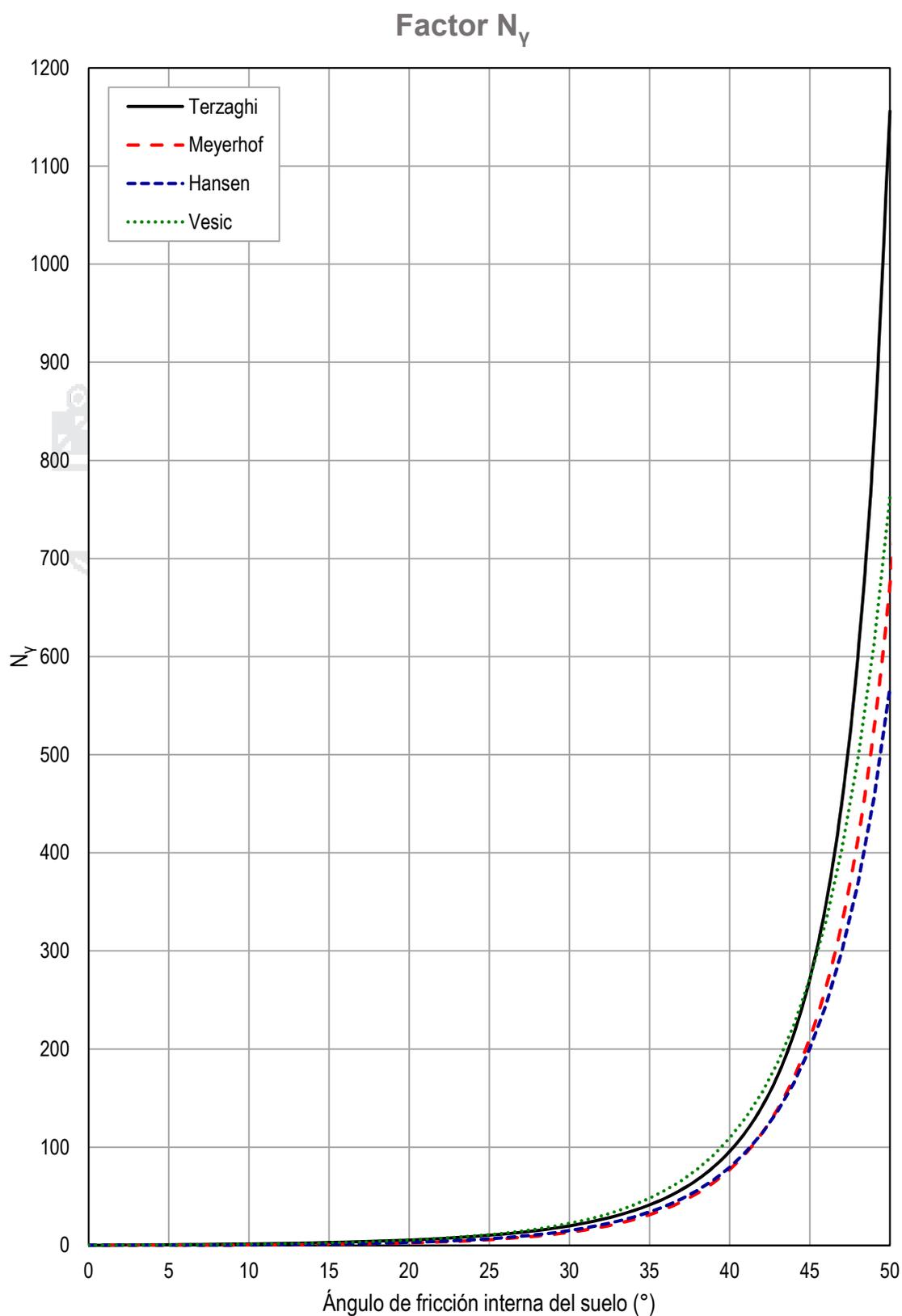


GRÁFICO N° 6:
FACTOR DE CAPACIDAD PORTANTE N_y
PARA LOS DIFERENTES MÉTODOS.



De la observación del CUADRO N° 5 como de los gráficos correspondientes, se nota que para valores bajos del ángulo de fricción del suelo no existen grandes diferencias, sobre todo para los factores N_c y N_q . Teniendo en cuenta que en esta tesis se estudia suelos lacustres arcillosos blandos, se considera que no debe existir grandes diferencias que puedan atribuirse a estos factores, por lo que deberán analizarse otros factores involucrados en cada uno de los métodos aquí analizados.

FACTORES DE CORRECCIÓN

Otros factores que están presentes en las ecuaciones correspondientes a los métodos de estimación de la capacidad portante por resistencia del suelo son los llamados *factores de corrección*, cuya finalidad es corregir la ecuación general de Terzaghi para considerar aquellas condiciones de campo que puedan afectar la capacidad del suelo de soportar cargas, ocasionalmente esas condiciones pueden ser:

- La forma del cimiento o zapata.
- La profundidad de desplante del cimiento.
- La inclinación de la carga transmitida y/o aplicada al cimiento.
- La inclinación de la superficie del terreno de fundación.
- La inclinación de la base del cimiento.

Es claro que no todos los métodos consideran la corrección por todos estos factores. Para posterior análisis, en este apartado se presentan los valores calculados para las condiciones previstas en esta tesis (zapata cuadrada desplantada a 1.00 m de profundidad y terreno plano, con cargas aplicadas verticalmente), con para los parámetros determinados mediante los ensayos de laboratorio (Ver CUADRO N° 2, CUADRO N° 3 CUADRO N° 4) y variando las dimensiones de la zapata en planta.

CUADRO N° 6:
FACTORES DE CORRECCIÓN CONSIDERADOS EN CADA MÉTODO.

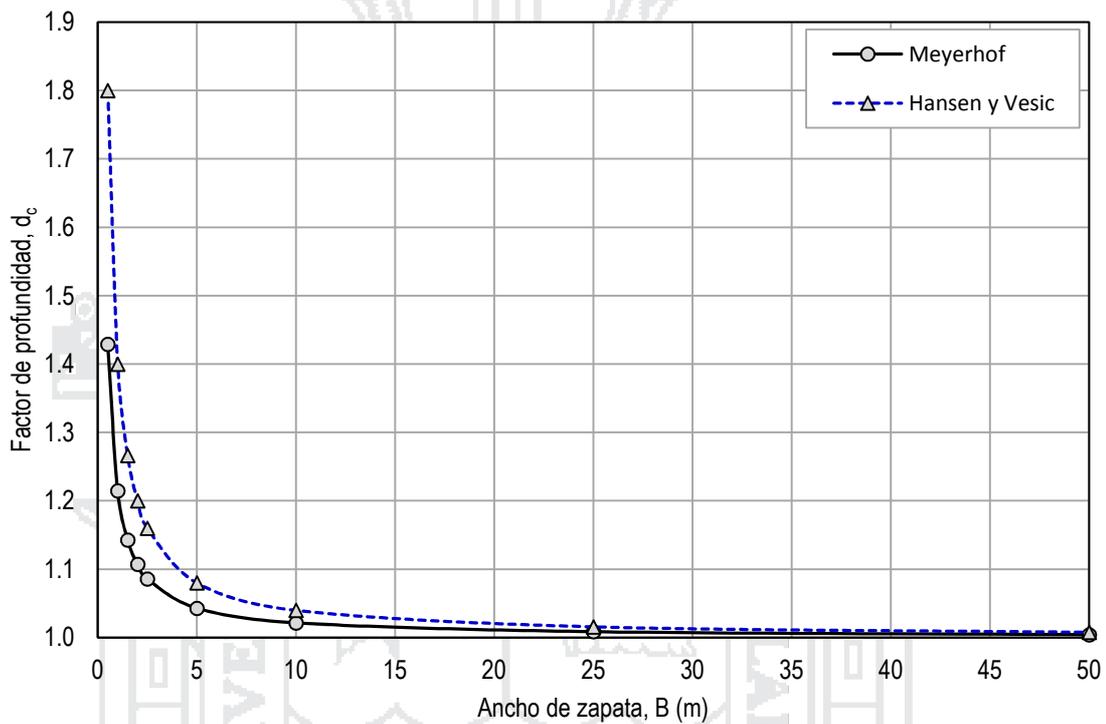
Término	Lado de la zapata, B (m)	Factores de corrección para diferentes dimensiones de zapata (B=L)									
		Meyerhof			Hansen				Vesic		
		Forma	Prof.	Incl. de Carga	Incl. de Carga	Incl. de Base	Incl. del Terreno	Forma	Prof.	Forma	Prof.
cohesión, c	0.50	1.23	1.43	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.80	1.23	1.80
	1.00	1.23	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.40	1.23	1.40
	1.50	1.23	1.14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.27	1.23	1.27
	2.00	1.23	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.20	1.23	1.20
	2.50	1.23	1.09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.16	1.23	1.16
	5.00	1.23	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.08	1.23	1.08
	10.00	1.23	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.04	1.23	1.04
	25.00	1.23	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.02	1.23	1.02
	50.00	1.23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.23	1.01	1.23	1.01
sobrecarga, q	0.50	1.12	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.24	1.07	1.24
	1.00	1.12	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.12	1.07	1.12
	1.50	1.12	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.08	1.07	1.08
	2.00	1.12	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.06	1.07	1.06
	2.50	1.12	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.05	1.07	1.05
	5.00	1.12	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.02	1.07	1.02
	10.00	1.12	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.01	1.07	1.01
	25.00	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.00	1.07	1.00
	50.00	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.00	1.07	1.00
peso propio, γ	0.50	1.12	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	1.00	1.12	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	1.50	1.12	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	2.00	1.12	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	2.50	1.12	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	5.00	1.12	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	10.00	1.12	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	25.00	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00
	50.00	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

Debe notarse que por las condiciones establecidas para esta investigación (terreno plano, base horizontal, carga vertical, profundidad de desplante de 1.00 m, forma cuadrada) sólo los factores de corrección relacionadas con la profundidad son variables

con las dimensiones (Ancho de zapata), por lo que esta es la diferencia a observarse en los cálculos realizados con los diferentes métodos, y éstos factores se analizan por separado.

GRÁFICO N° 7:
VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_c .



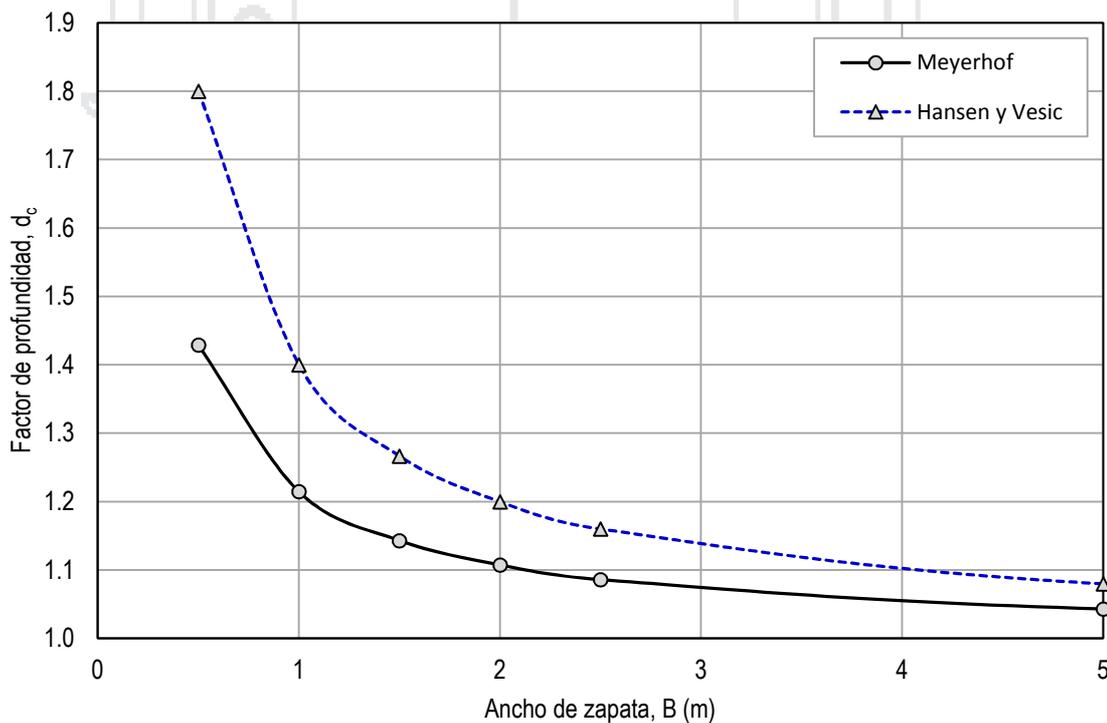
El GRÁFICO N° 7 muestra la variación de los **factores de profundidad d_c** en función del ancho de la zapata desde 0.50 m hasta 50 m. Observamos que el factor de profundidad propuesto por Meyerhof es diferente a los propuestos y utilizados por Hansen y Vesic, tomando estos últimos valores iguales. Para dimensiones de la zapata menores a 2.50 m la diferencia es apreciable (entre 0.37 y 0.07), reduciéndose considerablemente la diferencia para dimensiones mayores hasta coincidir, todos los métodos, en un valor asintótico igual a la unidad.

En la práctica las zapatas no suelen tener dimensiones grandes, por lo cual el GRÁFICO N° 7 sirve sólo para constatar que finalmente, para dimensiones grandes, todos resultan ser iguales a la unidad y,

por tanto, no tienen influencia en la estimación de la capacidad portante.

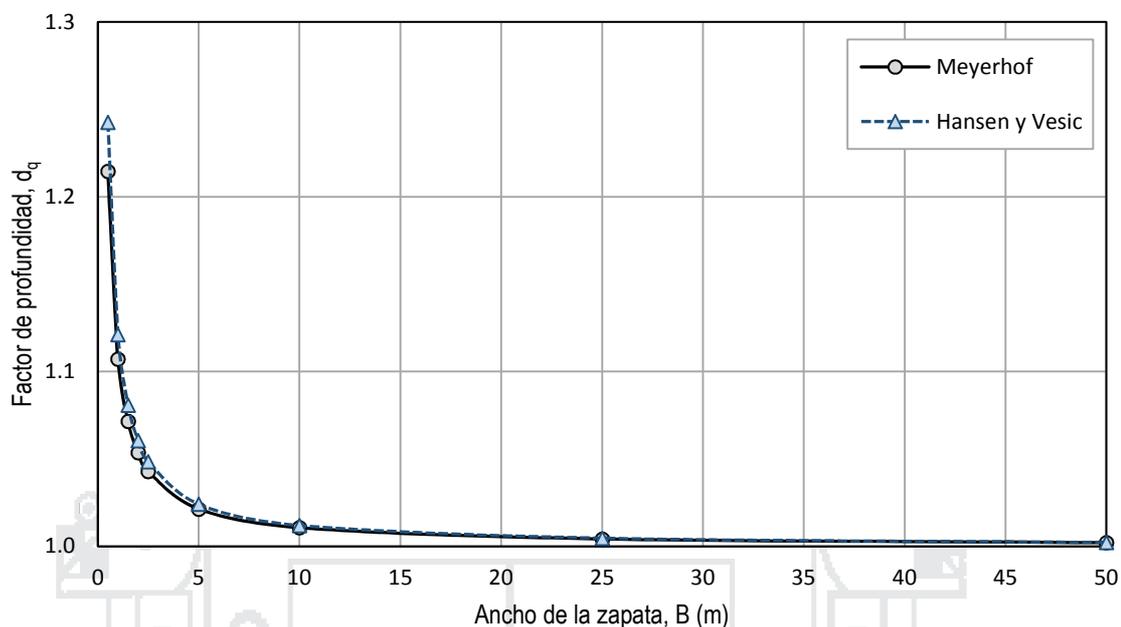
Para efectos prácticos, en el GRÁFICO N° 8 se aprecia mejor la diferencia existente entre los factores de profundidad de los diferentes métodos. Debemos tener presente la influencia de este factor en la determinación de la capacidad portante para los suelos lacustres presentes en la zona en estudio, debido a que estos factores corrigen el término de la fórmula general correspondiente a la influencia de la cohesión del suelo.

GRÁFICO N° 8:
VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_c
PARA DIMENSIONES DE APLICACIÓN PRÁCTICA (<5m).



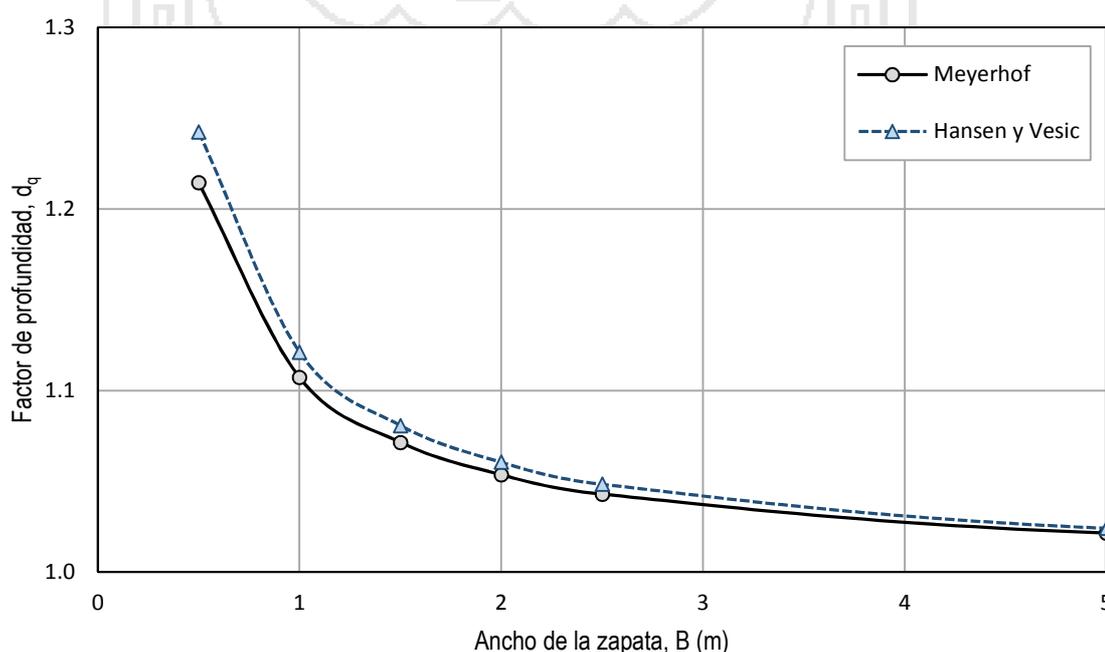
En el GRÁFICO N° 9 se aprecia que los **factores de profundidad d_q** presentan una ligera diferencia, lo cual indica que en todos los métodos influyen en una magnitud semejante. Al igual al caso anterior, para dimensiones mayores convergen asintóticamente a la unidad, lo que demuestra que para dimensiones mayores no influyen en la determinación de la capacidad portante.

GRÁFICO N° 9:
VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_q .



Para las aplicaciones prácticas, se muestra el GRÁFICO N° 10 que nos confirma que la diferencia es pequeña, y su influencia igualmente es menor en la determinación de la capacidad portante.

GRÁFICO N° 10:
VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD d_q
PARA DIMENSIONES DE APLICACIÓN PRÁCTICA (<5m).



B. Métodos por el criterio de asentamientos

La determinación del asentamiento, provocado por una determinada carga Q aplicada a través de la zapata, se realiza por medios de tres métodos:

- Método edométrico (consolidación unidimensional),
- Método de Skempton-Bjerrum, y
- Método de Janbu.

Los últimos dos métodos dependen de los resultados obtenidos mediante el primero.

El **método de Skempton-Bjerrum** realiza una corrección del asentamiento calculado con el método edométrico, debido principalmente a que un elemento de suelo bajo una cimentación experimenta deformación lateral como resultado de la carga aplicada y la presión de poros inducida es diferente al incremento de esfuerzo vertical sobre el elemento, debido a que dicha presión depende del parámetro A de presión de poros. El factor de corrección de Skempton-Bjerrum (μ) es normalmente menor a la unidad, excepto para arcillas muy sensitivas, por lo que se debe esperar que mediante este método se determinen valores del asentamiento menores a los calculados con el método edométrico.

El **método de Janbu**, calcula el asentamiento del suelo mediante una ecuación similar al utilizado por el método edométrico, considerando que la relación entre el esfuerzo y la deformación depende de dos parámetros adimensionales, el exponente de esfuerzos a y el módulo adimensional m , que son únicos para un suelo. Dependiendo del tipo de suelo, se puede usar una u otra ecuación para el cálculo del asentamiento. Siendo el suelo lacustre una arcilla, el exponente de esfuerzos es cero, lo que simplifica la aplicación de este método, asemejándose a la fórmula del método edométrico para suelos normalmente consolidados.

Finalmente, el **método edométrico (consolidación unidimensional)** ha sido ampliamente estudiado y probado, proporcionando resultados satisfactorios en su aplicación a diversos problemas, presentados en la bibliografía técnica disponible.

C. Aplicación del Modelo Constitutivo Cam-Clay Modificado

El modelo Cam-Clay Modificado considera al suelo como un medio continuo, fundamentado en el equilibrio de energía, cuya evaluación del comportamiento mecánico, elástico y plástico, es acoplado.

Mientras que el modelo Mohr-Coulomb considera al suelo en rotura como dos cuerpos rígidos, separados por un plano de falla, analizando el comportamiento mecánico del suelo en base a su plasticidad, desacoplando su comportamiento de la teoría de elasticidad.

En esta tesis, no se considera la aplicación de un software como el Plaxis 2D o el GeoStudio para el análisis de una cimentación en particular, debido a que los modelos requieren una previa evaluación y calibración para los suelos representativos de una zona determinada.

Sin embargo, a modo de introducción al estudio y aplicación de los modelos constitutivos y del software implementado con esos modelos, se presenta teóricamente los fundamentos básicos teóricos correspondientes.

3.3.3. Análisis experimental del comportamiento mecánico

La investigación se realizó teniendo en cuenta la práctica recomendada, realizando el reconocimiento geológico y geotécnico de la zona en estudio, determinando las características y propiedades (resistentes y deformacionales) de los suelos encontrados en las calicatas excavadas mediante ensayos estandarizados de laboratorio.

Determinadas las características y propiedades del suelo estudiado, se realizó el análisis teórico, mediante la utilización de diversos

métodos revisados en esta tesis, de la capacidad portante del suelo, determinado tanto por el criterio de resistencia al cortante como por el criterio de asentamientos o deformaciones máximas admisibles.

A partir de los valores de las propiedades del suelo y con sus características conocidas, se realizan ensayos de carga a escala real con zapatas cuadradas rígidas de 1.0 m y de 1.5 m de ancho.

Se obtuvieron datos de campo, a través de un par de pruebas de campo con zapatas a escala real. Las pruebas de carga nos proporcionan curvas y valores de la carga y el esfuerzo aplicado para diferentes asentamientos medidos, mediante lo cual se determina las cargas máximas soportadas por las zapatas ensayadas (de 1.0 y 1.5 m de ancho).

Las pruebas de carga se realizan cargando las zapatas con cargas aplicadas escalonadamente, partiendo con una carga menor y subiendo los pesos casi al doble, luego de medir el asentamiento provocado por la carga previa impuesta.

Los asentamientos son medidos con el apoyo de equipos de topografía de una precisión apreciable, comparando los niveles con dos puntos de referencia debidamente fijados.

Para medir el asentamiento provocado por cada escalón de carga se espera 48 horas, midiendo los asentamientos cuatro veces durante ese tiempo, para verificar que se haya desarrollado aproximadamente el 100% del asentamiento para cada etapa de carga.

A photograph of a construction site featuring several tall, vertical columns of rebar (steel reinforcement) standing in a trench. The background shows a hilly landscape under a clear sky, with some blue tarps and wooden structures visible. The overall scene is in shades of brown and blue.

Capítulo IV

Análisis e Interpretación de resultados

"La ciencia nunca resuelve un problema sin crear diez más"

(George Bernard Shaw)

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. ASPECTOS GENERALES

Los cálculos de capacidad portante por resistencia se realizarán considerando una falla por corte local, debido a que el subsuelo analizado es un suelo blando arcilloso. Por tal razón, los parámetros de resistencia del suelo son corregidos mediante las ecuaciones (8) y (9), para considerar el caso de falla por corte local.

Asimismo, los cálculos de asentamientos se realizaron considerando que el suelo lacustre es normalmente consolidado, y la profundidad de influencia se determinó a partir del promedio de la capacidad portante última calculada por el criterio de resistencia.

Teniendo en cuenta estas consideraciones se realizan los cálculos y el diseño del modelo a escala real y a escala de laboratorio para ser comparados con los cálculos teóricos realizados.

4.2. RESULTADOS OBTENIDOS

4.2.1. Capacidad portante admisible por resistencia

Para realizar el cálculo de la capacidad portante por el criterio de resistencia y para falla por corte local, se utilizaron los valores de los parámetros determinados mediante ensayos de laboratorio, que se muestran en el cuadro siguiente:

CUADRO N° 7:
PARÁMETROS DE RESISTENCIA UTILIZADOS
EN CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE.

Parámetros	Valores
Peso específico del suelo, γ	1.71 g/cm ³
Ángulo de fricción interna, ϕ'	4.01 °
Cohesión, c'	0.27 kg/cm ²
Nivel Freático	0.60 m
Ancho, B	1.00 y 1.50 m
Largo, L	1.00 y 1.50 m
Profundidad de desplante, D_f	1.00 m

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

A. Zapata de 1.00 m

En el CUADRO N° 8 se muestran los resultados obtenidos mediante el uso de una hoja de cálculo de Excel, desarrollada por el autor, en el que se introdujeron las ecuaciones revisadas y analizadas en el Capítulo II (numeral 2.2.8) de esta tesis, para una zapata de 1.00 m de ancho, desplantada a 1.00 m de profundidad y apoyada sobre el suelo lacustre que se encuentra en la bahía interior de Puno.

Puede observarse que se calcularon: la capacidad portante última y la capacidad portante admisible, considerando un Factor de Seguridad (FS) igual a 3.

CUADRO N° 8:
CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA
PARA ZAPATAS DE 1.00x1.00 m².

Terzaghi (1943)						
$N_c =$	6.97					
$N_q =$	1.49	q_u	2.67	kg/cm²		26.69
$N_\gamma =$	0.39	q_{adm}	0.89	kg/cm²		8.90
Meyerhof (1951, 1963)						
		Forma	Profundidad	Inclinación		
$N_c =$	6.19	1.23	1.21	1.00		
$N_q =$	1.43	1.12	1.11	1.00		
$N_\gamma =$	0.04	1.12	1.11	1.00		
		q_u	2.73	kg/cm²		27.32
		q_{adm}	0.91	kg/cm²		9.11
Hansen (1961, 1970)						
		Incl. Carga	Incl. Base	Incl. Terreno	Forma	Profundidad
$N_c =$	6.19	1.00	1.00	1.00	1.23	1.40
$N_q =$	1.43	1.00	1.00	1.00	1.07	1.12
$N_\gamma =$	0.05	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00
		$Q_{est} = 0.00$		$V = 0.00$		$H = 0.00$
		q_u	3.11	kg/cm²		31.09
		q_{adm}	1.04	kg/cm²		10.36
Vesić (1973)						
		Forma	Profundidad			
$N_c =$	6.19	1.23	1.40			
$N_q =$	1.43	1.07	1.12			
$N_\gamma =$	0.34	0.60	1.00			
		q_u	3.12	kg/cm²		31.24
		q_{adm}	1.04	kg/cm²		10.41
Budhu (2011)						
		Forma	Profundidad	Incl. Carga	Incl. Base	Incl. Terreno
$N_q =$	1.43	1.20	1.21	1.00	1.00	1.00
$N_\gamma =$	0.21	1.07	1.08	1.00	1.00	1.00
		1.40	1.00	1.00	1.00	1.00
		$Q_{est} = 0.00$		$V = 0.00$		$H = 0.00$
Suelo fino		q_u	2.02	kg/cm²		20.18
		q_{adm}	0.67	kg/cm²		6.73

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

En el CUADRO N° 9 se resumen los resultados obtenidos para la zapata de 1.00 m, tanto de capacidad portante última como de la capacidad portante admisible. Además se incluyó un valor promedio para ambos casos, realizando la conversión de unidades de kg/cm^2 a ton/m^2 .

Debe notarse que los valores calculados son bajos, cercanos a 1 kg/cm^2 , para fines de cimentación de edificaciones destinadas a vivienda.

CUADRO N° 9:
RESUMEN DE RESULTADOS DE CÁLCULOS DE
CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA BAJO
ZAPATA DE $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$
(Ton/m^2)

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Promedio
q_u	26.69	27.32	31.09	31.24	29.08
q_{adm}	8.90	9.11	10.36	10.41	9.69

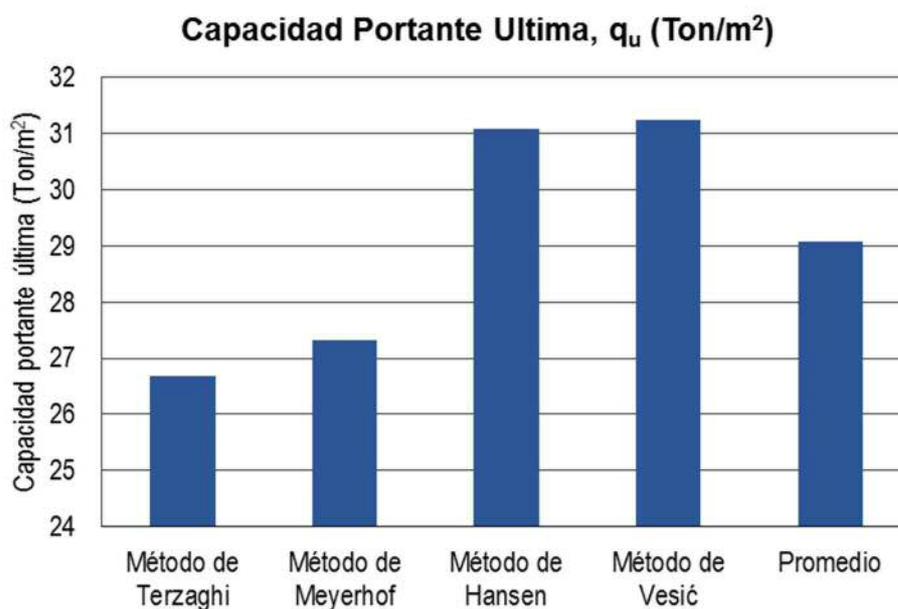
Fuente: *Elaboración propia del autor.*

Tanto en el CUADRO N° 9 como en el GRÁFICO N° 11 se observa que:

- El método más conservador, para zapatas de 1.00 m, es el de Terzaghi, con una capacidad portante última de 26.7 ton/m^2 y su correspondiente capacidad portante admisible igual a 8.9 ton/m^2 , con una diferencia de 1.5 ton/m^2 con el valor calculado más alto de todos los métodos (10.4 ton/m^2).
- El método más arriesgado es el de Vesic, estimando una capacidad portante última de 31.2 ton/m^2 y su correspondiente capacidad portante admisible de 10.4 ton/m^2 .

- Los métodos de Meyerhof y Hansen son los más cercanos al valor promedio, con una diferencia similar desde ambos extremos.

GRÁFICO N° 11:
CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR DIFERENTES MÉTODOS
(Zapata 1.00x1.00 m²).



B. Zapata de 1.50 m

Por razones que serán expuestas en apartados siguientes, se realizó el análisis para una zapata de 1.50 m de ancho. Análogo al caso anterior, se realizaron los cálculos correspondientes con la ayuda de la hoja de cálculo de Excel, desarrollada para esta tesis, cuyos resultados se muestran en el siguiente cuadro.

CUADRO N° 10:
CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA
PARA ZAPATAS DE 1.50x1.50 m².

Terzaghi (1943)						
$N_c =$	6.97					
$N_q =$	1.49	q_u	2.68	kg/cm²		26.82
$N_\gamma =$	0.39	q_{adm}	0.89	kg/cm²		8.94
Meyerhof (1951, 1963)						
		Forma	Profundidad	Inclinación		
$N_c =$	6.19	1.23	1.14	1.00		
$N_q =$	1.43	1.12	1.07	1.00		
$N_\gamma =$	0.04	1.12	1.07	1.00		
		q_u	2.58	kg/cm²		25.80
		q_{adm}	0.86	kg/cm²		8.60
Hansen (1961, 1970)						
		Incl. Carga	Incl. Base	Incl. Terreno	Forma	Profundidad
$N_c =$	6.19	1.00	1.00	1.00	1.23	1.27
$N_q =$	1.43	1.00	1.00	1.00	1.07	1.08
$N_\gamma =$	0.05	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00
		$Q_{est} = 0.00$		$V = 0.00$		$H = 0.00$
		q_u	2.83	kg/cm²		28.27
		q_{adm}	0.94	kg/cm²		9.42
Vesić (1973)						
		Forma	Profundidad			
$N_c =$	6.19	1.23	1.27			
$N_q =$	1.43	1.07	1.08			
$N_\gamma =$	0.34	0.60	1.00			
		q_u	2.85	kg/cm²		28.50
		q_{adm}	0.95	kg/cm²		9.50
Budhu (2011)						
		Forma	Profundidad	Incl. Carga	Incl. Base	Incl. Terreno
		1.20	1.42	1.00	1.00	1.00
$N_q =$	1.43	1.07	1.15	1.00	1.00	1.00
$N_\gamma =$	0.21	1.40	1.00	1.00	1.00	1.00
		$Q_{est} = 0.00$		$V = 0.00$		$H = 0.00$
Suelo fino		q_u	2.36	kg/cm²		23.64
		q_{adm}	0.79	kg/cm²		7.88

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

En el CUADRO N° 11 se resumen los resultados obtenidos para la zapata de 1.50 m, tanto los correspondientes a capacidad portante última como de la capacidad portante admisible. Asimismo se incluyó un valor promedio para ambos casos, realizando la conversión de unidades de kg/cm² a ton/m².

Debe notarse que los valores calculados aparentemente son bajos, por debajo de 1 kg/cm², para fines de cimentación de edificaciones destinadas a vivienda.

Debe notarse además, que la capacidad portante admisible para esta zapata de 1.50 m resulta inferior a la capacidad portante calculada para zapata de 1.0 m. Sin embargo, debemos recordar que las unidades de capacidad portante es de peso por unidad de área (kg/cm², ton/m², etc.), por lo que, haciendo el cálculo de cuánta carga o peso admisible que puede soportar la zapata de 1.50 m resultando poco más al doble del que puede calcularse para una zapata de 1.0 m.

*CUADRO N° 11:
RESUMEN DE RESULTADOS DE CÁLCULOS DE
CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA BAJO
ZAPATA DE 1.50x1.50 m²
(Ton/m²)*

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Promedio
q_u	26.82	25.80	28.27	28.5	27.35
q_{adm}	8.94	8.60	9.42	9.50	9.12

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

En el GRÁFICO N° 12, se observa que:

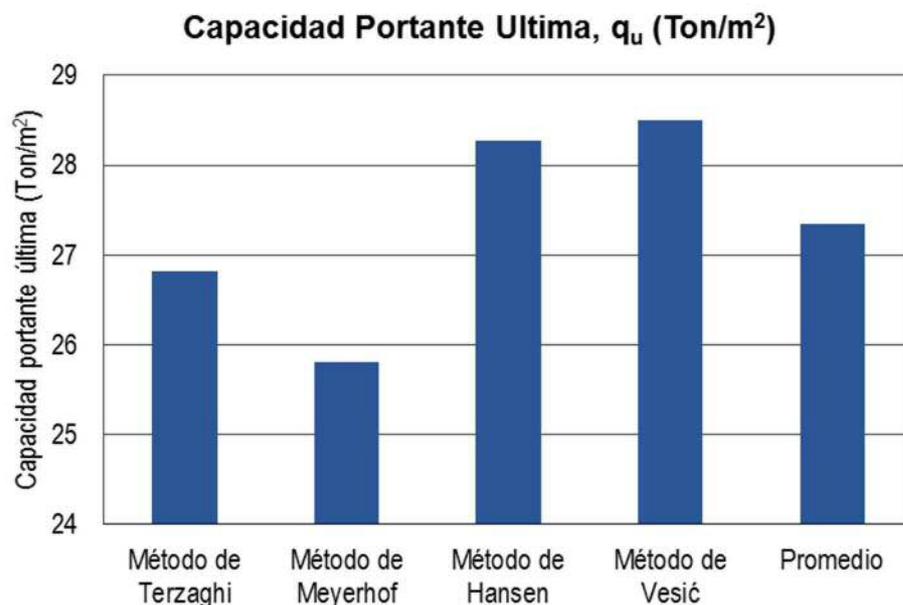
- El método más conservador, para zapatas de 1.50 m, es el debido a Meyerhof, con una capacidad portante última de 25.8 ton/m² y su correspondiente capacidad portante admisible igual a 8.6 ton/m², con una diferencia de 0.52

ton/m² con el valor calculado más alto de todos los métodos (9.5 ton/m²).

El método más arriesgado es, nuevamente, el de Vesić, estimando una capacidad portante última de 28.5 ton/m² y su correspondiente capacidad portante admisible de 9.5 ton/m². El método de Hansen es muy cercano al de Vesić, por lo cual se puede considerar inadecuado.

- En esta ocasión, el método de Terzaghi es el método más confiable para determinar la capacidad portante.

GRÁFICO N° 12:
CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR DIFERENTES MÉTODOS
(Zapata 1.50x1.50 m²).



C. Análisis general

Notamos que existe una variación sobre la determinación del método menos y más conservadores para la estimación de la capacidad portante admisible.

Para una mejor apreciación de las variaciones que se obtienen, se realiza el cálculo de la capacidad portante admisible en función de

las dimensiones de zapatas cuadradas y de su profundidad de desplante, mostrando los resultados en los cuadros y en gráficos correspondientes que se presentan a continuación.

CUADRO N° 12:
VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²),
EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE LA ZAPATA.
(Para D_f = 1.00 m)

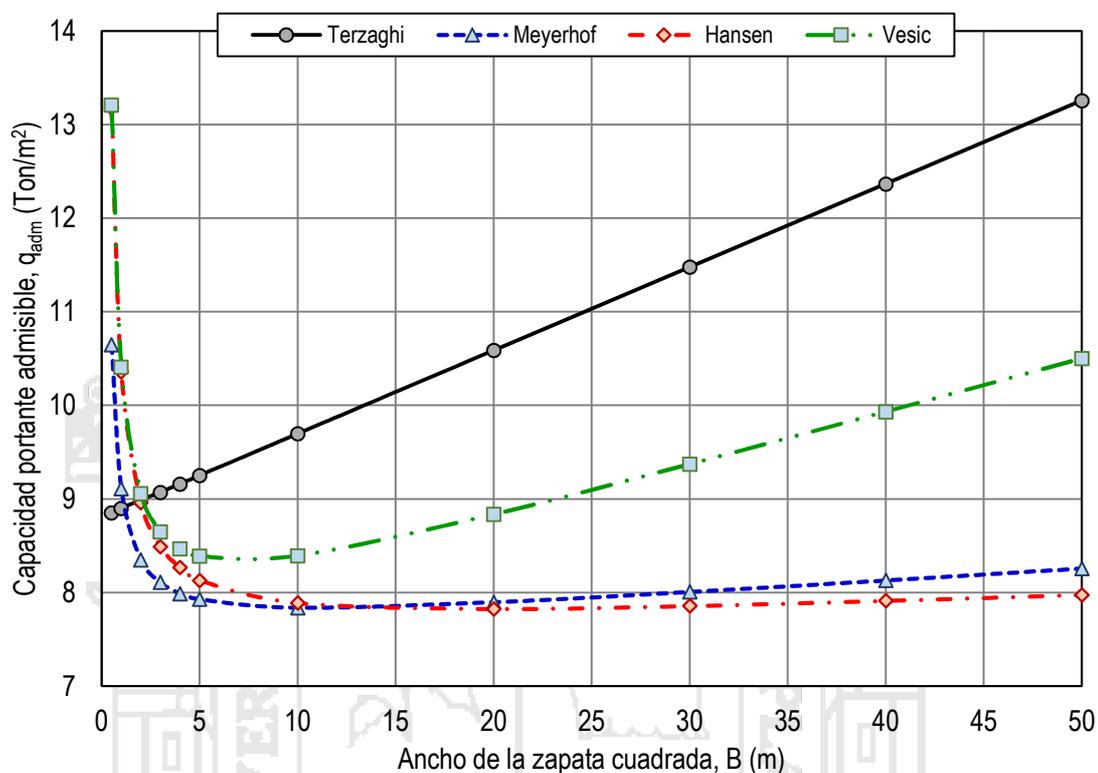
B, L	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesić
0.50	8.85	10.65	13.18	13.21
1.00	8.90	9.11	10.36	10.41
2.00	8.99	8.35	8.96	9.06
3.00	9.07	8.11	8.49	8.65
4.00	9.16	7.99	8.27	8.47
5.00	9.25	7.93	8.13	8.39
10.00	9.70	7.84	7.89	8.40
20.00	10.59	7.90	7.83	8.84
30.00	11.48	8.01	7.86	9.37
40.00	12.37	8.13	7.91	9.93
50.00	13.26	8.26	7.98	10.50

Fuente: *Elaboración propia del autor:*

Tanto en el CUADRO N° 12 como en el GRÁFICO N° 13 se observa la variación de la capacidad portante admisible en función de las dimensiones de una zapata cuadrada.

Debemos tener presente que el principal método de referencia es el propuesto por Terzaghi, en base al cual los otros investigadores propusieron “mejoras” insertando diversos factores de corrección de forma, profundidad, inclinación de carga, inclinación de la base, e inclinación del terreno.

GRÁFICO N° 13:
CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE
LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS.
(Para $0.5 < B < 50$)



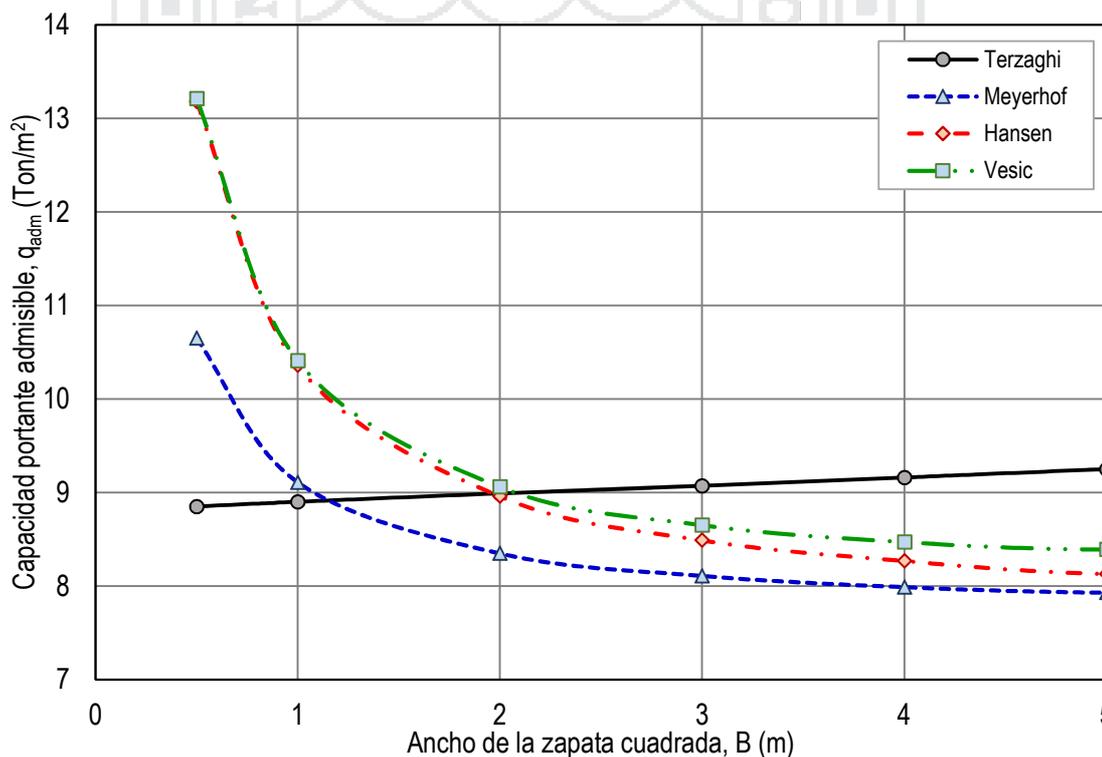
En el GRÁFICO N° 13 notamos que:

- Para el método de Terzaghi, aumenta la capacidad portante admisible conforme se incrementan las dimensiones de las zapatas, la variación es lineal ascendente, calculándose siempre valores más altos que el resto de métodos cuando las dimensiones de la zapata supera 2.00 m de ancho.
- Con el método de Meyerhof, se calculan valores altos de la capacidad portante admisible para dimensiones menores (ej.: $B = 0.50$ m), reduciéndose este valor considerablemente cuando las dimensiones de la zapata alcanzan valores de $B = 2.00 - 3.00$ m. Continúa esta tendencia hasta ancho de 10.00 m aproximadamente, luego de lo cual empieza a incrementarse ligeramente el valor calculado de la capacidad portante admisible por éste método.

- Mediante el método de Hansen, sucede algo similar al caso anterior, siendo los valores iniciales más altos, y luego de bajar este valor inicia su ascenso luego de anchos mayores a 15.00 m aproximadamente.
- El método de Vesic, al igual que el método de Hansen, empieza calculando valores muy altos para dimensiones menores, se reduce éste para valores de hasta 5.00 m de ancho, y luego de ésta dimensión empieza a ascender el valor calculado con mayores valores a los calculados con los método de Meyerhof y Hansen pero inferiores a los del método de Terzaghi.

El análisis se realizó considerando dimensiones grandes ($B > 5.00$ m), los cuales son poco comunes en nuestro medio. Para dimensiones menores y de aplicación práctica en nuestro entorno, en el GRÁFICO N° 14 se muestran estas mismas diferencias.

GRÁFICO N° 14:
CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS.
(Para $0.5 < B < 5$)



Nuevamente, debemos tener en cuenta que si bien la capacidad portante muestra una disminución, esto no se debe entender como tal para efectos prácticos debido a que en la práctica lo que interesa es determinar la carga máxima admisible que puede soportar un cimiento. Para este efecto, las capacidades de carga calculadas deben multiplicarse por el área de la base de apoyo, con lo cual podremos tener una imagen más clara de la variación de capacidad portante del suelo. En el CUADRO N° 13, GRÁFICO N° 15 y GRÁFICO N° 16 se observa claramente que la carga máxima admisible del suelo se incrementa conforme se incrementan las dimensiones de zapatas cuadradas. Las diferencias máximas entre los resultados, obtenidos mediante los distintos métodos, son: de 1.1 ton para zapatas de 0.50 m hasta 33 ton para zapatas de 5.00 m, ambos desplantados a 1.00 m de profundidad; y de 2.5 ton para zapatas de 0.50 m hasta 24 ton para zapatas de 5.00 m ambos desplantados a 2.00 m de profundidad.

CUADRO N° 13:
CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS CUADRADAS
DE DIFERENTES DIMENSIONES.

CARGA ADMISIBLE EN TONELADAS				
B = L	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesić
Profundidad de desplante de 1.00 m				
0.50	2.2	2.7	3.3	3.3
1.00	8.9	9.1	10.4	10.4
2.00	36.0	33.4	35.8	36.2
3.00	81.6	73.0	76.4	77.9
4.00	146.6	127.8	132.3	135.5
5.00	231.3	198.3	203.3	209.8
Profundidad de desplante de 2.00 m				
0.50	2.3	3.6	4.8	4.8
1.00	9.2	11.1	13.6	13.7
2.00	37.4	38.2	43.1	43.5
3.00	84.8	81.2	88.5	89.8
4.00	152.2	140.4	149.7	153.0
5.00	240.1	215.8	227.0	233.3

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

GRÁFICO N° 15:
CARGA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS.
(Profundidad de desplante de 1.00 m)

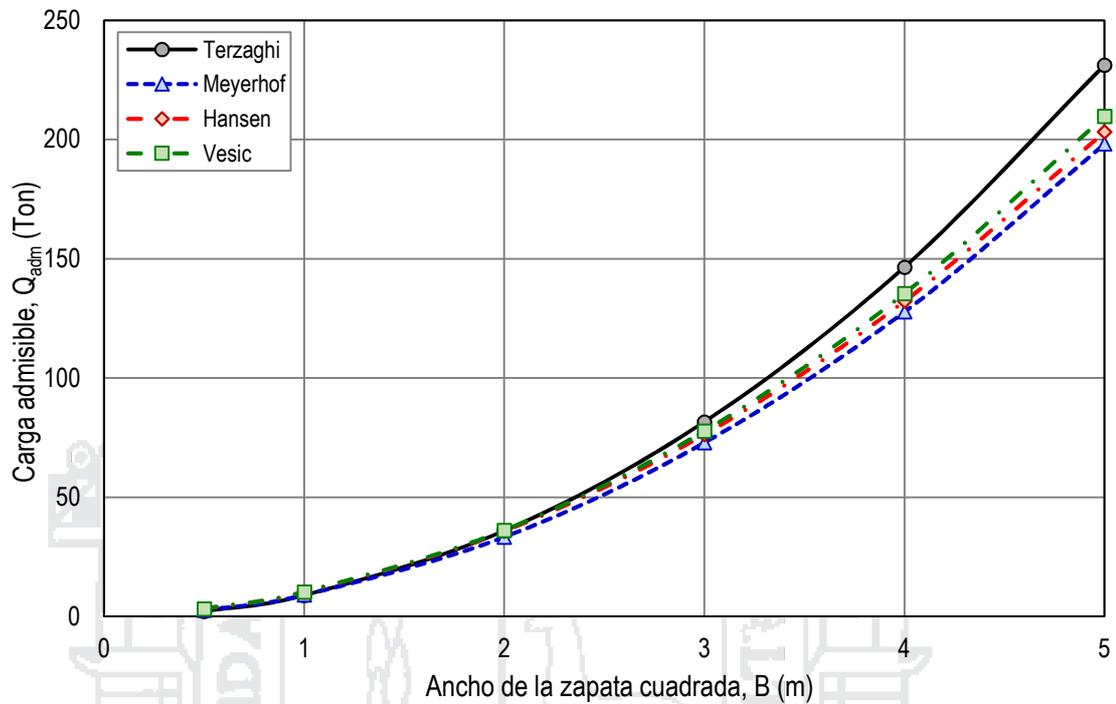
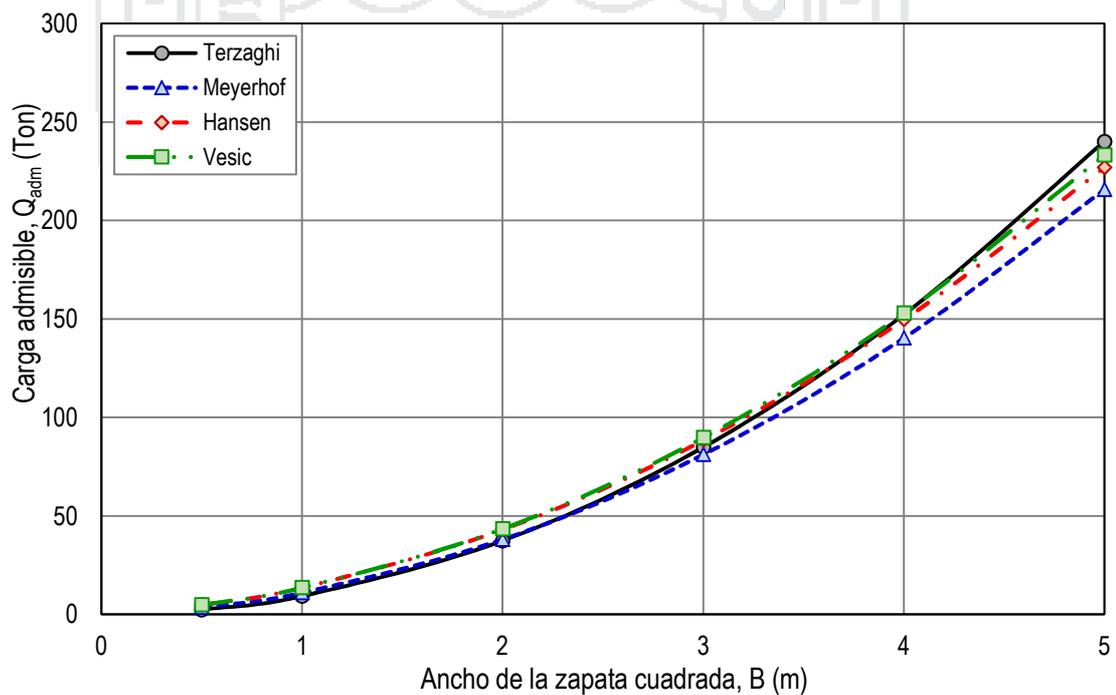


GRÁFICO N° 16:
CARGA ADMISIBLE EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE ZAPATAS CUADRADAS.
(Profundidad de desplante de 2.00 m)



Las diferencias observadas obedecen a que los factores de corrección considerados en los métodos también sufren variaciones similares a las mostradas en los gráficos anteriores de capacidad portante admisible. Asimismo, se puede apreciar claramente que la capacidad portante está en función directa al ancho de zapata considerada.

Del mismo modo se puede evaluar la influencia de la profundidad sobre la capacidad portante. Durante los estudios universitarios y en la práctica profesional, todos saben cualitativamente que la capacidad portante del suelo aumenta con la profundidad de desplante, pero lo que normalmente se desconoce es la forma que toma esa variación y las diferencias que pueden encontrarse utilizando diferentes métodos, como los considerados en esta tesis.

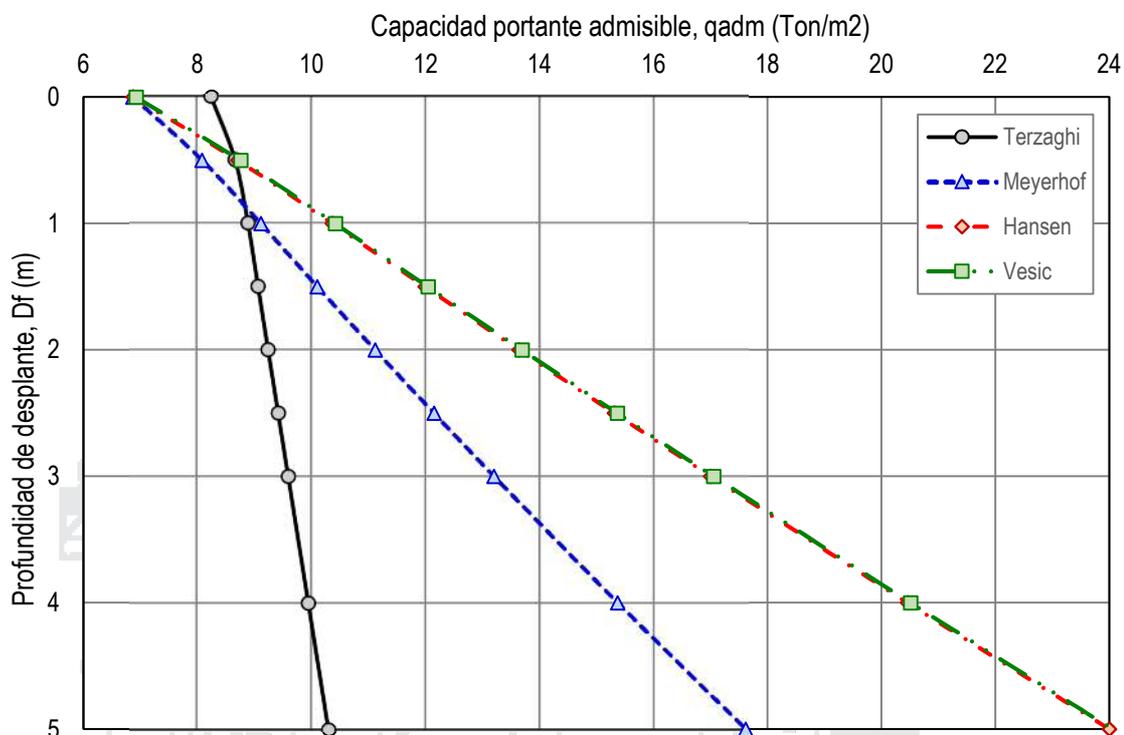
Tanto en los cuadros siguientes como en los gráficos correspondientes, se muestran los valores calculados mediante los métodos diferentes, tanto para zapatas de 1.00 m y de 1.50 m de ancho.

CUADRO N° 14:
VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²),
EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.
(Para B=1.00m)

Ancho = 1.00 m				
Profundidad	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
0	8.25	6.86	6.87	6.92
0.5	8.67	8.08	8.70	8.75
1	8.90	9.11	10.36	10.41
1.5	9.07	10.10	11.99	12.04
2	9.25	11.11	13.64	13.69
2.5	9.42	12.15	15.31	15.36
3	9.60	13.20	17.00	17.05
4	9.95	15.37	20.46	20.51
5	10.31	17.62	24.00	24.05

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

GRÁFICO N° 17:
VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²)
EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.
(Para B=1.00 m)

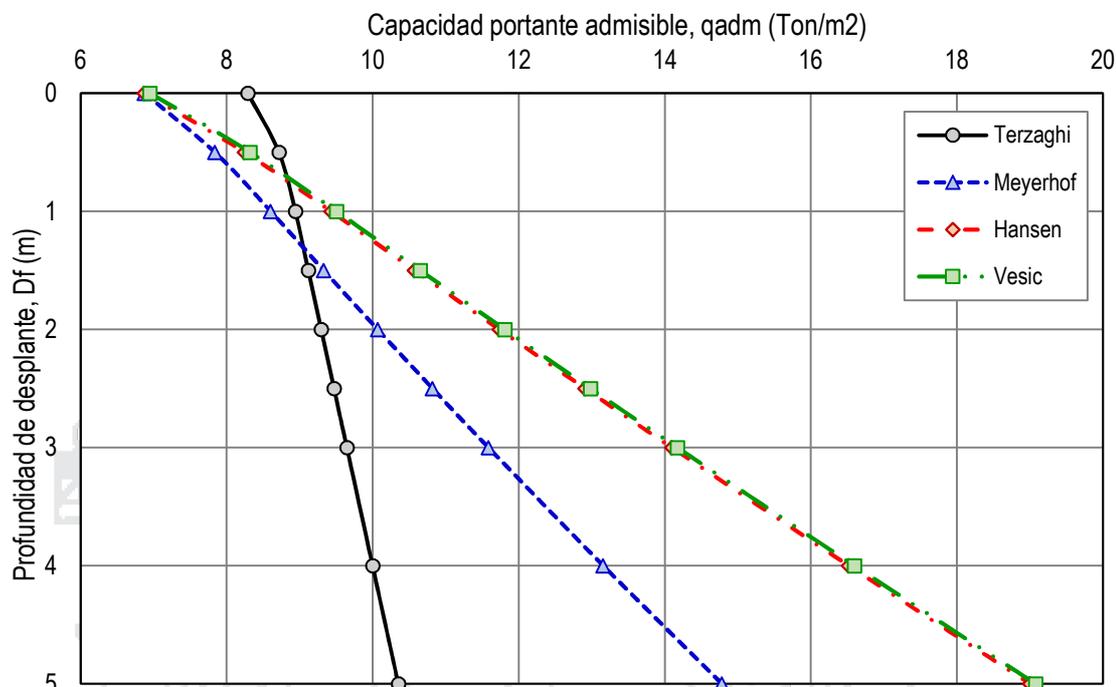


CUADRO N° 15:
VALORES DE CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²),
EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.
(Para B=1.50m)

Ancho = 1.50 m				
Profundidad	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
0	8.29	6.87	6.87	6.95
0.5	8.71	7.83	8.24	8.32
1	8.94	8.60	9.42	9.50
1.5	9.12	9.33	10.57	10.65
2	9.29	10.06	11.73	11.81
2.5	9.47	10.82	12.90	12.98
3	9.65	11.58	14.09	14.17
4	10.00	13.15	16.52	16.59
5	10.35	14.78	19.00	19.07

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

GRÁFICO N° 18:
 VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Ton/m²)
 EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.
 (Para B=1.50 m).



Las diferencias que se observan tanto en los cuadros como en los gráficos anteriores obedecen a la variación correspondiente de los factores de profundidad, que al igual que la variación que se observa son lineales y crecientes, diferentes en cada método.

Al igual que la observación realizada en el análisis de la variación de capacidad portante admisible con las dimensiones de la zapata, debe tenerse en consideración que se trata de esfuerzos admisibles que pueden transmitirse al suelo a través de la zapata. Para complementar el análisis, debe pensarse en estos esfuerzos convertidos a cargas admisibles que puede transferir una columna a la zapata. Claramente, estas diferencias son: para zapatas cuadradas de 1.00 m se observa una diferencia máxima entre los métodos de 1.5 ton cuando la profundidad de desplante es de 1.0 m, hasta de 13.7 ton cuando la profundidad de desplante es de 5.0 m; y para zapatas cuadradas de 1.50 m hay una diferencia de 2.0

ton para zapatas desplantadas a 1.0 m de profundidad; y de 19.6 ton para zapatas desplantadas a 5.0 m de profundidad.

4.2.2. Capacidad portante admisible por deformación

Para los cálculos correspondientes se consideraron los siguientes valores de los parámetros para cálculo de asentamientos por consolidación de la arcilla:

CUADRO N° 16:
PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN UTILIZADOS
EN EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.

Parámetros	Valores
Peso específico del suelo, γ	1.71 g/cm ³
Presión de preconsolidación, p_c	7.25 ton/m ²
Relación de vacíos inicial, e_0	1.20
Índice de compresión, C_c	0.573
Índice de recompresión, C_r	0.070
Coefficiente de consolidación, c_v	0.0591 cm ² /min
Ancho, B	1.00 y 1.50 m
Largo, L	1.00 y 1.50 m
Profundidad de desplante, D_f	1.00 m

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

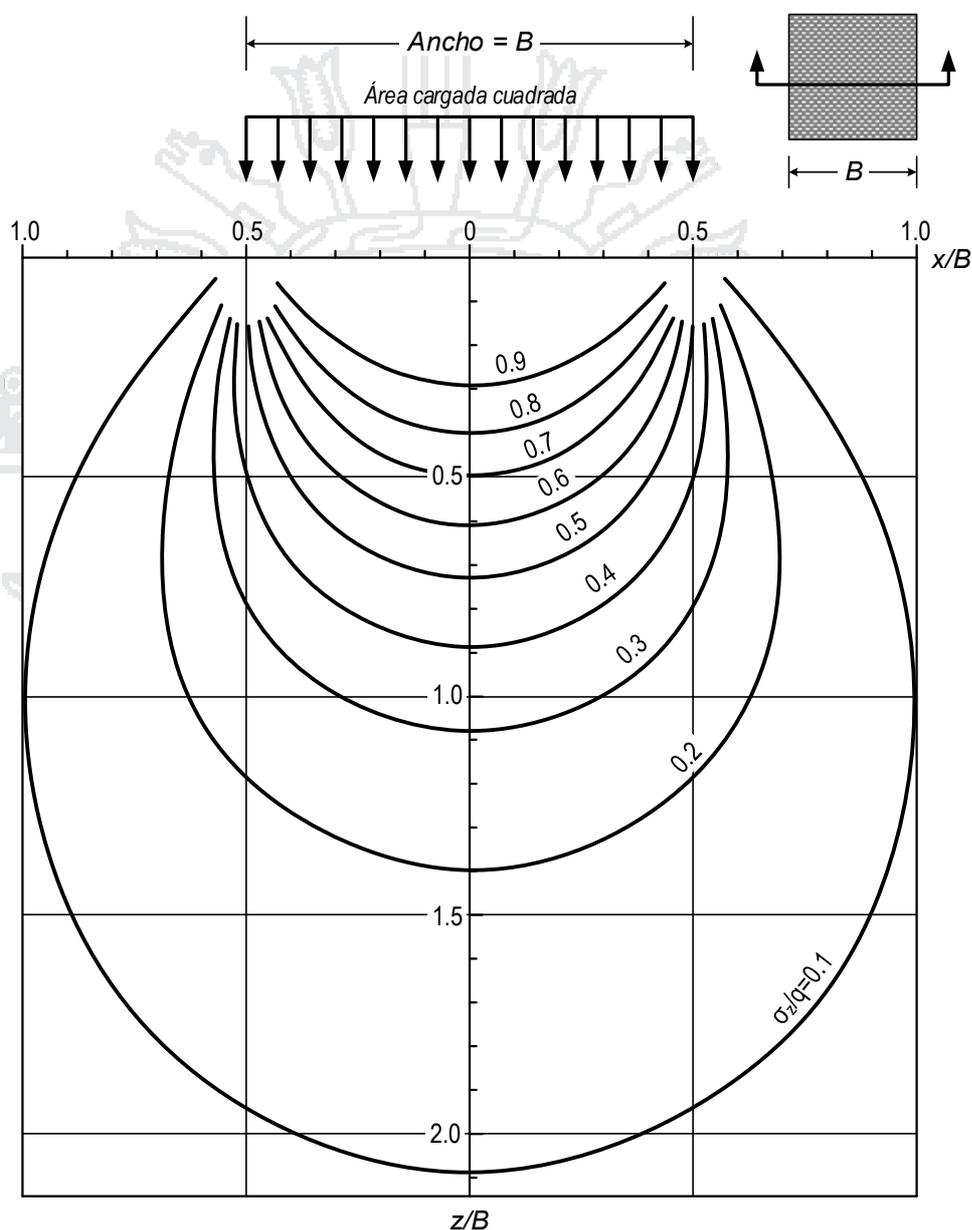
Se calcula, inicialmente, la profundidad de análisis para el cálculo de asentamientos, teniendo en cuenta que dicha profundidad es dependiente de la forma de la zapata, y casi nada de influencia de la carga realmente aplicada, ya que debemos determinar la profundidad a la cual la carga aplicada se disipa casi por completo (10%q), para nuestro caso utilizamos la relación de Steinbrenner (1936), que se escribe como sigue:

$$\sigma_z = q \cdot I_r \tag{116}$$

Teniendo en cuenta la profundidad de influencia de las cargas aplicadas en las zapatas, de acuerdo con el bulbo de presiones

típico para carga transmitida a través de un área cuadrada, que se muestra a continuación:

GRÁFICO N° 19:
BULBO DE PRESIONES BAJO UN ÁREA CARGADA CUADRADA.

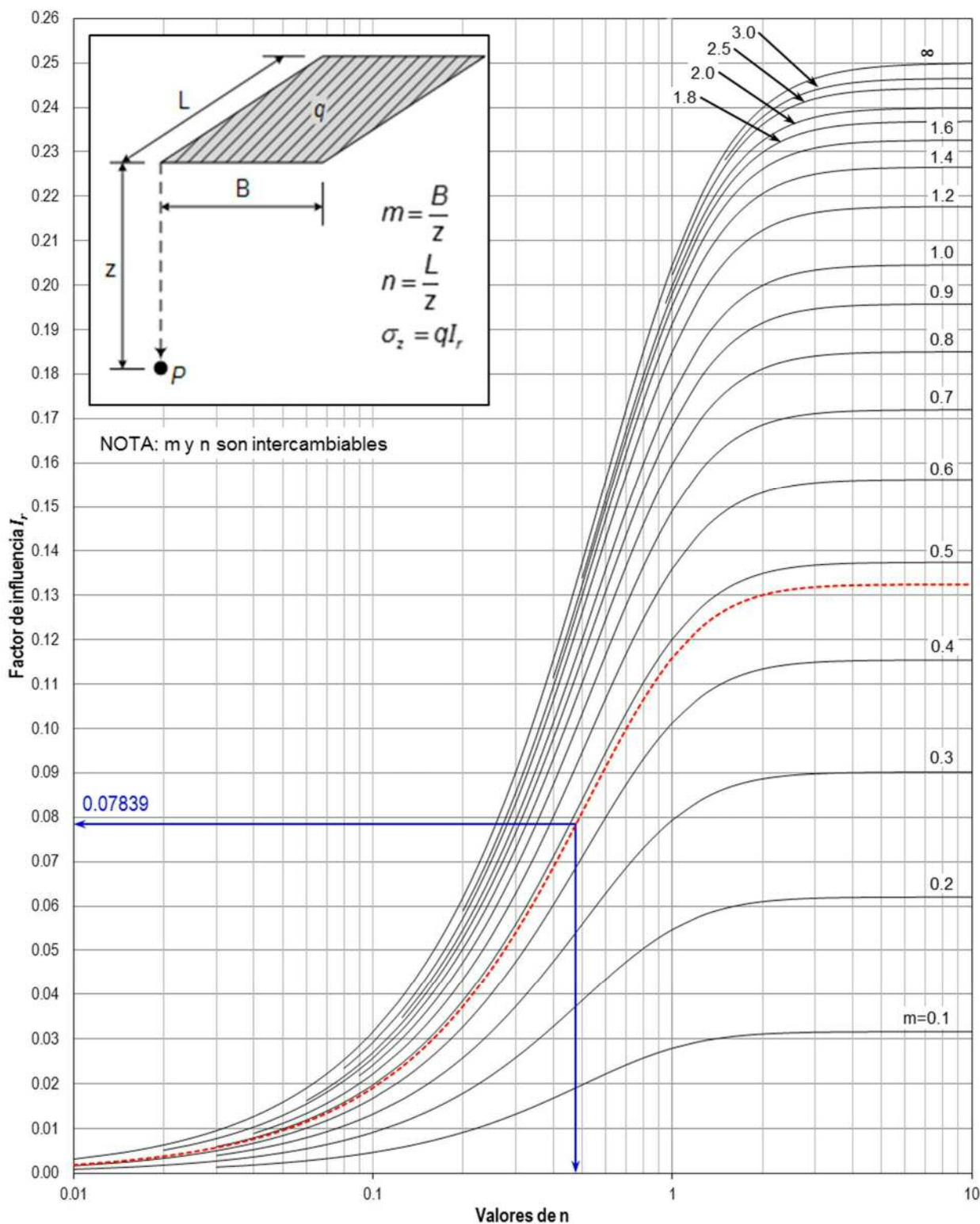


De acuerdo con el GRÁFICO N° 19, la profundidad de influencia para la zapata de 1.00x1.00 es de 2.10 m y para la zapata de 1.50x1.50 es de 3.15 m, luego del cual se considera que se disipa el esfuerzo aplicado mediante la zapata. Con estas profundidades se realizan los cálculos correspondientes.

GRÁFICO N° 20:

FACTORES DE INFLUENCIA DEL INCREMENTO DEL ESFUERZO BAJO LA ESQUINA DE RECTÁNGULO CARGADO UNIFORMEMENTE. (Fadum, 1948)

(Fuente: Hoja de cálculo elaborada por el autor con cálculo realizado para la profundidad de 1.05 m)



Siendo q la carga aplicada por unidad de área e I_r es el coeficiente de influencia de la carga en función de $m = B/z$ y $n = L/z$, considerando también que se calcula el esfuerzo bajo la esquina del área cargada, se divide el área de contacto de las zapatas en 4 partes con lados iguales de 0.50 m y 0.75 m, y con ayuda de una hoja de cálculo de Excel, se realizaron los cálculos del coeficiente de influencia I_r y el esfuerzo generado en profundidad σ_z , reproduciendo el ábaco de Fadum (1948), para las cargas admisible promedio (9.69 y 9.12 ton/m²), calculadas por resistencia, y las cargas de 10.7 y 7.0 ton/m² que generarán el asentamiento máximo admisible ($s = 25.0$ mm) para cada caso, cuyos resultados son:

CUADRO N° 17:
ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO
DEBIDO A LA CARGA DE 10.7 ton/m²,
EN ZAPATA CUADRADA DE 1.00 m.

Estrato	Nivel de cálculo	Profundidad *	$m = n$	I_r	σ_z ton/m ²	Disipado hasta
ARCILLA	Capa superior	0.00	∞	0.25	10.7	100%
	Capa media	1.05	0.476	0.0784	3.355	31.4%
	Capa inferior	2.10	0.238	0.0247	1.058	9.9%

* Profundidades a partir de la base de la zapata.

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

Nótese que en los cuadros mostrados, se realiza el cálculo de esfuerzos generados por la carga superficial a tres profundidades diferentes, en la capa superior (inmediatamente debajo o en la base de la zapata), capa media (normalmente utilizada para los cálculos, a la mitad de la capa de suelo analizado) y en la capa inferior (a la profundidad con 10% de influencia).

Asimismo en los cuadros se observa una columna que indica, en porcentaje, la influencia generada por el esfuerzo aplicado en la superficie de la zapata. (Ver GRÁFICO N° 19)

CUADRO N° 18:
ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA
CARGA ADMISIBLE PROMEDO POR RESISTENCIA DE 9.69 ton/m²,
EN ZAPATA CUADRADA DE 1.00 m.

Estrato	Nivel de cálculo	Profundidad *	m = n	I _r	σ _z	Disipado hasta
ARCILLA	Capa superior	0.00	∞	0.25	9.65	100%
	Capa media	1.05	0.476	0.0784	3.038	31.4%
	Capa inferior	2.10	0.238	0.0247	0.958	9.9%

* Profundidades a partir de la base de la zapata.
Fuente: *Elaboración propia del autor.*

CUADRO N° 19:
ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO
DEBIDO A LA CARGA DE 7.0 ton/m²,
EN ZAPATA CUADRADA DE 1.50 m.

Estrato	Nivel de cálculo	Profundidad *	m = n	I _r	σ _z ton/m ²	Disipado hasta
ARCILLA	Capa superior	0.00	∞	0.25	7.0	100%
	Capa media	1.575	0.476	0.0784	2.195	31.4%
	Capa inferior	3.15	0.238	0.0247	0.692	9.9%

* Profundidades a partir de la base de la zapata.
Fuente: *Elaboración propia del autor.*

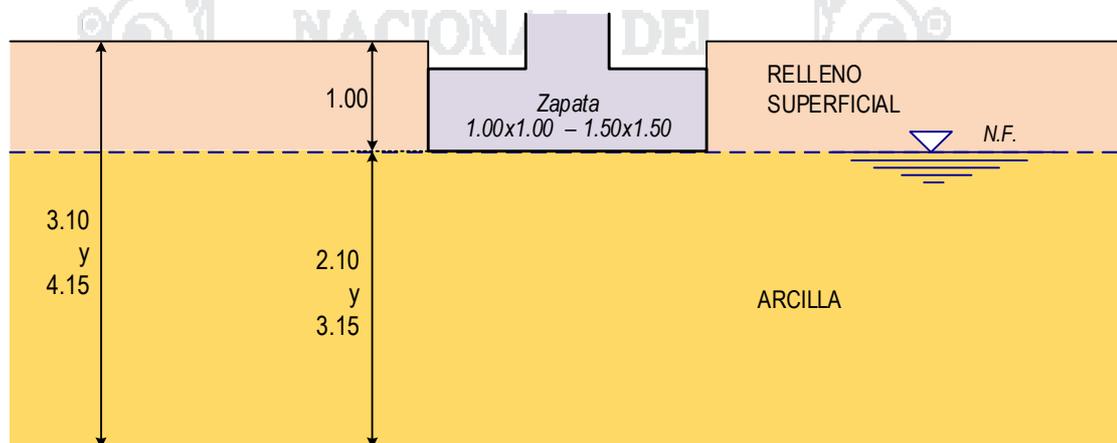
CUADRO N° 20:
ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO DEBIDO A LA
CARGA ADMISIBLE PROMEDO POR RESISTENCIA DE 9.12 ton/m²,
EN ZAPATA CUADRADA DE 1.50 m.

Estrato	Nivel de cálculo	Profundidad *	m = n	I _r	σ _z	Disipado hasta
ARCILLA	Capa superior	0.00	∞	0.25	9.12	100%
	Capa media	1.575	0.476	0.0784	2.860	31.4%
	Capa inferior	3.15	0.238	0.0247	0.902	9.9%

* Profundidades a partir de la base de la zapata.
Fuente: *Elaboración propia del autor.*

El cálculo de asentamientos, utilizando los métodos aplicables mayormente utilizados, se realizaron considerando el esquema mostrado en el GRÁFICO N° 21, con una capa de relleno superficial de 1.00 m y una capa de arcilla, cuyo espesor de análisis varía para cada zapata cuadrada (de 1.00x1.00 y de 1.50x1.50) de 2.10 m y 3.15 m respectivamente. Los cálculos se realizarán considerando, para cada caso en particular, los esfuerzos aplicados antes mencionados.

GRÁFICO N° 21:
ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.



Con los parámetros y datos proporcionados en el CUADRO N° 16, se realizan los cálculos, con la ayuda de unas hojas de cálculo desarrolladas por el autor de esta investigación.

A. Zapata cuadrada de 1.00x1.00

Mediante la aplicación de las ecuaciones mostradas en el literal C del apartado 2.2.9 (Criterio de los asentamientos), se realizaron cálculos de asentamientos para diversos valores de los esfuerzos aplicados en superficie sobre la zapata. Estos esfuerzos generan diferentes incrementos de esfuerzo en el centro de la zapata de arcilla deformable.

Para el cálculo de asentamientos debemos tener presente que, según las propiedades del suelo y el cálculo realizado, el suelo

es un suelo preconsolidado con un $OCR \approx 3$, por lo que se aplicarán las ecuaciones (54) y (55) mostrados en el apartado mencionado. Por esta razón debe tenerse en cuenta si el esfuerzo final generado en el centro de la capa de arcilla es menor o mayor a la presión de preconsolidación.

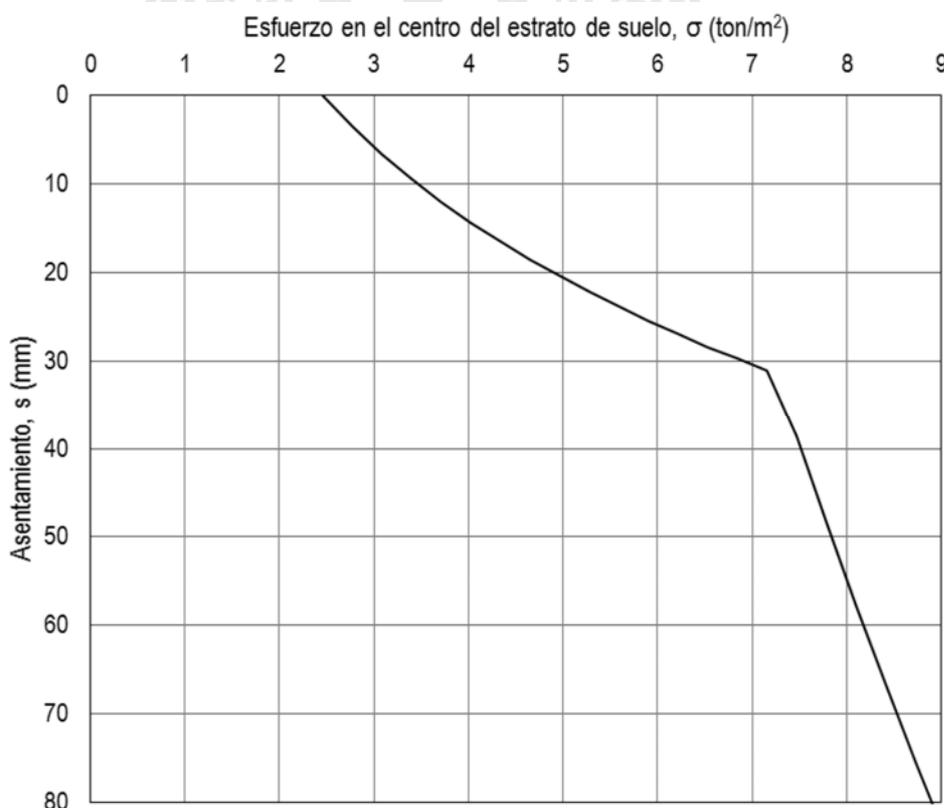
CUADRO N° 21:
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN
EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO APLICADO.
(Zapata de 1.00 x 1.00 m²)

Esfuerzo aplicado, σ	Incremento de esfuerzo, $\Delta\sigma_v$	Esfuerzo final, σ'_{vf}	Asentamiento, s
Ton/m ²	Ton/m ²	Ton/m ²	mm
0	0.000	2.456	0.0
1	0.314	2.769	3.5
2	0.627	3.083	6.6
3	0.941	3.396	9.4
4	1.254	3.710	12.0
5	1.568	4.023	14.3
6	1.881	4.337	16.5
7	2.195	4.650	18.5
8	2.509	4.964	20.4
9	2.822	5.278	22.2
9.69	3.038	5.494	23.4
10	3.136	5.591	23.9
10.7	3.355	5.811	25.0
11	3.449	5.905	25.5
12	3.763	6.218	27.0
13	4.076	6.532	28.4
14	4.390	6.845	29.8
15	4.703	7.159	31.1
16	5.017	7.473	38.6
17	5.331	7.786	48.4
18	5.644	8.100	57.7
19	5.958	8.413	66.8
20	6.271	8.727	75.5

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

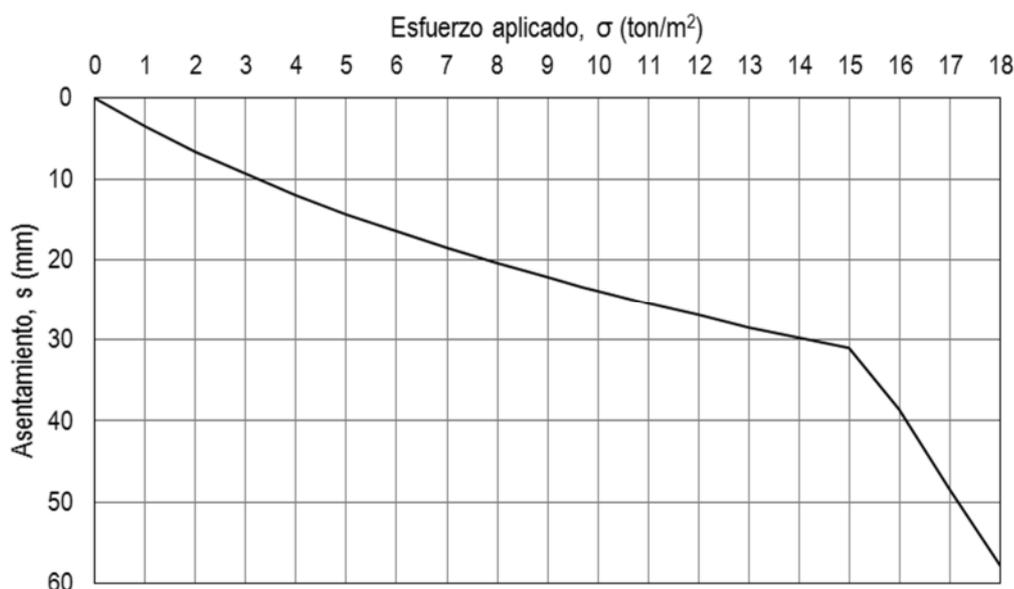
En el CUADRO N° 21 se muestran los resultados obtenidos para la zapata cuadrada de 1.0 m, para esfuerzos aplicados de 0 hasta 20 ton/m², resaltándose el asentamiento calculado para la capacidad portante promedio calculada por resistencia y el esfuerzo aplicado que causa un asentamiento máximo admisible de 25 mm, recomendado para edificaciones y normativa para luces comúnmente usados.

GRÁFICO N° 22:
ASENTAMIENTOS PARA ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO BAJO ZAPATAS CUADRADAS DE 1.00 m.



El GRÁFICO N° 22 muestra gráficamente los resultados presentados en el CUADRO N° 21 de los asentamientos contra los esfuerzos finales en el centro de la capa de arcilla deformable. Debido a que este esfuerzo final que provoca el asentamiento del terreno es resultado de la aplicación de carga a través de la zapata cuadrada de 1.0 m, en el GRÁFICO N° 23 se muestran los mismos asentamientos en función de los esfuerzos aplicados sobre las zapatas de 1.0 m.

GRÁFICO N° 23:
ASENTAMIENTOS DEBIDOS A ESFUERZOS APLICADOS
EN ZAPATAS CUADRADAS DE 1.00 m.



B. Zapata cuadrada de 1.50x1.50

Para el caso del análisis usando zapatas cuadradas de 1.50 m, lo que modifica el esfuerzo inicial en el centro de la capa de suelo arcillosos, determinándose que el suelo es preconsolidado con un $OCR \approx 2.6$. Esto también debe considerarse para la aplicación de las ecuaciones (54) y (55), dependiendo de si el esfuerzo final (esfuerzo inicial más el incremento generado por la aplicación de cargas en la zapata) es menor o mayor que la presión de preconsolidación.

En el CUADRO N° 22 se muestran los resultados del cálculo de asentamientos en función del esfuerzo aplicado sobre la zapata cuadrada de 1.50 m, mostrándose además el incremento de esfuerzos y el esfuerzo final generado en el centro de la capa de arcilla. Asimismo, se resaltan el esfuerzo que provoca un asentamiento igual a 25 mm y el asentamiento calculado para el esfuerzo calculado como promedio de la capacidad portante por resistencia.

CUADRO N° 22:
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN
EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO APLICADO.
(Zapata de 1.50 x 1.50 m²)

Esfuerzo aplicado, σ	Incremento de esfuerzo, $\Delta\sigma_v$	Esfuerzo final, σ'_{vf}	Asentamiento, s
Ton/m ²	Ton/m ²	Ton/m ²	mm
0	0.000	2.828	0.0
1	0.314	3.142	4.6
2	0.627	3.455	8.7
3	0.941	3.769	12.5
4	1.254	4.083	16.0
5	1.568	4.396	19.2
6	1.881	4.710	22.2
7	2.195	5.023	25.0
8	2.509	5.337	27.6
9	2.822	5.650	30.1
9.12	2.860	5.688	30.4
10	3.136	5.964	32.5
11	3.449	6.277	34.7
12	3.763	6.591	36.8
13	4.076	6.905	38.9
14	4.390	7.218	40.8
15	4.703	7.532	54.6
16	5.017	7.845	69.1
17	5.331	8.159	83.1
18	5.644	8.472	96.5
19	5.958	8.786	109.4
20	6.271	9.100	121.9
21	6.585	9.413	134.0
22	6.898	9.727	145.7

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

En el GRÁFICO N° 24 se muestran los resultados, presentados en el CUADRO N° 22, de los asentamientos contra los esfuerzos finales en el centro de la capa de arcilla deformable. Como se explicó para el caso anterior, en el GRÁFICO N° 25 se muestran

los mismos asentamientos en función de los esfuerzos aplicados sobre las zapatas de 1.50 m.

GRÁFICO N° 24:
 ASENTAMIENTOS PARA ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO BAJO ZAPATAS CUADRADAS DE 1.50 m.

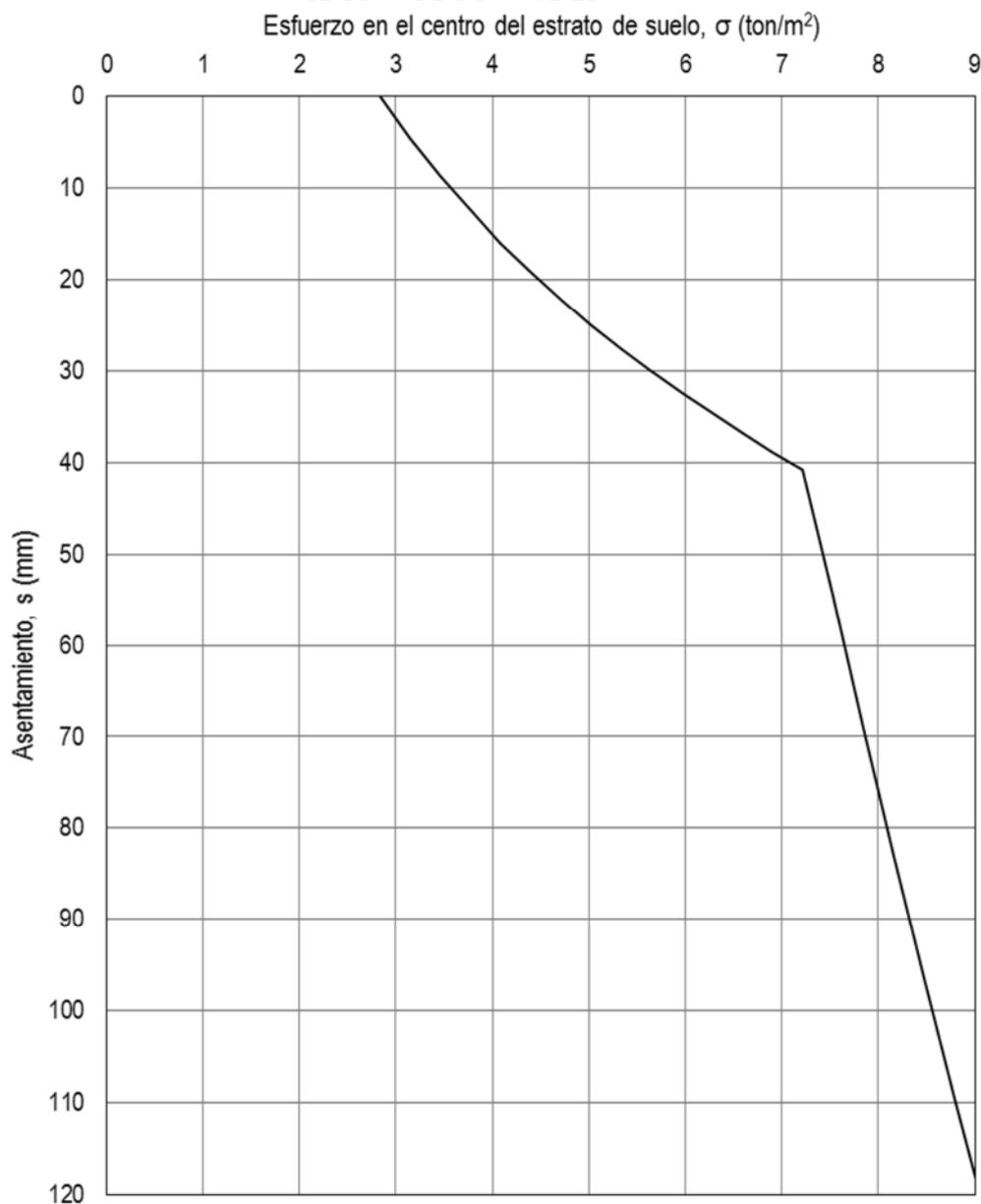


GRÁFICO N° 25:
ASENTAMIENTOS DEBIDOS A ESFUERZOS APLICADOS
EN ZAPATAS CUADRADAS DE 1.50 m.

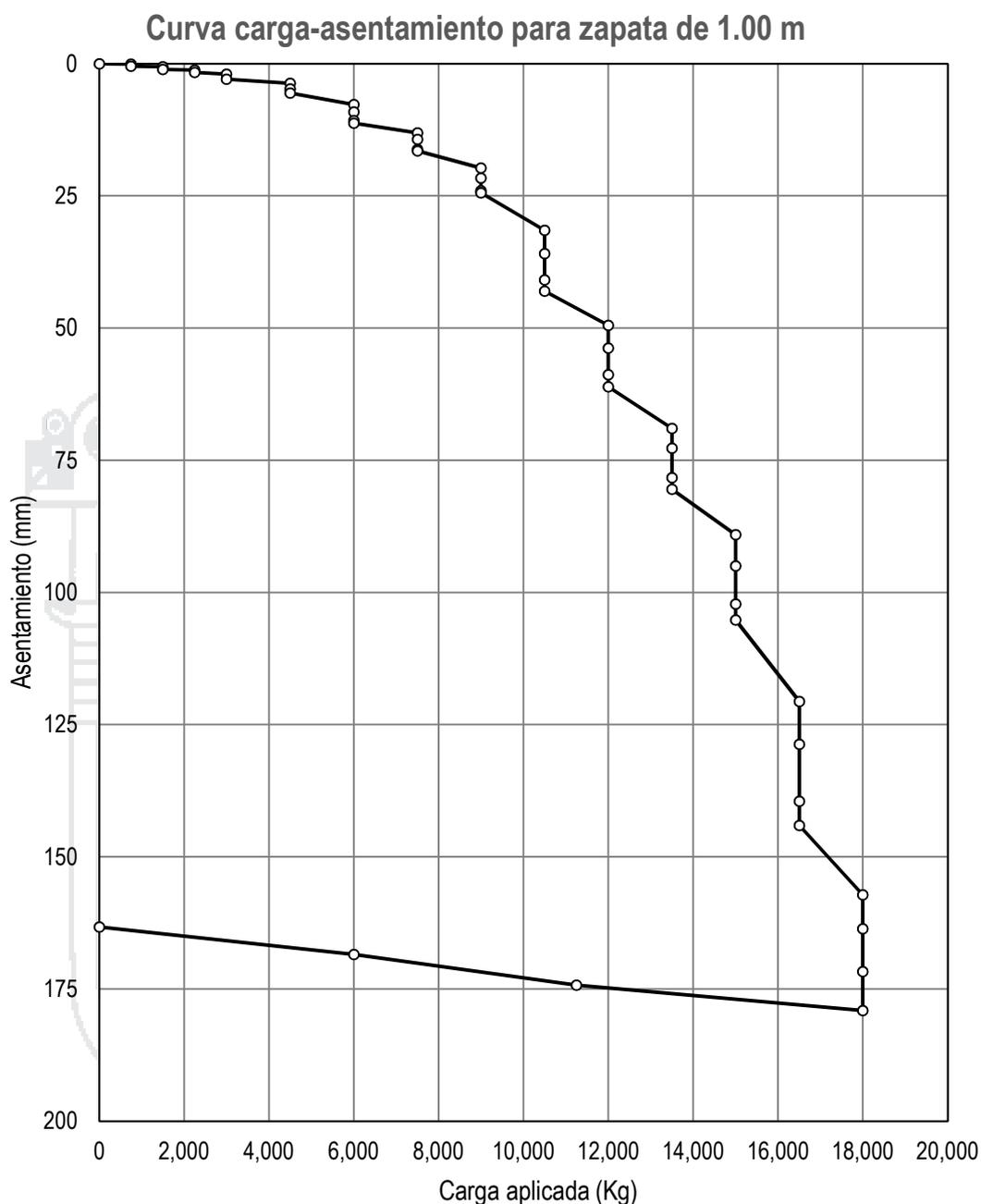


Para ambos casos, se puede notar que se reproduce la curva de consolidación, pero con los valores calculados de asentamiento contra los esfuerzos correspondientes.

4.2.3. Capacidad portante admisible medidos

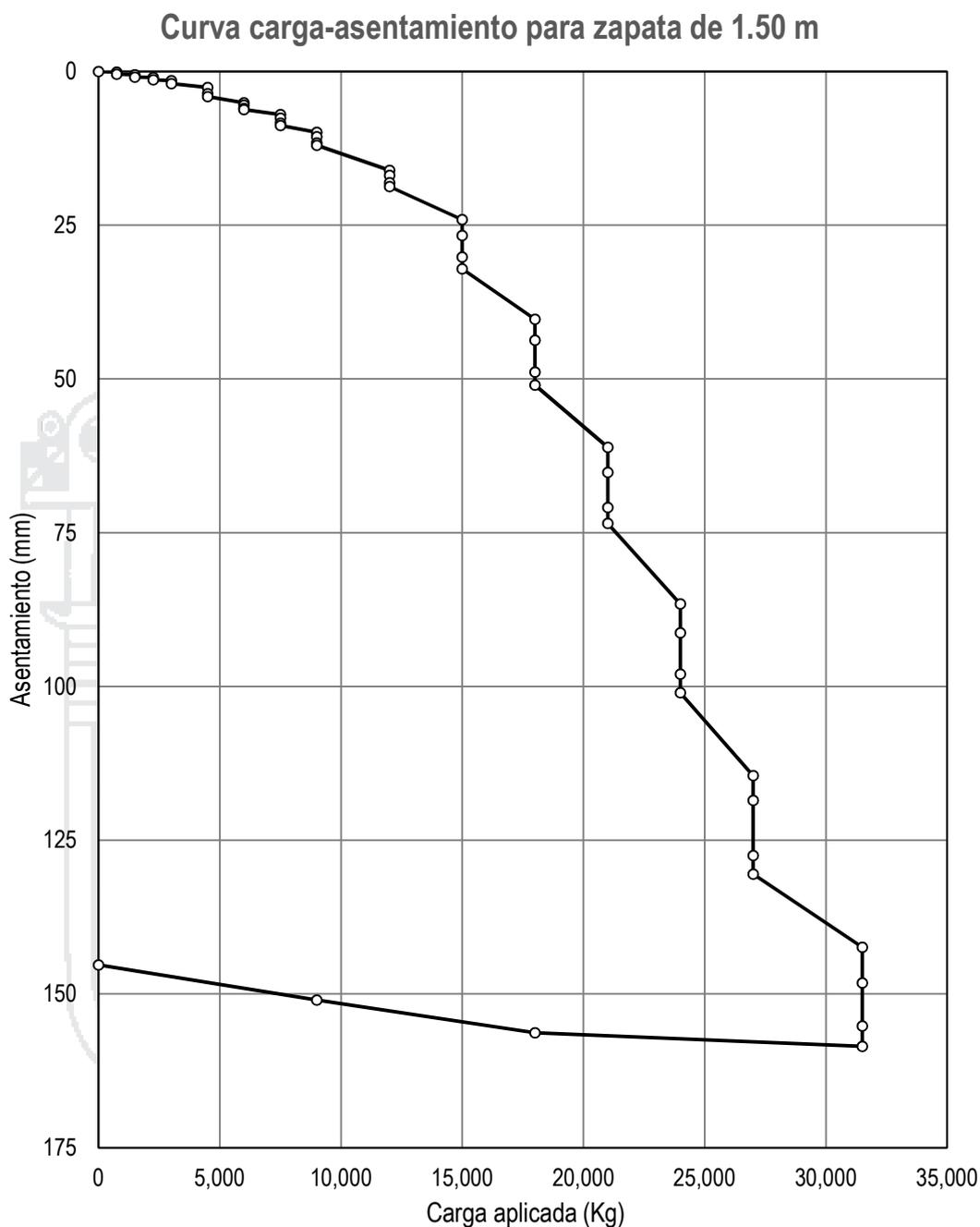
El procedimiento de prueba de campo consistió en aplicar cargas en incrementos de carga escalonados hasta lograr los asentamientos calculados y superar las cargas máximas calculadas. Para cada escalón de carga se esperó el tiempo prudente (48 horas) para que se desarrollen las deformaciones correspondientes, parando la lectura apenas se nota una reducción en la cantidad de deformación que se presenta en dicho escalón de carga, a excepción de las primeras etapas en los que se hicieron solamente un par de lecturas del asentamiento provocado por las cargas impuestas.

GRÁFICO N° 26:
 CURVA CARGA-ASENTAMIENTO
 PARA LA ZAPATA DE PRUEBA DE 1.00 m.



En el GRÁFICO N° 26 se muestra la historia completa de carga y asentamiento durante el ensayo de carga, incluyendo las lecturas realizadas durante las 72 horas de duración de cada escalón de carga para la prueba con zapata cuadrada de 1.0 m de lado. Información similar se muestra en el GRÁFICO N° 27 para la prueba de carga con zapata cuadrada de 1.50 m.

GRÁFICO N° 27:
 CURVA CARGA-ASENTAMIENTO
 PARA LA ZAPATA DE PRUEBA DE 1.50 m.



Los resultados registrados para el trazado de los dos gráficos anteriores se muestran en el Anexo B de esta tesis.

Los datos y los gráficos correspondientes servirán para determinar el esfuerzo que provoca un asentamiento considerado como falla (150 mm) y el asentamiento máximo permisible (25 mm).

4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presenta un resumen de los valores calculados y los obtenidos de las pruebas de campo:

CAPACIDAD PORTANTE POR RESISTENCIA

CUADRO N° 23.

COMPARACIÓN ENTRE PREDICCIONES DE CAPACIDAD PORTANTE
Y ESFUERZO MEDIDO A 150 MM DE ASENTAMIENTO.

Método de predicción de capacidad portante admisible por resistencia	Zapata Z-1 de 1.00 m Kg/cm ²	Zapata Z-2 de 1.50 m Kg/cm ²
K. Terzaghi (1943)	0.89	0.894
G. G. Meyerhof (1951, 1963)	0.911	0.86
J. B. Hansen (1961, 1970)	1.036	0.942
A. S. Vesic (1973)	1.041	0.95
Presión medida @ s = 150 mm luego de aplicar carga por 48 hr.	1.72	1.4

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

El esfuerzo medido para producir 150 mm de espesor, que se considera la falla por cortante local del suelo, para suelos finos, es muy superior a la capacidad portante calculada. Esto se explica por la existencia del Factor de Seguridad (FS) involucrado en el cálculo de la capacidad portante admisible, el cual no es considerado al momento de medir el comportamiento de las zapatas reales.

Si realiza la introducción del FS=1.5 para los valores medidos, se obtiene que para la zapata de 1.00 m la capacidad segura es de 1.15 kg/cm² y para la zapata de 1.50 m la misma sería de 0.93 kg/cm², los cuales se acercan a los valores calculados. El valor del FS asumido, obedece a que se tratan de ensayos de campo a escala real, por lo que su factor de seguridad se reduce.

La carga aplicada, para medir los asentamientos en campo, para producir un asentamiento de 150 mm en la zapata de 1.00 m es de 17.2 ton y la zapata de 1.50 m es de 31.5 ton.

CUADRO N° 24:

COMPARACIÓN ENTRE PREDICCIÓN DE ESFUERZOS APLICABLES
Y ESFUERZOS MEDIDOS A 25 MM DE ASENTAMIENTO.

Métodos de predicción de la capacidad portante para $s = 25$ mm	Zapata Z-1 de 1.00 m	Zapata Z-2 de 1.50 m
	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Método edométrico (Consolidación)	1.07	0.7
Skempton-Bjerrum (1957)	1.18	0.77
Jambú (1963, 1965, 1967)	0.2	0.19
Presión medida @ $s = 25$ mm luego de aplicar carga por 48 horas.	0.91	0.67

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

Los esfuerzos aplicados medidos para producir el asentamiento admisible de 25 mm son, en general, ligeramente menores al calculado por lo métodos convencionales, a excepción del método de Jambú, esto significa que las cargas que pueden imponerse a cada zapata también se reducen.

Realizando una evaluación similar al realizado para capacidad portante por resistencia, de acuerdo con los resultados, la carga aplicable segura es de 9.1 ton para la zapata de 1.00 m y de 15 ton para zapatas de 1.50 m.

Realizando un análisis para recomendar la construcción de edificaciones en la zona en estudio, se puede estimar que en un piso típico las cargas son aproximadamente 980 kg/m² (pesos por unidad de área que provienen aproximadamente de: 350 kg/m² de aligerado, 120 kg/m² de tabiquería, 100 kg/m² de acabados, 100 kg/m² de vigas, 60 kg/m² de columna y 250 kg/m² de sobrecarga), y siendo una edificación típica de dimensiones tales que cada zapata central tiene un área tributaria de 12 m² aproximadamente, la carga que cada piso transmite a la columna es aproximadamente 11.76 ton que deben transmitirse al sueño a través de las zapatas.

Debe considerarse que para estimar la carga segura aplicable debe optarse por el menor valor calculado o medido, en nuestro caso para la zapata de 1.00 m la carga menor aplicable con seguridad es de 9.1 ton y para la zapata de 1.50 m es de 15 ton.

Si se construye una edificación sobre zapatas de 1.0 m, el suelo es capaz de resistir apenas una edificación de un piso, teniendo en cuenta que en el primer piso los muros y otras cargas aplicadas al piso, se transmiten directamente al suelo subyacente y no a través de la zapata. Si se construye la edificación apoyadas sobre zapatas de 1.50 m se puede construir una edificación de dos pisos, procurando reducir cargas mediante otro tipo de aligerado principalmente.

A la vista de los resultados, se realiza un cuadro comparativo para determinar la capacidad de carga admisible en cada caso y su diferencia con respecto al valor medido:

*CUADRO N° 25:
COMPARACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES ESTIMADAS
CON LAS CARGAS MEDIDAS EN CAMPO.
(Zapata de 1.00 x 1.00 m²)*

Método	Carga admisible (por resistencia) Ton	Carga admisible (por asentamiento) Ton	ΔQ Ton
K. Terzaghi	8.90		-2.2 %
G. G. Meyerhof	9.11		+0.1 %
J. B. Hansen	10.36		+13.8 %
A. S. Vesic	10.41		+14.4 %
Método edométrico		10.70	+17.6 %
Skempton-Bjerrum		11.77	+29.3 %
Carga medida	17.20	9.10	---

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

CUADRO N° 26:
COMPARACIÓN DE CARGAS ADMISIBLES ESTIMADAS
CON LAS CARGAS MEDIDAS EN CAMPO.
(Zapata de 1.50 x 1.50 m²)

Método	Carga admisible (por resistencia) Ton	Carga admisible (por asentamiento) Ton	ΔQ Ton
K. Terzaghi	20.12		-33.4 %
G. G. Meyerhof	19.35		+28.4 %
J. B. Hansen	21.20		+40.6 %
A. S. Vesic	21.38		+41.8 %
Método edométrico		15.75	+4.5 %
Skempton-Bjerrum		17.33	+14.9 %
Carga medida	17.20	15.08	---

Fuente: *Elaboración propia del autor.*

De los comparativos de resultados de cargas admisibles estimadas y medidas en campo (CUADRO N° 25 y CUADRO N° 26), se observa lo siguiente:

- Los métodos de estimación de capacidad portante por resistencia que más se acercan al valor medido en campo son el de Terzaghi y Meyerhof, considerando que a medida que incrementa la dimensión de la zapata la diferencia, con respecto al valor medido, aumenta considerablemente. Como puede verse en el GRÁFICO N° 13 y GRÁFICO N° 14, el método de Terzaghi estima capacidades portantes mayores para zapatas con mayores dimensiones, mientras que los demás métodos aparentemente tienden a converger conforme crece la dimensión de la zapata. No debemos olvidar, que pese a que los valores estimados de carga admisible son cercanos a los medidos en campo, la diferencia va en contra de la seguridad, debido a que son mayores a los medidos en campo.
- Los métodos de estimación de la capacidad portante por deformabilidad del suelo (asentamientos) nos conducen a valores ligeramente mayores a los medidos en campo, esto puede estar

causado por las condiciones del ensayo de campo, el tiempo de aplicación de cargas, control deficiente del estado del subsuelo y las condiciones medioambientales durante el ensayo, entre otros. Sin embargo, las estimaciones nos proporcionan valores muy cercanos a los medidos en campo, 17.6% para zapata de 1.00 m y 4.5% para zapata de 1.50, observándose una reducción de la diferencia con el aumento de las dimensiones de la zapata. Entre los métodos considerados el método edométrico es el más adecuado para calcular la capacidad portante de los suelos lacustres de la zona en estudio de esta tesis.



A photograph of a construction site showing several tall, vertical columns of rebar (steel reinforcement) standing in a trench. The ground is uneven and appears to be a mix of dirt and rocks. In the background, there are some structures covered with blue tarps. The overall scene is in a semi-arid or mountainous region.

Conclusiones y Recomendaciones

"La calidad de las conclusiones derivadas de un estudio de Mecánica de Suelos no puede ser mejor que la calidad de las muestras obtenidas y de las pruebas efectuadas con ellas"
(Arthur Casagrande)

CONCLUSIONES

Luego de la revisión bibliográfica, ensayos de laboratorio y pruebas de campo, y análisis de los resultados se llegan a las siguientes conclusiones:

1. De la evaluación teórica de los métodos, del criterio de resistencia, se concluye que la capacidad de carga admisible tiene valores altos diferentes, influenciados por los factores de corrección de forma, profundidad e inclinación de cada método, para zapatas de pequeñas dimensiones ($< 1.50\text{m}$) reduciéndose hasta aproximadamente dimensiones de 10 m, luego de esto aumentan con diferente intensidad.

No debe olvidarse que esta reducción no debe ser considerada alarmante, debido a que en los cálculos se habla de esfuerzos que traducidos a Cargas (fuerza) aumentan con las dimensiones de la zapata.

2. El análisis de los resultados obtenidos teóricamente con los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos arcillosos, como los suelos lacustres de la bahía de Puno, y los obtenidos a raíz de pruebas de campo con zapatas reales, nos muestra que para suelos finos la capacidad portante admisible del suelo no puede estar sujeta al análisis por resistencia del suelo, sino que el criterio predominante para ese fin es el que considera la deformación máxima permitida para el suelo, para tal caso el método tradicional más confiable es el método edométrico (consolidación unidimensional). Sin embargo, si sólo se realizan estimaciones de la capacidad portante del suelo por el criterio de resistencia, se puede considerar confiables los métodos de Terzaghi, para zapatas de dimensiones menores o iguales a 2.00 m, y el método de Meyerhof reduciendo, en ambos casos, las estimaciones hasta en un 30% del valor calculado. No debe olvidarse que para dimensiones mayores ($B > 3.00\text{ m}$) todos los métodos parecen ser aplicables debido a que sus estimaciones parecen converger, a excepción del método de Terzaghi.

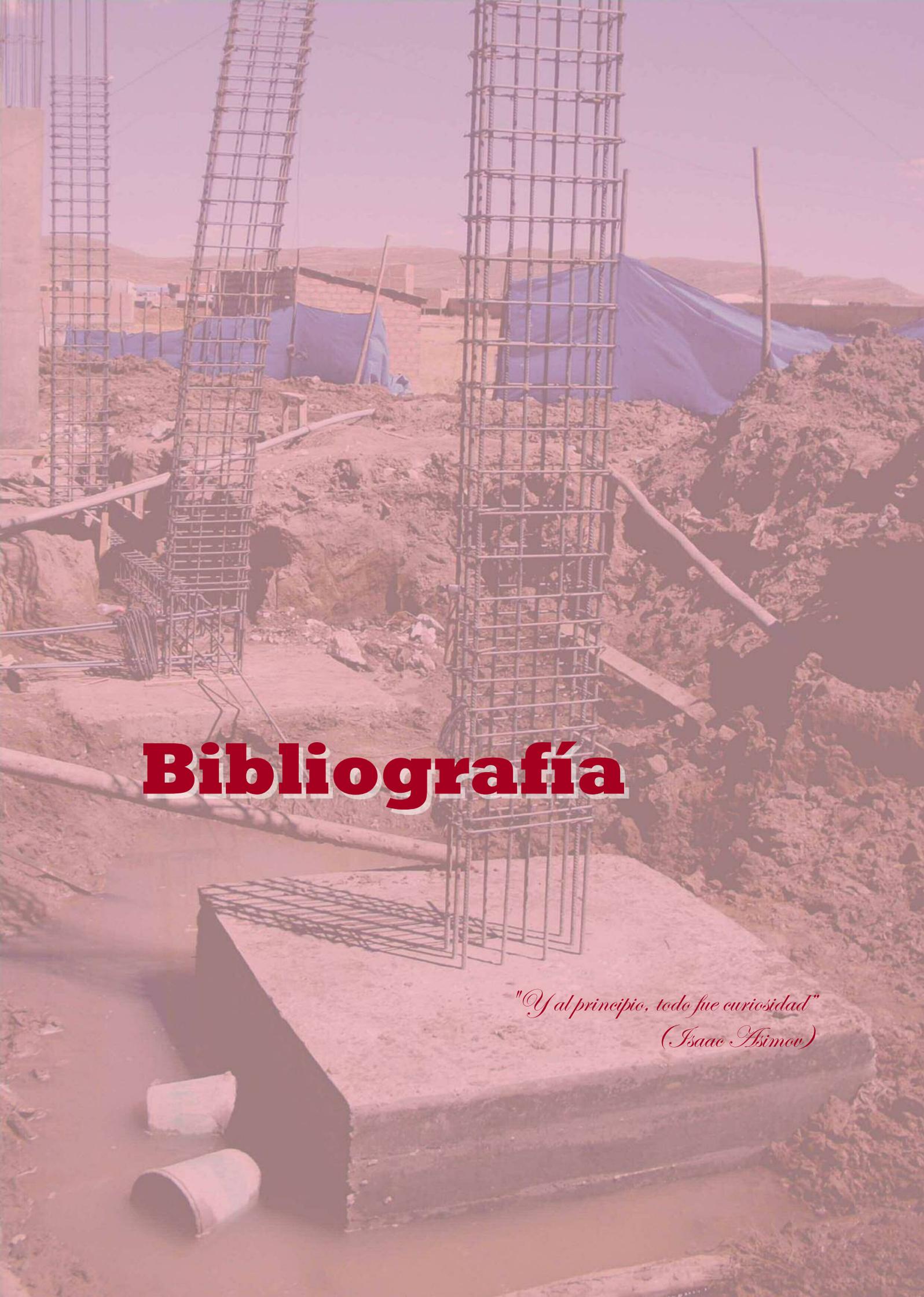
De este modo podemos tener mayor confianza en calcular la capacidad portante por los métodos aquí indicados, bajo las condiciones indicadas.

3. Se determinaron las cargas permisibles y, por tanto, el número de pisos que puede tener una edificación a construirse en la zona: 1 piso para edificaciones soportadas por zapatas cuadradas de 1.00 m, y hasta 2 pisos para las soportadas por zapatas de 1.50 m. Aunque ésta es una aproximación, y los cálculos a realizarse dependen de diversos factores, particulares de cada proyecto, este análisis proporciona un mayor grado de confiabilidad si se aplican los métodos aquí consideramos como más confiables.
4. Debido al reducido número de datos conseguidos, no se propone un método de cálculo tanto de la capacidad portante como de los asentamientos para los suelos lacustres de la bahía de Puno, sin embargo se propone considerar el conjunto de métodos conformados por:
 - Método de Terzaghi y Meyerhof, para zapatas hasta de 2.00 m, con una reducción del valor calculado hasta en 30%.
 - Métodos de Meyerhof, Hansen, y Vesic, para zapatas de dimensiones mayores a 3.00 m, considerando una reducción mayor.
 - Método edométrico, para cálculo de asentamientos del suelo y por tanto capacidad portante admisible en suelos de la bahía de Puno.
5. La determinación de la capacidad portante de los suelos debe realizarse teniendo información previa a cerca de la distribución de puntos de apoyo y cargas que la estructura necesita que el suelo soporte, y algunas posibles condiciones especiales. No debe aplicarse a ciegas una capacidad portante recomendada en un estudio de suelos, debiendo verificarse que ésta se haya determinado para las condiciones y dimensiones que serán utilizados para su ejecución.
6. Debido a que esta tesis en un primer intento por poner a prueba los métodos disponibles para cálculo de capacidad portante por resistencia y deformabilidad, se concluye que tanto el estudio de la bibliografía disponible original y las pruebas de campo son muy recomendables para tener un mejor criterio para la hora de decidir cómo realizar un estudio geotécnico, qué métodos usar para los cálculos y cómo utilizar los resultados de esos cálculos.

RECOMENDACIONES

En razón de la investigación realizada, se recomienda:

- Para la zona estudiada, se recomienda limitar las edificaciones soportadas por zapatas aisladas, en elevación, a 2 pisos sin tratamiento previo del terreno.
- Se recomienda realizar la mejora del terreno de toda la zona, con el objetivo de incrementar su capacidad portante y reducir el asentamiento por consolidación del suelo lacustre. Pueden plantearse soluciones de mejora como la instalación de drenes verticales o columnas de grava para conseguir los objetivos mencionados.
- Continuar con esta investigación realizando mayores pruebas de campo con modelos a escala real con cimientos con diversas formas y dimensiones, trabajando bajo condiciones igualmente reales controladas adecuadamente.
- Desarrollar líneas de investigación para evaluar los métodos de cálculo disponibles para el diseño de estructuras geotécnicas (cimentaciones, estructuras de contención, terraplenes, etc.), que incluyan ensayos a escala real y estudios geotécnicos rigurosos.
- Desarrollar investigaciones con la finalidad de desarrollar zonificaciones geotécnicas que incluyan la caracterización geológica y geotécnica de los suelos y rocas existentes en las zonas cercanas al Lago Titicaca en nuestra ciudad de Puno.



Bibliografía

*"Y al principio, todo fue curiosidad"
(Isaac Asimov)*

BIBLIOGRAFÍA

- Alonso, E. E. (2005). *Las Catástrofes y el Progreso de la Geotecnia*. Madrid: Real Academia de Ingeniería.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., & Puzrin, A. M. (2010). *Geomechanics of Failures. Advanced topics*. London: Springer Science+Business Media B.V.
- Alonso, E. E., Puzrin, A. M., & Pinyol, N. M. (2010). *Geomechanics of Failures*. London: Springer Science+Business Media B.V.
- Anderson, W. (1973). *Settlement Predictions by Standardized Methods*. Master's Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Massachusetts.
- Atkinson, J. (2007). *The mechanics of soils and foundations* (Second ed.). London and New York: Taylor & Francis Group.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd.
- Bazant, Z. (1979). *Methods of Foundation Engineering* (Vols. 24, Developments in Geotechnical Engineering). Prague, Czechoslovakia: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Bell, F. G. (1978). *Foundation Engineering in Difficult Ground* (First ed.). London: Butterworth & Co (Publishers) Ltd.
- Berry, P. L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. (B. Caicedo H., & A. Arrieta G., Trads.) Santafé de Bogotá: McGraw Hill.

- Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1962). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test* (Second ed.). London: Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- Bjerrum, L. (1954). *Theoretical and Experimental Investigations on Shear Strength of Soils*. Doctoral Thesis, The Swiss Federal Institute of Technology - Zürich. Oslo: Akademisk Trykningsentral.
- Bowles, J. E. (1979). *Physical and Geotechnical Properties of Soils* (International student ed.). Auckland: McGraw-Hill International Book Company.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design* (Fifth ed.). New York: McGraw-Hill Companies, Inc.
- Brand, E. W., & Brenner, R. P. (Edits.). (1981). *Soft Clay Engineering* (Vols. 20, Developments in Geotechnical Engineering). Amsterdam, Netherlands: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Briaud, J.-L. (2007). Spread Footings in Sand: Load settlement curve approach. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, 133*(8), pp. 905-920.
- Briaud, J.-L., & Gibbens, R. M. (September de 1999). Behaviour of Five Large Spread Footings in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125*(9), pp. 787-796.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (Third ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Caduto, D. P. (2001). *Foundations Design. Principles and Practices* (Second ed.). U.S.A.: Prentice Hall, Inc.

- Caquot, A., & Kérisel, J. (1969). *Tratado de Mecánica de Suelos* (Primera ed.). (L. García, G. Linares, & J. Estrada, Trans.) Madrid: Interciencia.
- Castelli-Guidi, C. (1951). *Meccanica del Terreno e Stabilità delle Fondazioni* (Terza ed.). Milano: Editore Ulrico Hoepli Milano.
- Chen, W. F., & Mizuno, E. (1990). *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation*. (Vols. 53, Developments in Geotechnical Engineering). Amsterdam, Netherlands: Elsevier Science Publishers B.V.
- Chen, W. F., & Scawthorn, C. R. (1968). *Limit Analysis and Limit Equilibrium Solutions in Soil Mechanics*. Leigh University, Institute of Research. Pennsylvania: Fritz Engineering Laboratory Report No. 355.3.
- Colombo, P., & Colleselli, F. (1996). *Elementi di Geotecnica* (Seconda ed.). Bologna: Zanichelli Editore.
- Costa Nunes, A. J. (1956). *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações*. Rio de Janeiro: Editôra Globo.
- Crespo T., C. (2002). *Confiability del Diseño en Geotecnia*. Trabajo de Ascenso, Universidad Simón Bolívar, Departamento de Ciencias de la Tierra, Sartenejas.
- Das, B. M. (1987). *Theoretical Foundation Engineering* (Vols. 47, Developments in Geotechnical Engineering). Amsterdam, Netherlands: Elsevier Science Publishing Company, Inc.
- Das, B. M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (Cuarta ed.). (J. Cera A., & I. Bernal C., Trans.) México: International Thomson Editores.

- Das, B. M. (2009). *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement* (Second ed.). Boca Raton: CRC Press - Taylor & Francis Group.
- Delgado V., M. (1999). *Ingeniería de Cimentaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico* (2da ed.). Colombia: Alfaomega Grupo Editor.
- Dunham, C. W. (1962). *Foundation of Structures* (Second ed.). New York: McGraw-Hill, Inc.
- Espinoza Silva, A. (1993). Pilotes en la Cimentación sobre Suelos Blandos. 2° *Encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructuras*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Fang, H.-Y. (Ed.). (1991). *Foundation Engineering Handbook* (Second ed.). New York and London: Chapman & Hall.
- Fellin, W., Lessmann, H., Oberguggenberger, M., & Vieider, R. (Edits.). (2005). *Analyzing Uncertainty in Civil Engineering*. Berlin: Springer Science+Business Media.
- Garza Vásquez, L. (2000). *Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Gibbs, H. J. (1953). *Estimating Foundations Settlement by One-dimensional Consolidation Tests*. Denver Federal Center. Denver, Colorado: Technical Information Office.
- González Caballero, M. (2001). *El Terreno* (Primera ed.). Barcelona: Edicions UPC.

- Hansen, J. B. (1961). *A General Formula for Bearing Capacity*. Bulletin No. 11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Hansen, J. B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Hartlén, J., & Wolski, W. (Edits.). (1996). *Embankments on Organic Soils* (Vols. 80, Developments in Geotechnical Engineering). Amsterdam, Netherlands: Elsevier Science Publishers B.V.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Hvorslev, M. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*. New York: Engineering Foundation.
- Iglesias Pérez, C. (1997). *Mecánica del Suelo*. Madrid: Editorial Síntesis, S.A.
- Jiménez S., J. A. (1951). *Mecánica del Suelo y sus Aplicaciones a la Ingeniería*. Madrid: Editorial Dossat S.A.
- Jiménez S., J. A., & Justo, J. L. (1975). *Geotecnia y Cimientos* (2da. ed., Vol. I). Madrid: Editorial Rueda.
- Jiménez S., J. A., Cañizo, L., Escario, B., Faraco, C., Fort, L., Justo, J. L., . . . Uriel, S. (1980). *Geotecnia y Cimientos* (Vol. III). Madrid: Editorial Rueda.
- Jiménez S., J. A., Justo, J. L., & Serrano, A. A. (1981). *Geotecnia y Cimientos* (2da. ed., Vol. II). Madrid: Editorial Rueda.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

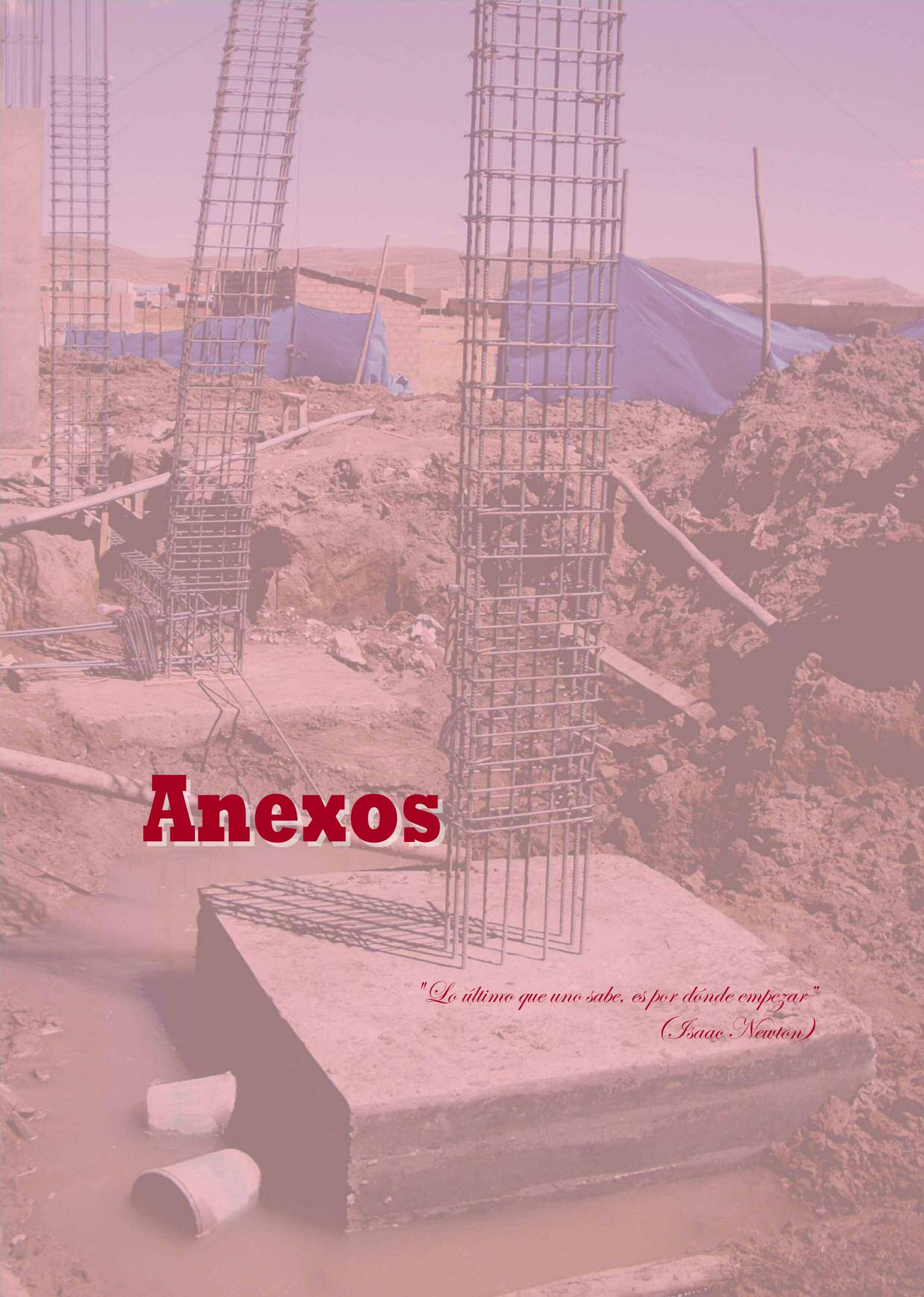
- Lancellota, R. (2009). *Geotechnical Engineering* (First ed.). London and New York: Taylor & Francis Group.
- Lancellota, R., & Calavera, J. (1999). *Fondazioni*. Milano: McGraw-Hill Libri Italia srl.
- Laura Huanca, S. (2007). Mecánica de Suelos No Saturados en el Diseño y Construcción de Cimentaciones Superficiales. (ANEIC, Ed.) *XII Congreso Internacional y XVIII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil*.
- Laura Huanca, S. (2008). Capacidad de Carga y Comportamiento Mecánico de los Suelos Parcialmente Saturados. *V Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil*. Loja-Ecuador: Universidad Técnica Particular de Loja.
- Laura Huanca, S. (2009). *Determinación de la Fórmula de Capacidad Portante de Terzaghi*. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.
- Laura Huanca, S., & Calizaya Torres, G. N. (2010). Los Errores en la Práctica de la Ingeniería Geotécnico y sus Consecuencias. *XVIII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil*. Trujillo: UPAO.
- Limsiri, C. (2008). *Very Soft Organic Clay Applied for Road Embankment: Modelling and Optimisation Approach*. Delft, Netherlands: Taylor & Francis Group.
- Little, A. L. (1965). *Cimentaciones* (Primera ed.). (G. Cortés G. L., Trad.) México: Compañía Editorial Continental, S. A.

- Liu, C., & Evett, J. E. (2008). *Soils and Foundations* (Seventh ed.). Columbus, Ohio: Pearson Prentice Hall.
- Logeais, L. (1984). *Patología de las Cimentaciones*. (S. Castán, Trad.) Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A.
- Mello, V. F. (1969). Foundations of Buildings in Clay. *Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State of the Art Volume*, págs. 49-136. Mexico: ISSMFE.
- Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique*, 2(4), pp. 301-332.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), pp. 16-26.
- Ministerio de Fomento. (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Madrid, España: Dirección General de Carreteras.
- Murthy, V. N. (2007). *Advanced Foundation Engineering* (First ed.). New Delhi: CBS Publisher & Distributors.
- Nagaraj, T. S., & Miura, N. (2001). *Soft Clay Behaviour. Analisis and assessment*. Rotterdam, Netherlands: A. A. Balkema Publishers.
- Newmark, N. M. (1947). *Influence Charts for Computation of Vertical Displacements in Elastic Foundations*. Bulletin Series No. 367, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois.
- Parry, R. G. (2004). *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics* (Second ed.). London and New York: Taylor & Fracis Group.

- Peck, R. B. (1948). *History of Building Foundations in Chicago*. Bulletin Series No. 373, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois.
- Peck, R. B., & Reed, W. C. (1954). *Engineering Properties of Chicago Subsoils*. Bulletin No. 423, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois.
- Peck, R. B., & Uyanik, M. E. (1955). *Observed and Computed Settlements of Structures in Chicago*. Bulletin No. 429, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1976). *Foundation Engineering* (Second ed.). New York: John Wiley & Sons.
- Philipponnat, G., & Hubert, B. (1997). *Fondations et Ouvrages en Terre* (Troisième ed.). Paris: Éditions Eyrolles.
- Reimbert, M., & Reimbert, A. (1978). *Presiones y Asentamientos de las Cimentaciones Superficiales. Cálculo de Zapatas*. (J. Calveras M., Trad.) Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S. A.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones* (Cuarta ed.). Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. Santiago, Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Salgado, R. (2008). *The Engineering of Foundations*. Boston: McGraw-Hill Companies, Inc.

- Schofield, A. (2005). *Disturbed Soil Properties and Geotechnical Design*. London: Thomas Telford Ltd.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Schulze, W., & Simmer, K. (1970). *Cimentaciones* (Primera ed.). (J. M. Ortiz, Trad.) Madrid y Barcelona, España: Editorial Blume.
- Skempton, A. W., & Bjerrum, L. (1957). A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay. *Géotechnique*(7), 168-178.
- Sowers, G. B., & Sowers, G. F. (1972). *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (Primera ed.). (J. Menéndez, Trad.) México: Editorial Limusa - Wiley, S.A.
- Szechy, C. (1961). *Foundation Failures*. London: Concrete Publications Limited, Butler & Tanner Ltd.
- Tamez González, E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones. Conceptos básicos de la práctica*. México DF: TGC Geotecnia S.A.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on Consolidation of Clays*. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Cambridge, Mass.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York and London: John Wiley & Sons, Inc.

- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* (Segunda ed.). (O. Moretto, Trad.) Barcelona, España: El Ateneo.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- van Staveren, M. (2006). *Uncertainty and Ground Conditions: A risk management approach* (First ed.). Amsterdam: Elsevier Ltd.
- Venkatramaiah, C. (2006). *Geotechnical Engineering* (Revised Third ed.). New Delhi: New Age International (P) Ltd., Publishers.
- Vesić, A. S. (1963). Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. *Highway Research Record, National Academy of Sciences*(39), pp. 112-153.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(SM1), pp. 45-73.
- Wesley, L. D. (2010). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Wood, D. M. (2009). *Soil mechanics. A one-dimensional introduction*. New York: Cambridge University Press.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* (Second ed.). New York: Van Nostrand Reinhold Company.



Anexos

"Lo último que uno sabe, es por dónde empezar"
(Isaac Newton)

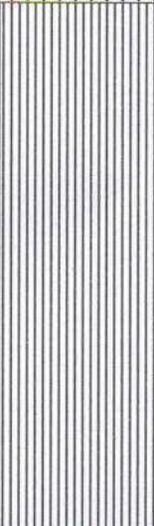
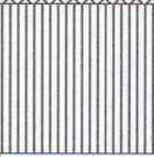
ANEXO A
RESULTADOS DE LABORATORIO



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Sondeo No.: S-1

Procedencia: Av. Costanera esquina con Jr. Ricardo Palma. Puno, Perú.

Profundidad <i>m</i>	Muestra	Símbolo	Descripción de la suelo	Clasificación <i>SUCS</i>
	---		Relleno superficial compuesto por material limo arenoso con partículas de grava, contaminado con materia orgánica.	MS
1.00 m			N.F. 	
2.00 m	M-1		Arcilla limosa altamente orgánica, de color plomo verdoso, y en su parte inferior de color plomo oscuro a negro, de consistencia muy blanda, con densidad natural baja. (Muestra geotécnica)	CH
3.00 m				
4.00 m	M-2		Limo orgánico plástico, de color marron oscuro a negro, de media a alta compresibilidad.	OH
5.00 m	M-3		Arcilla marrón claro, de consistencia media a alta plasticidad. (Muestra geotécnica)	CH
6.00 m			<i>Continúa el mismo suelo desde la profundidad explorada</i>	
7.00 m				

OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

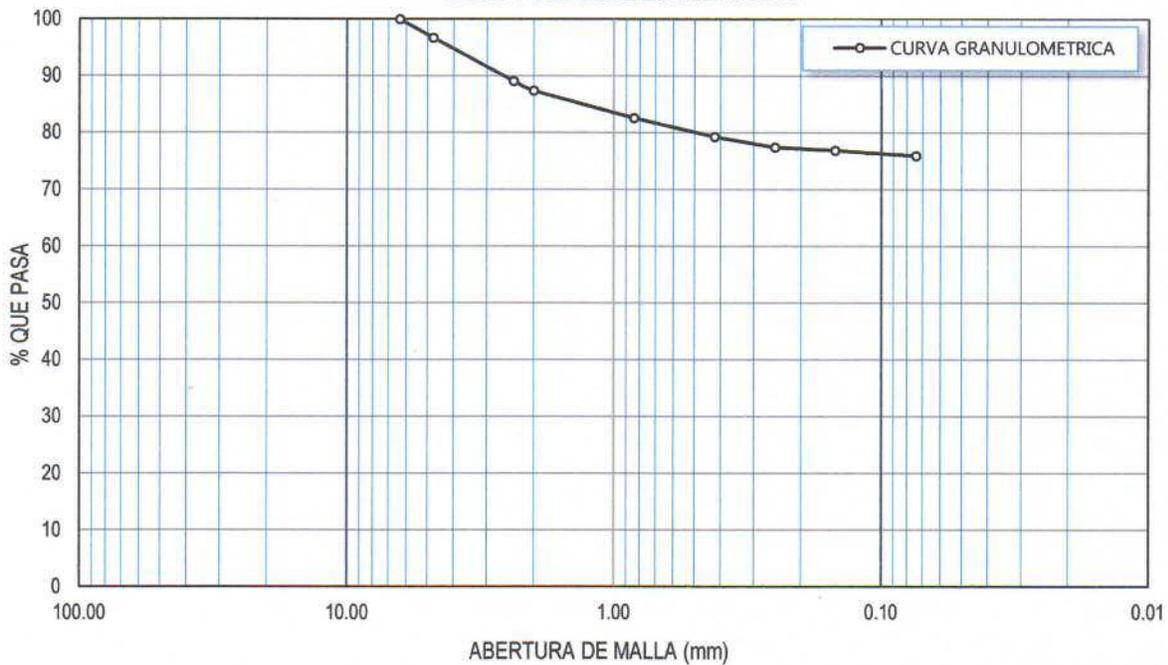
Muestra N°: **S1-M1**

Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 553.30 gr Peso Lavado = 130.30 gr Peso Perdido = 423.00 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 50.3% L.P. = 24.0% I.P. = 26.3% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35	0.00	0.00	0.00	100.00		
No4	4.76	18.20	3.29	3.29	96.71		
No8	2.38	42.30	7.65	10.93	89.07		
No10	2.00	9.30	1.68	12.62	87.38		
No16	1.19						
No20	0.84	26.80	4.84	17.46	82.54		
No30	0.59						
No40	0.42	18.20	3.29	20.75	79.25		
No 50	0.30						
No60	0.25	10.10	1.83	22.57	77.43		
No80	0.18						
No100	0.149	3.10	0.56	23.13	76.87		
No200	0.074	5.20	0.94	24.07	75.93		
BASE		420.10	75.93	100.00	0.00		
TOTAL		553.30	100.00				
% PERDIDA		76.45%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Muestra No. : S1-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia: Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

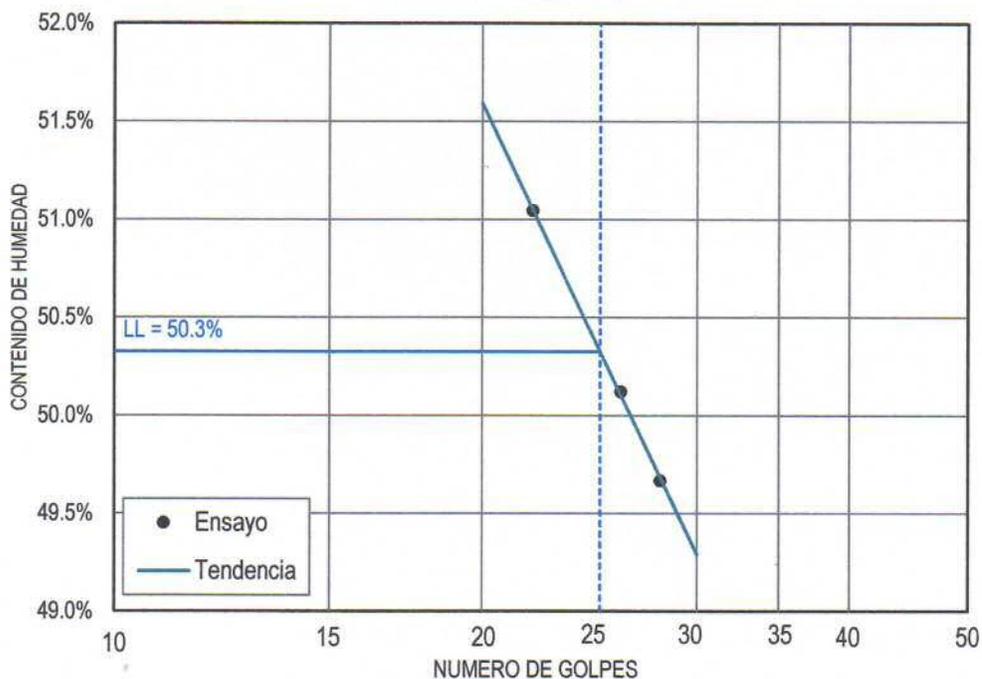
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	43.4	42.6	43.4
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	39.25	38.85	39.31
PESO DEL AGUA	gr.	4.15	3.75	4.09
PESO DE CAPSULA	gr.	31.12	31.3	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.13	7.55	8.16
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	51.05%	49.67%	50.12%
NUMERO DE GOLPES	N	22	28	26

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	12.1	12.35
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	10.98	11.17
PESO DEL AGUA	gr.	1.12	1.18
PESO DE CAPSULA	gr.	6.25	6.31
PESO DEL SUELO SECO	gr.	4.73	4.86
LIMITE PLASTICO	%	23.68%	24.28%

LIMITE LIQUIDO	50.3%
LIMITE PLASTICO	24.0%
INDICE DE PLASTICIDAD	26.3%

LIMITE LIQUIDO

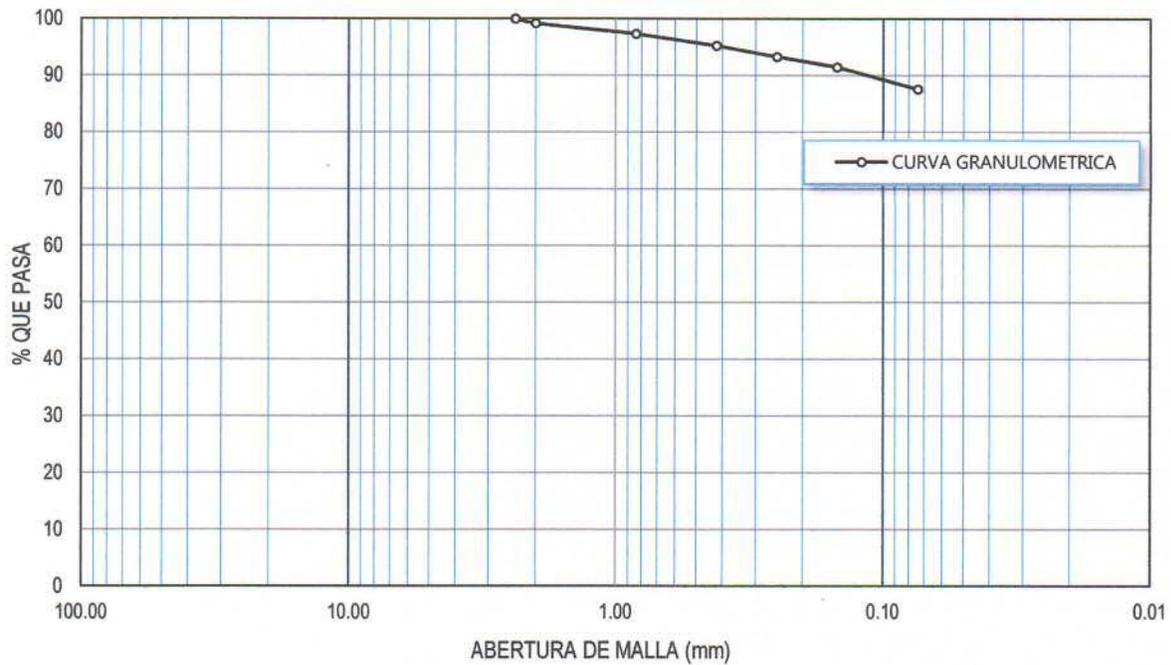


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: S1-M2 Realizado por Samuel Laura Huanca Procedencia de la muestra : Av.Costanera - Jr. Ricardo Palma

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 645.30 gr Peso Lavado = 180.20 gr Peso Perdido = 465.10 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 56.5% L.P. = 34.1% I.P. = 22.4% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : OH Arcilla orgánica de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38	0.00	0.00	0.00	100.00		
No10	2.00	5.20	0.81	0.81	99.19		
No16	1.19						
No20	0.84	12.00	1.86	2.67	97.33		
No30	0.59						
No40	0.42	13.50	2.09	4.76	95.24		
No 50	0.30						
No60	0.25	12.50	1.94	6.69	93.31		
No80	0.18						
No100	0.149	11.80	1.83	8.52	91.48		
No200	0.074	25.30	3.92	12.44	87.56		
BASE		565.00	87.56	100.00	0.00		
TOTAL		645.30	100.00				
% PERDIDA		72.08%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S1-M2

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

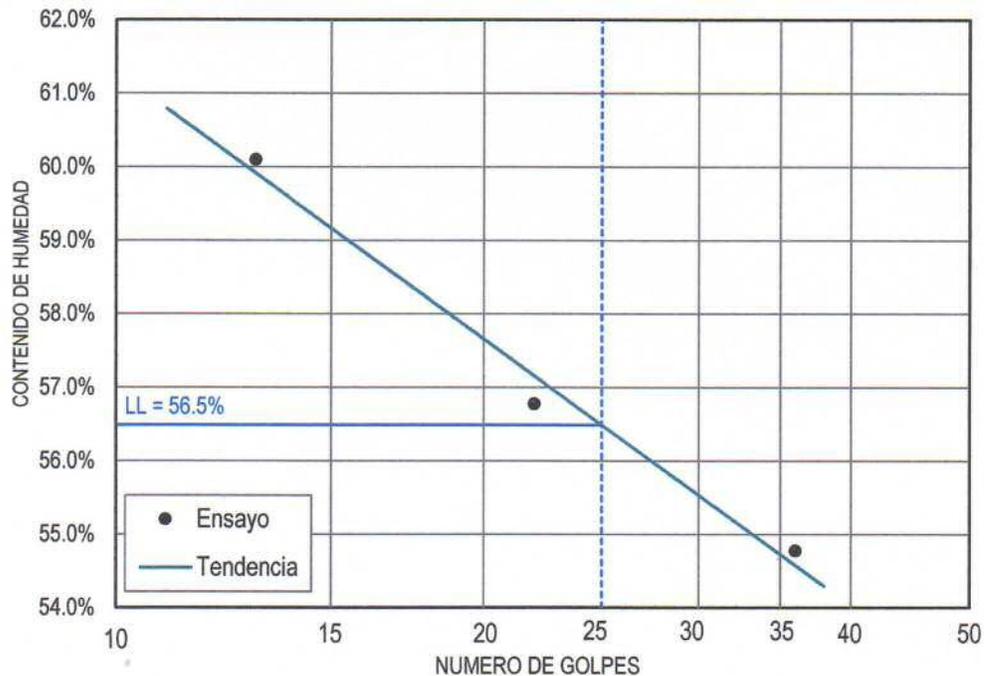
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	45.72	45.94	47.16
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	40.56	40.62	41.15
PESO DEL AGUA	gr.	5.16	5.32	6.01
PESO DE CAPSULA	gr.	31.14	31.25	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	9.42	9.37	10
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	54.78%	56.78%	60.10%
NUMERO DE GOLPES	N	36	22	13

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2	
CAPSULA	No	T-04	T-05	
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	33.2	32.25	
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	30.05	29.2	
PESO DEL AGUA	gr.	3.15	3.05	
PESO DE CAPSULA	gr.	20.4	20.60	
PESO DEL SUELO SECO	gr.	9.65	8.6	
LIMITE PLASTICO	%	32.64%	35.47%	

LIMITE LIQUIDO	56.5%
LIMITE PLASTICO	34.1%
INDICE DE PLASTICIDAD	22.4%

LIMITE LIQUIDO

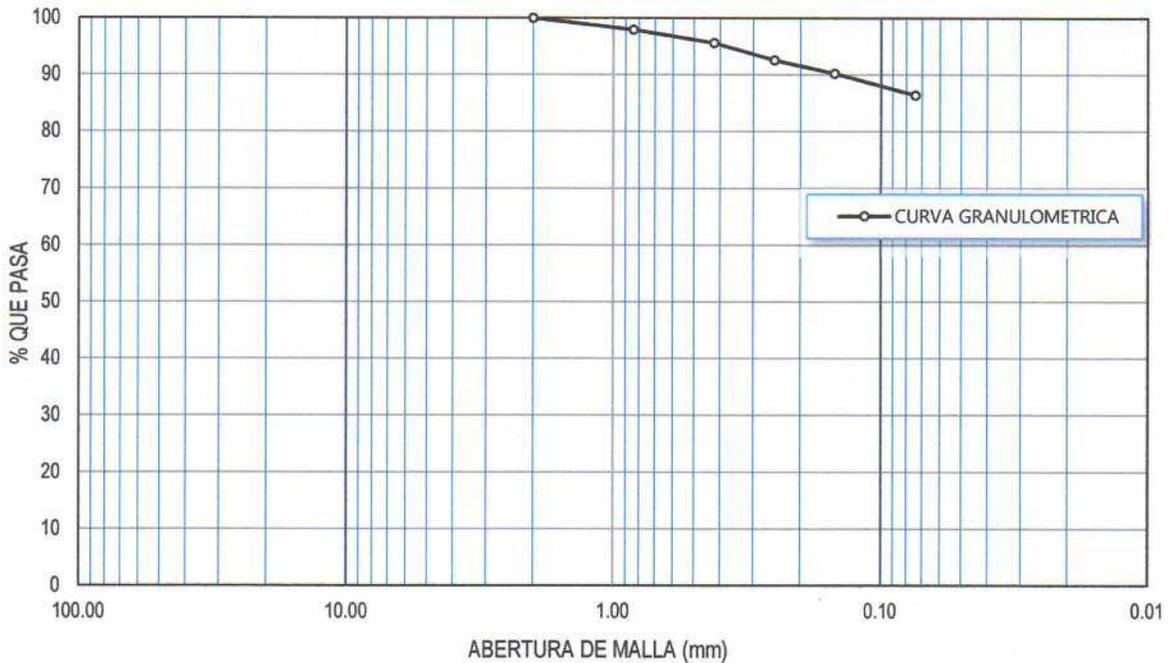


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: S1-M3 Realizado por Samuel Laura Huanca Procedencia de la muestra : Av.Costanera - Jr. Ricardo Palma

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 405.95 gr Peso Lavado = 89.50 gr Peso Perdido = 316.45 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 54.7% L.P. = 28.6% I.P. = 26.1% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38						
No10	2.00	0.00	0.00	0.00	100.00		
No16	1.19						
No20	0.84	8.40	2.07	2.07	97.93		
No30	0.59						
No40	0.42	9.40	2.32	4.38	95.62		
No 50	0.30						
No60	0.25	12.30	3.03	7.41	92.59		
No80	0.18						
No100	0.149	9.55	2.35	9.77	90.23		
No200	0.074	15.60	3.84	13.61	86.39		
BASE		350.70	86.39	100.00	0.00		
TOTAL		405.95	100.00				
% PERDIDA		77.95%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S1-M3

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

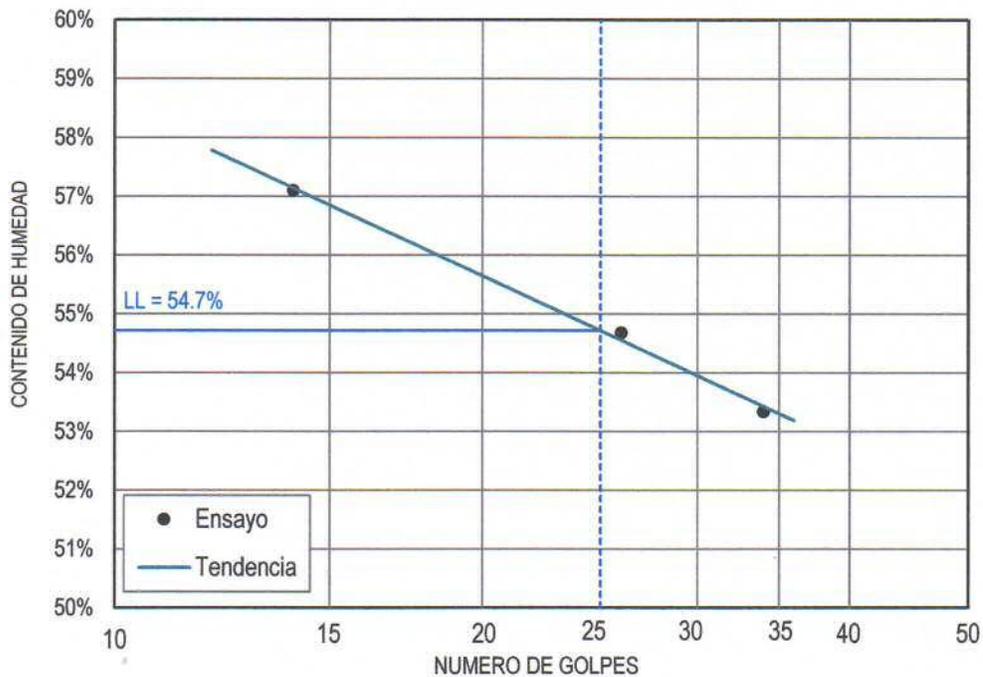
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42.72	43.94	42.16
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	38.63	39.55	38.14
PESO DEL AGUA	gr.	4.09	4.39	4.02
PESO DE CAPSULA	gr.	31.15	31.32	31.1
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.48	8.23	7.04
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	54.68%	53.34%	57.10%
NUMERO DE GOLPES	N	26	34	14

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	30.01	29.42
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	27.86	27.45
PESO DEL AGUA	gr.	2.15	1.97
PESO DE CAPSULA	gr.	20.35	20.55
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.51	6.9
LIMITE PLASTICO	%	28.63%	28.55%

LIMITE LIQUIDO	54.7%
LIMITE PLASTICO	28.6%
INDICE DE PLASTICIDAD	26.1%

LIMITE LIQUIDO



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Ensayo No.: **S1-M1**

Realizado por: **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma**

Altura (cm)	2.50
Diámetro (cm)	5.00
Humedad (%)	26.2
Area (cm ²)	19.60
Densidad seca (g/cm ³)	1.356

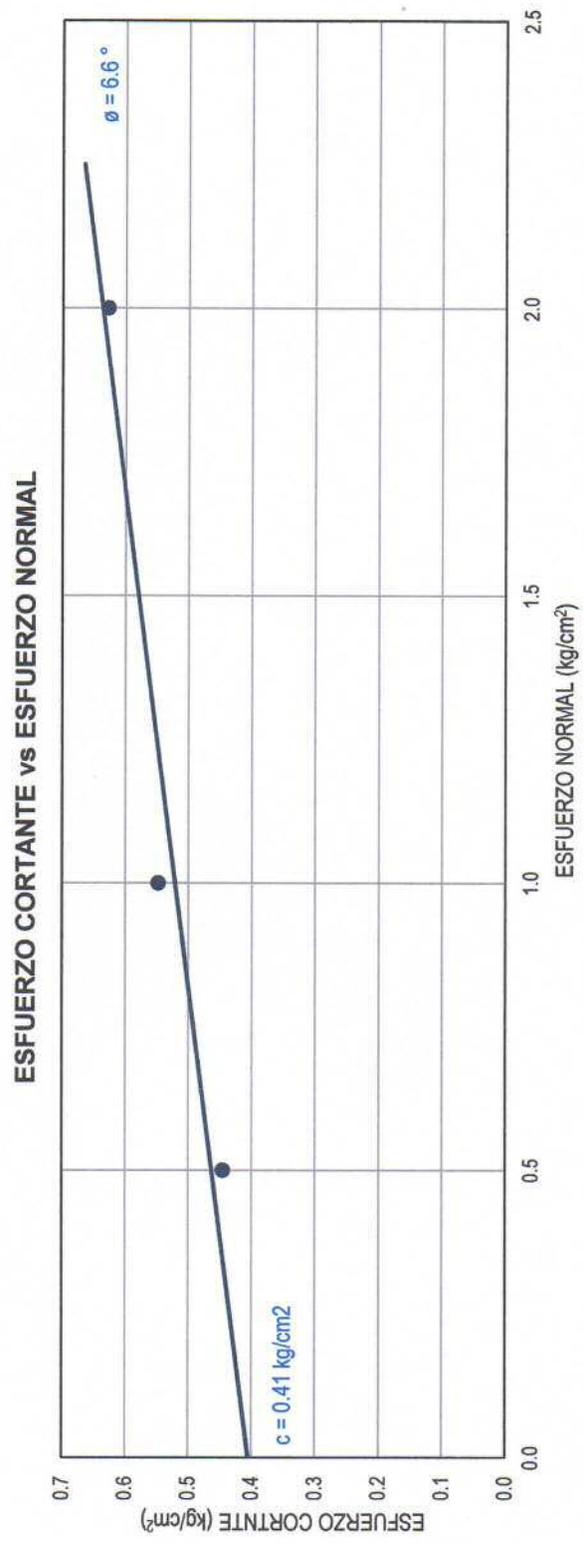
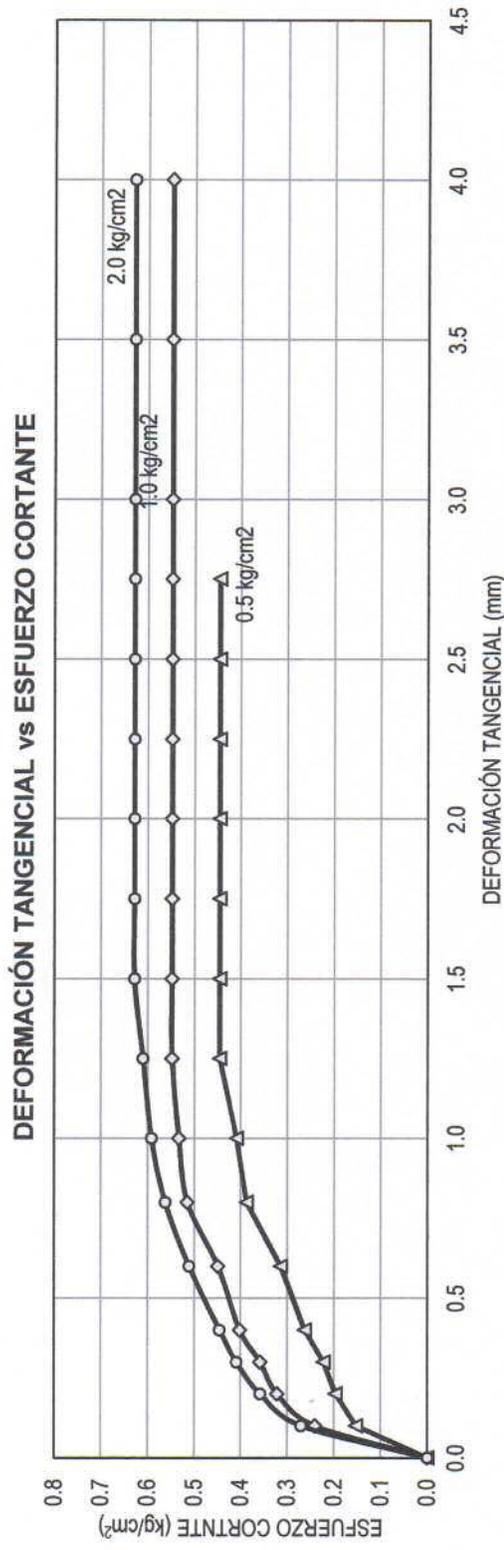
Peso (gr)	84.00
Densidad húmeda (g/cm ³)	1.71
Velocidad carga (mm/min)	0.50
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Indicado
Constante del anillo	0.14320

ENSAYO No.1: $\sigma_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 2.0 \text{ kg/cm}^2$			
Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	21.00	3.01	0.15	0.10	33.00	4.73	0.24	0.10	37.00	5.30	0.27
0.20	27.00	3.87	0.20	0.20	44.00	6.30	0.32	0.20	49.00	7.02	0.36
0.30	30.50	4.37	0.22	0.30	49.00	7.02	0.36	0.30	56.00	8.02	0.41
0.40	36.00	5.16	0.26	0.40	55.00	7.88	0.40	0.40	61.00	8.74	0.45
0.60	43.00	6.16	0.31	0.60	61.50	8.81	0.45	0.60	70.00	10.02	0.51
0.80	53.00	7.59	0.39	0.80	70.50	10.10	0.52	0.80	77.00	11.03	0.56
1.00	56.00	8.02	0.41	1.00	73.00	10.45	0.53	1.00	81.00	11.60	0.59
1.25	61.00	8.74	0.45	1.25	75.00	10.74	0.55	1.25	83.50	11.96	0.61
1.50	61.00	8.74	0.45	1.50	75.00	10.74	0.55	1.50	86.00	12.32	0.63
1.75	61.00	8.74	0.45	1.75	75.00	10.74	0.55	1.75	86.00	12.32	0.63
2.00	61.00	8.74	0.45	2.00	75.00	10.74	0.55	2.00	86.00	12.32	0.63
2.25	61.00	8.74	0.45	2.25	75.00	10.74	0.55	2.25	86.00	12.32	0.63
2.50	61.00	8.74	0.45	2.50	75.00	10.74	0.55	2.50	86.00	12.32	0.63
2.75	61.00	8.74	0.45	2.75	75.00	10.74	0.55	2.75	86.00	12.32	0.63
				3.00	75.00	10.74	0.55	3.00	86.00	12.32	0.63
				3.50	75.00	10.74	0.55	3.50	86.00	12.32	0.63
				4.00	75.00	10.74	0.55	4.00	86.00	12.32	0.63

Ensayo No. : S1-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

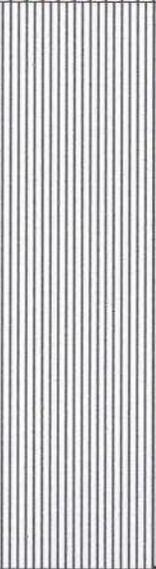
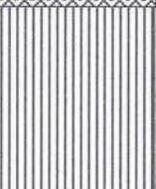
Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Sondeo No.: S-2

Procedencia: Av. Costanera esquina con Jr. Túpac Amaru. Puno, Perú.

Profundidad <i>m</i>	Muestra	Símbolo	Descripción de la suelo	Clasificación <i>SUCS</i>
	---		Relleno superficial compuesto por material limo arenoso con partículas de grava, contaminado con materia orgánica.	MS
1.00 m	M-1		 N.F.	CH
2.00 m			Arcilla limosa altamente orgánica, de color plomo verdoso, y en su parte inferior de color plomo oscuro a negro, de consistencia muy blanda, con densidad natural baja. (Muestra geotécnica)	
3.00 m	M-2		Arcilla orgánico plástico, de color marron oscuro a negro, de media a alta compresibilidad.	OH
4.00 m				
5.00 m	M-3		Arcilla marrón claro, de consistencia media a alta plasticidad. (Muestra geotécnica)	CH
6.00 m			<i>Continúa el mismo suelo desde la profundidad explorada</i>	
7.00 m				

OBSERVACIONES:

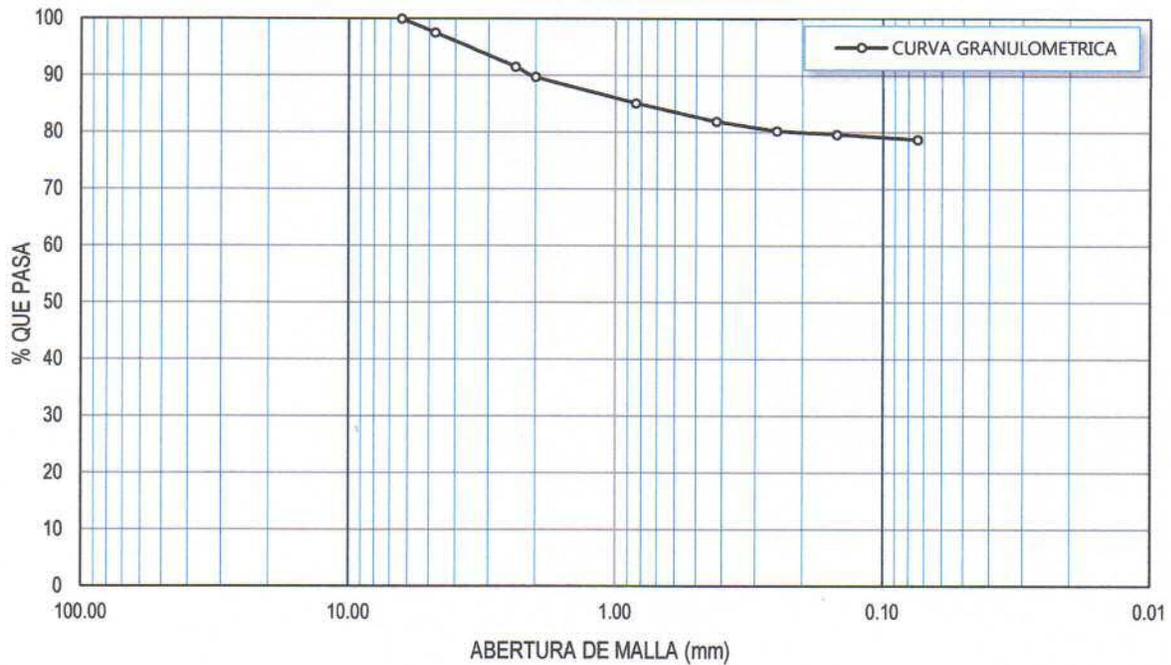
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S2-M1** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av.Costanera - Jr. Túpac Amaru**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 666.30 gr Peso Lavado = 230.50 gr Peso Perdido = 435.80 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 50.4% L.P. = 23.9% I.P. = 26.5% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35	0.00	0.00	0.00	100.00		
No4	4.76	16.30	2.45	2.45	97.55		
No8	2.38	40.20	6.03	8.48	91.52		
No10	2.00	12.10	1.82	10.30	89.70		
No16	1.19						
No20	0.84	30.70	4.61	14.90	85.10		
No30	0.59						
No40	0.42	21.50	3.23	18.13	81.87		
No 50	0.30						
No60	0.25	10.90	1.64	19.77	80.23		
No80	0.18						
No100	0.149	3.90	0.59	20.35	79.65		
No200	0.074	6.10	0.92	21.27	78.73		
BASE		524.60	78.73	100.00	0.00		
TOTAL		666.30	100.00				
% PERDIDA		65.41%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Muestra No. : S2-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia: Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

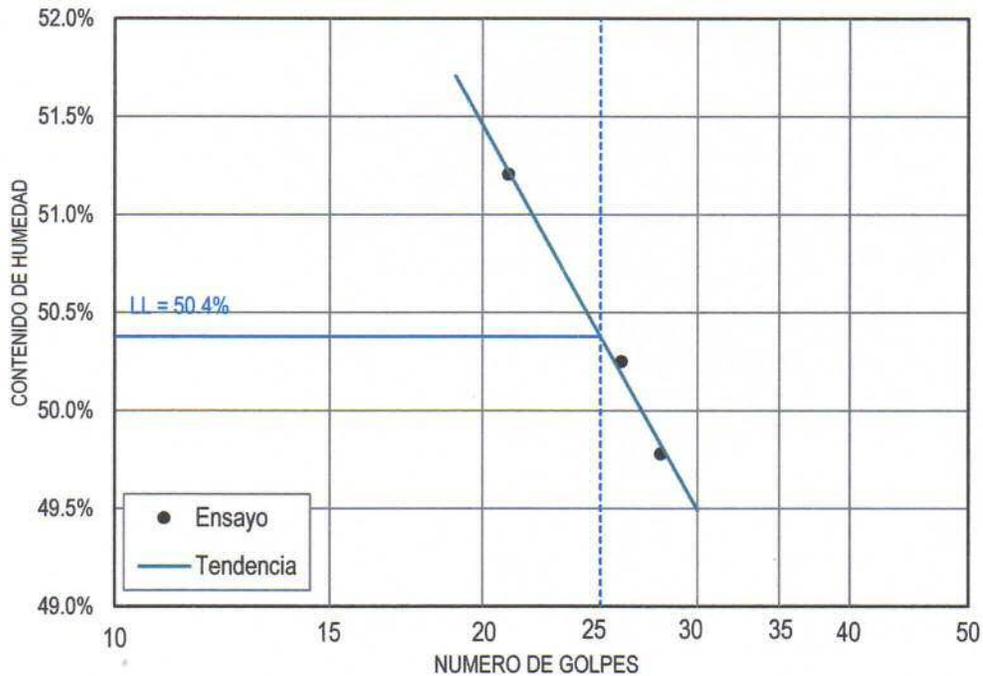
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42.4	41.5	43.2
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	38.58	38.11	39.17
PESO DEL AGUA	gr.	3.82	3.39	4.03
PESO DE CAPSULA	gr.	31.12	31.3	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.46	6.81	8.02
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	51.21%	49.78%	50.25%
NUMERO DE GOLPES	N	21	28	26

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2	
CAPSULA	No	T-04	T-05	
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	12.5	12	
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	11.3	10.9	
PESO DEL AGUA	gr.	1.2	1.1	
PESO DE CAPSULA	gr.	6.25	6.31	
PESO DEL SUELO SECO	gr.	5.05	4.59	
LIMITE PLASTICO	%	23.76%	23.97%	

LIMITE LIQUIDO	50.4%
LIMITE PLASTICO	23.9%
INDICE DE PLASTICIDAD	26.5%

LIMITE LIQUIDO



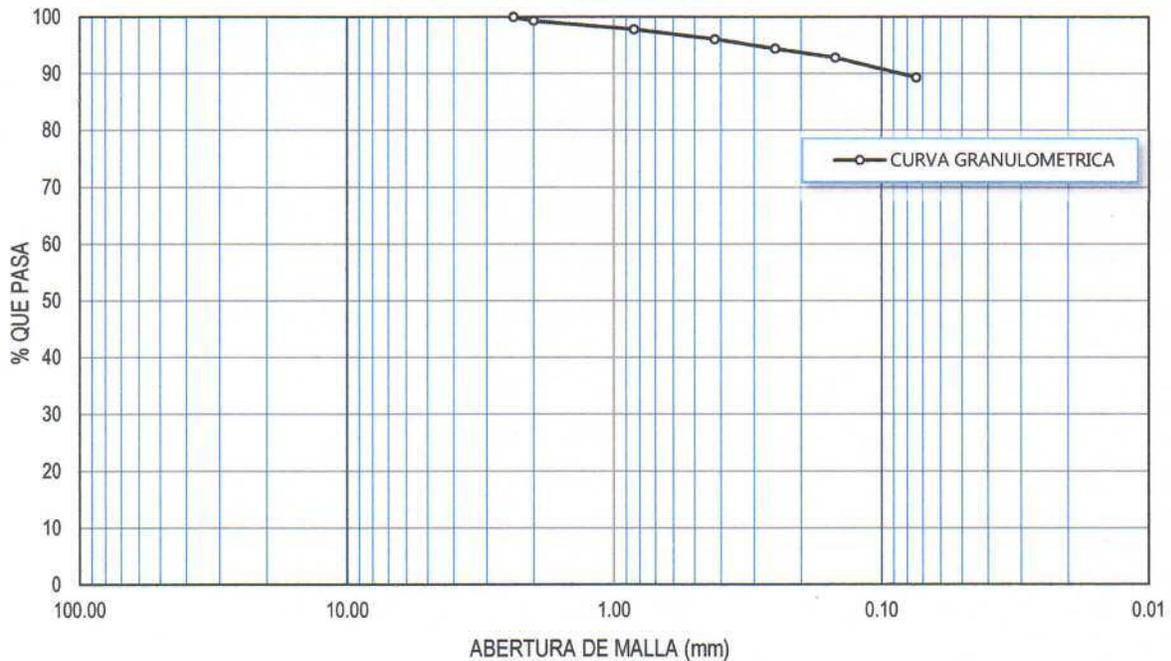
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S2-M2** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av.Costanera - Jr. Túpac Amaru**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 750.20 gr Peso Lavado = 180.20 gr Peso Perdido = 570.00 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 51.5% L.P. = 34.0% I.P. = 17.5% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP Cu = NP Cc = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : OH Arcilla orgánica de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38	0.00	0.00	0.00	100.00		
No10	2.00	5.10	0.68	0.68	99.32		
No16	1.19						
No20	0.84	11.50	1.53	2.21	97.79		
No30	0.59						
No40	0.42	12.90	1.72	3.93	96.07		
No 50	0.30						
No60	0.25	12.50	1.67	5.60	94.40		
No80	0.18						
No100	0.149	12.00	1.60	7.20	92.80		
No200	0.074	26.20	3.49	10.69	89.31		
BASE		670.00	89.31	100.00	0.00		
TOTAL		750.20	100.00				
% PERDIDA		75.98%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S2-M2

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru

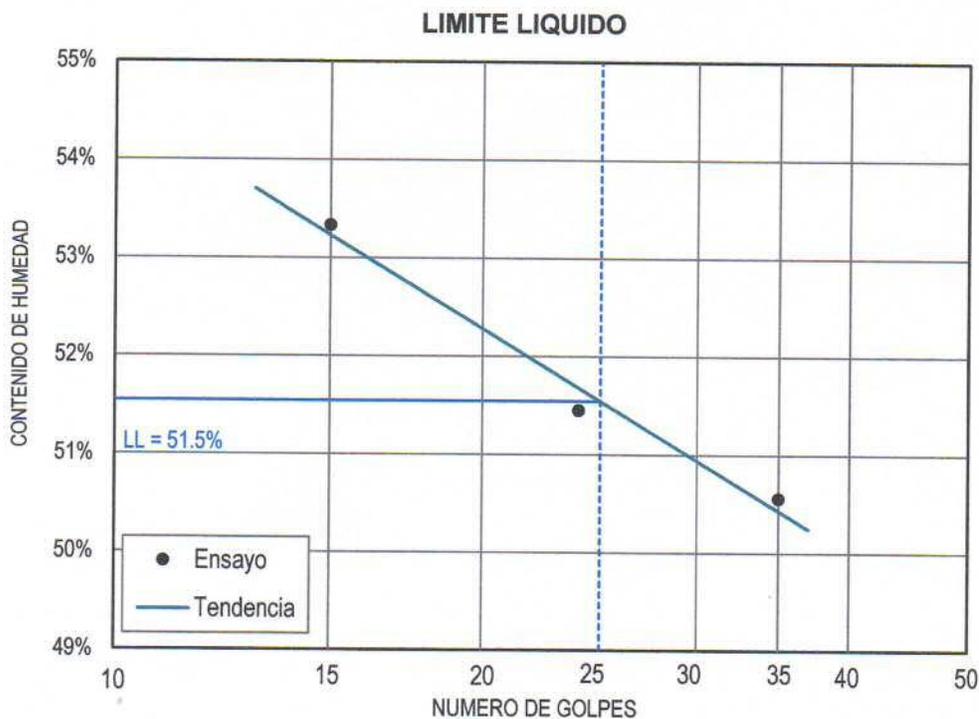
LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	44.6	44.82	46.1
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	40.08	40.21	40.9
PESO DEL AGUA	gr.	4.52	4.61	5.2
PESO DE CAPSULA	gr.	31.14	31.25	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.94	8.96	9.75
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	50.56%	51.45%	53.33%
NUMERO DE GOLPES	N	35	24	15

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	33.25	32.2
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	30.05	29.2
PESO DEL AGUA	gr.	3.2	3
PESO DE CAPSULA	gr.	20.4	20.60
PESO DEL SUELO SECO	gr.	9.65	8.6
LIMITE PLASTICO	%	33.16%	34.88%

LIMITE LIQUIDO	51.5%
LIMITE PLASTICO	34.0%
INDICE DE PLASTICIDAD	17.5%



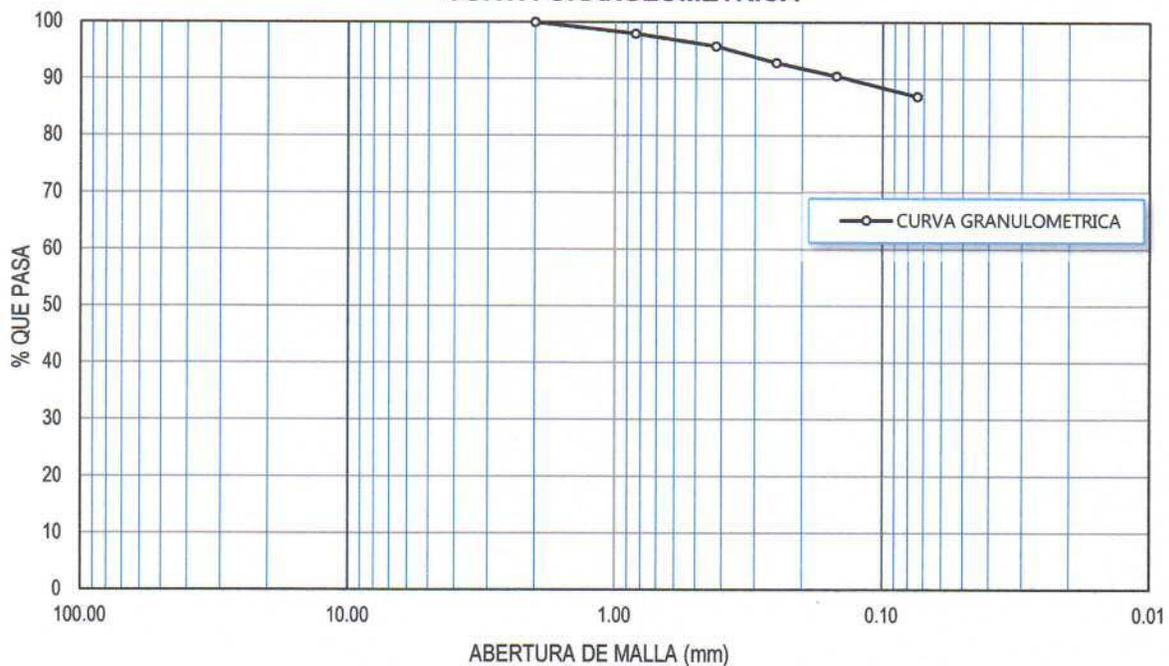
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S2-M3** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 425.90 gr Peso Lavado = 89.50 gr Peso Perdido = 336.40 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 53.4% L.P. = 26.9% I.P. = 26.6% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP Cu = NP Cc = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38						
No10	2.00	0.00	0.00	0.00	100.00		
No16	1.19						
No20	0.84	8.60	2.02	2.02	97.98		
No30	0.59						
No40	0.42	9.30	2.18	4.20	95.80		
No 50	0.30						
No60	0.25	12.50	2.93	7.14	92.86		
No80	0.18						
No100	0.149	10.00	2.35	9.49	90.51		
No200	0.074	15.40	3.62	13.10	86.90		
BASE		370.10	86.90	100.00	0.00		
TOTAL		425.90	100.00				
% PERDIDA		78.99%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S2-M3

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

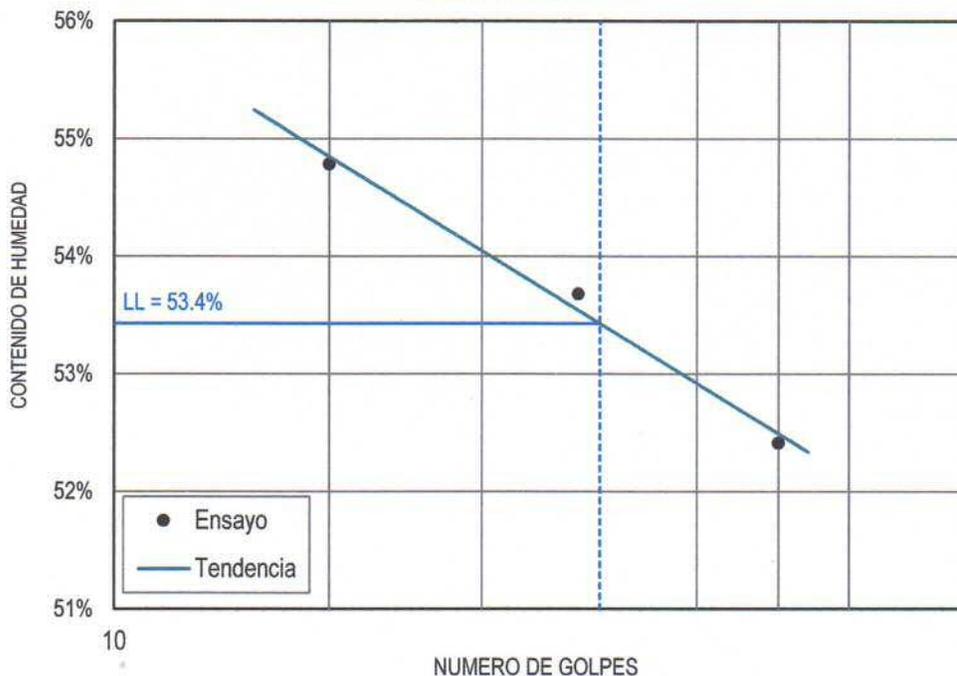
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42.62	43.94	42.26
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	38.61	39.6	38.31
PESO DEL AGUA	gr.	4.01	4.34	3.95
PESO DE CAPSULA	gr.	31.14	31.32	31.1
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.47	8.28	7.21
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	53.68%	52.42%	54.79%
NUMERO DE GOLPES	N	24	35	15

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	31.15	30.62
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	28.85	28.5
PESO DEL AGUA	gr.	2.3	2.12
PESO DE CAPSULA	gr.	20.35	20.55
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.5	7.95
LIMITE PLASTICO	%	27.06%	26.67%

LIMITE LIQUIDO	53.4%
LIMITE PLASTICO	26.9%
INDICE DE PLASTICIDAD	26.6%

LIMITE LIQUIDO



Ensayo No. : **S2-M1**

Realizado por : **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru**

Altura (cm)	2.50
Diámetro (cm)	5.00
Humedad (%)	26.2
Area (cm ²)	19.60
Densidad seca (g/cm ³)	1.356

Peso (gr)	84.00
Densidad húmeda (g/cm ³)	1.71
Velocidad carga (mm/min)	0.50
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Indicado
Constante del anillo	0.14320

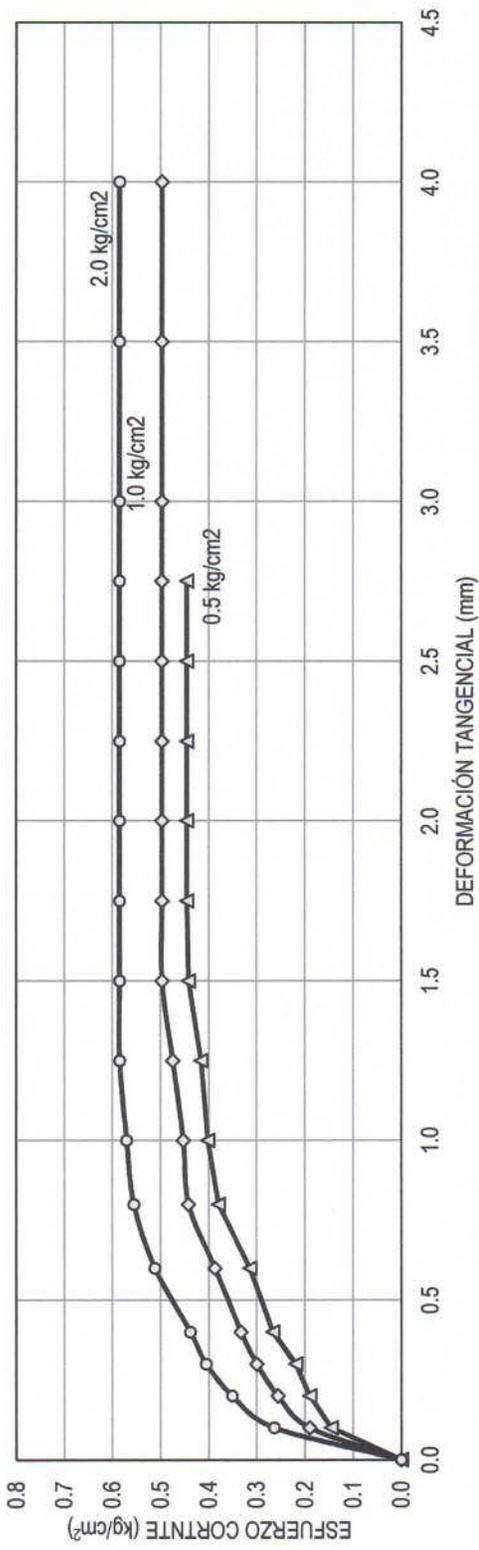
ENSAYO No.1: $\sigma_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 2.0 \text{ kg/cm}^2$			
Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	20.00	2.86	0.15	0.10	26.00	3.72	0.19	0.10	36.00	5.16	0.26
0.20	26.00	3.72	0.19	0.20	35.00	5.01	0.26	0.20	48.00	6.87	0.35
0.30	30.00	4.30	0.22	0.30	41.00	5.87	0.30	0.30	55.50	7.95	0.41
0.40	36.50	5.23	0.27	0.40	45.50	6.52	0.33	0.40	60.00	8.59	0.44
0.60	43.00	6.16	0.31	0.60	53.00	7.59	0.39	0.60	70.00	10.02	0.51
0.80	52.00	7.45	0.38	0.80	60.50	8.66	0.44	0.80	76.00	10.88	0.56
1.00	55.00	7.88	0.40	1.00	62.00	8.88	0.45	1.00	78.00	11.17	0.57
1.25	57.00	8.16	0.42	1.25	65.00	9.31	0.47	1.25	80.00	11.46	0.58
1.50	60.50	8.66	0.44	1.50	68.00	9.74	0.50	1.50	80.00	11.46	0.58
1.75	61.00	8.74	0.45	1.75	68.00	9.74	0.50	1.75	80.00	11.46	0.58
2.00	61.00	8.74	0.45	2.00	68.00	9.74	0.50	2.00	80.00	11.46	0.58
2.25	61.00	8.74	0.45	2.25	68.00	9.74	0.50	2.25	80.00	11.46	0.58
2.50	61.00	8.74	0.45	2.50	68.00	9.74	0.50	2.50	80.00	11.46	0.58
2.75	61.00	8.74	0.45	2.75	68.00	9.74	0.50	2.75	80.00	11.46	0.58
				3.00	68.00	9.74	0.50	3.00	80.00	11.46	0.58
				3.50	68.00	9.74	0.50	3.50	80.00	11.46	0.58
				4.00	68.00	9.74	0.50	4.00	80.00	11.46	0.58

Ensayo No.: **S2-M1**

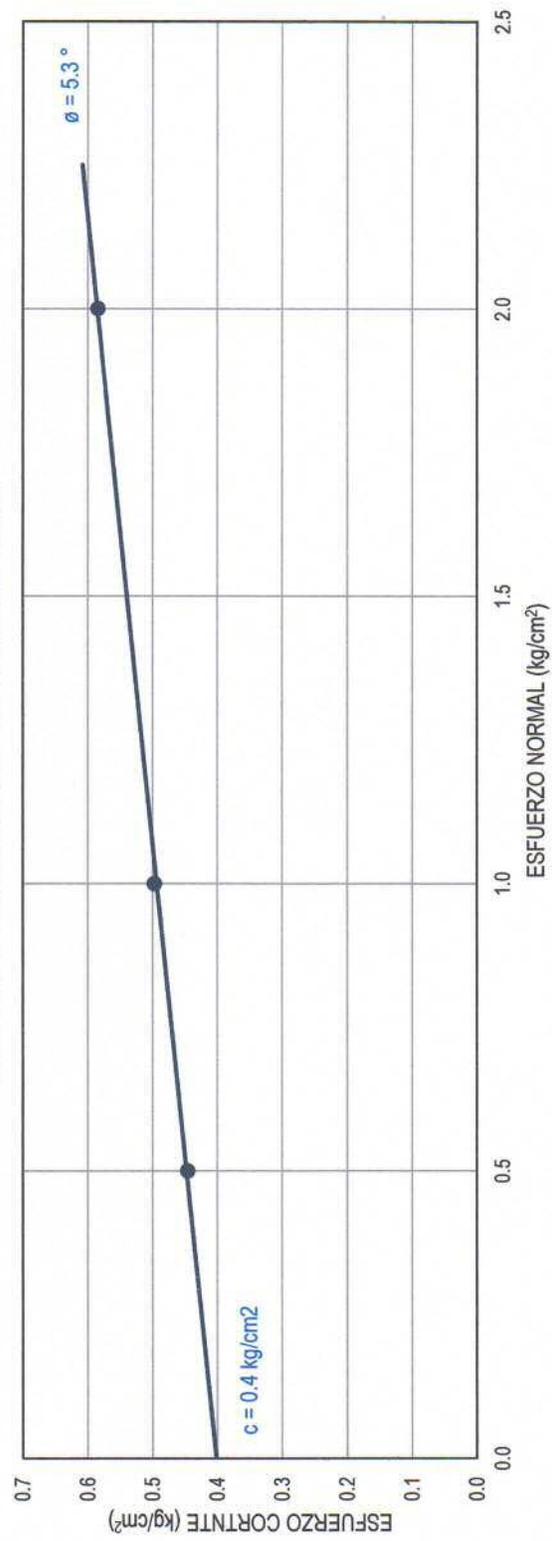
Realizado por: **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Jr. Túpac Amaru**

DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs ESFUERZO CORTANTE



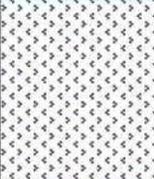
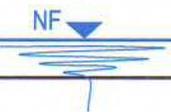
ESFUERZO CORTANTE vs ESFUERZO NORMAL



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Sondeo No.: S-3

Procedencia: Av. Costanera esquina con Jr. Banchemo Rossi. Puno, Perú.

Profundidad <i>m</i>	Muestra	Símbolo	Descripción de la suelo	Clasificación <i>SUCS</i>
 1.00 m 2.00 m 3.00 m 4.00 m 5.00 m 6.00 m 7.00 m	---		Relleno superficial compuesto por material limo arenoso con partículas de grava, contaminado con materia orgánica. <div style="text-align: center;">  </div>	MS
	M-1		Arcilla limosa orgánica, de color negrusco, y en su parte inferior de color plomo oscuro a negro, de consistencia muy blanda, con densidad natural baja. (Muestra geotécnica)	OH
	M-2		Arcilla marrón claro, de consistencia media a alta plasticidad. (Muestra geotécnica)	CH
			<i>Continúa el mismo suelo desde la profundidad explorada</i>	

OBSERVACIONES:

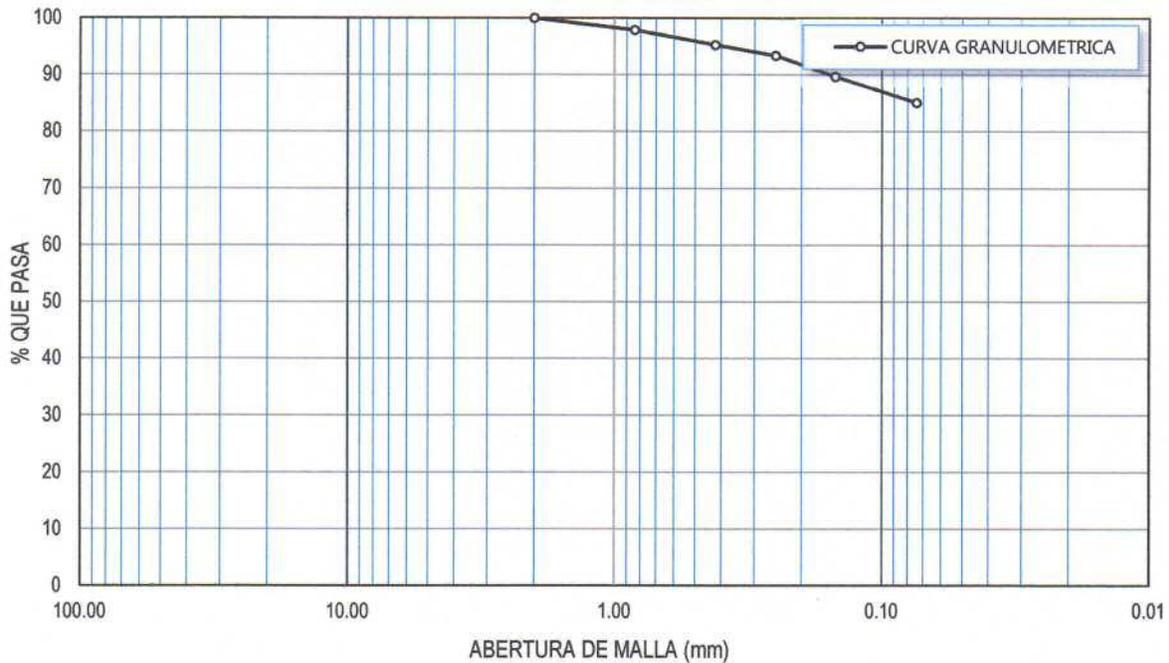
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S3-M1** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av. Costanera - Jr. Banchemo Rossi**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 666.30 gr Peso Lavado = 580.80 gr Peso Perdido = 85.50 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 57.6% L.P. = 30.9% I.P. = 26.7% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : OH Arcilla orgánica de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38						
No10	2.00	0.00	0.00	0.00	100.00		
No16	1.19						
No20	0.84	12.50	2.10	2.10	97.90		
No30	0.59						
No40	0.42	15.60	2.62	4.72	95.28		
No 50	0.30						
No60	0.25	11.20	1.88	6.61	93.39		
No80	0.18						
No100	0.149	22.10	3.71	10.32	89.68		
No200	0.074	27.30	4.59	14.91	85.09		
BASE		506.30	85.09	100.00	0.00		
TOTAL		595.00	100.00				
% PERDIDA		12.83%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Muestra No. : S3-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia: Av.Costanera - Jr. Bancho Rossi

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

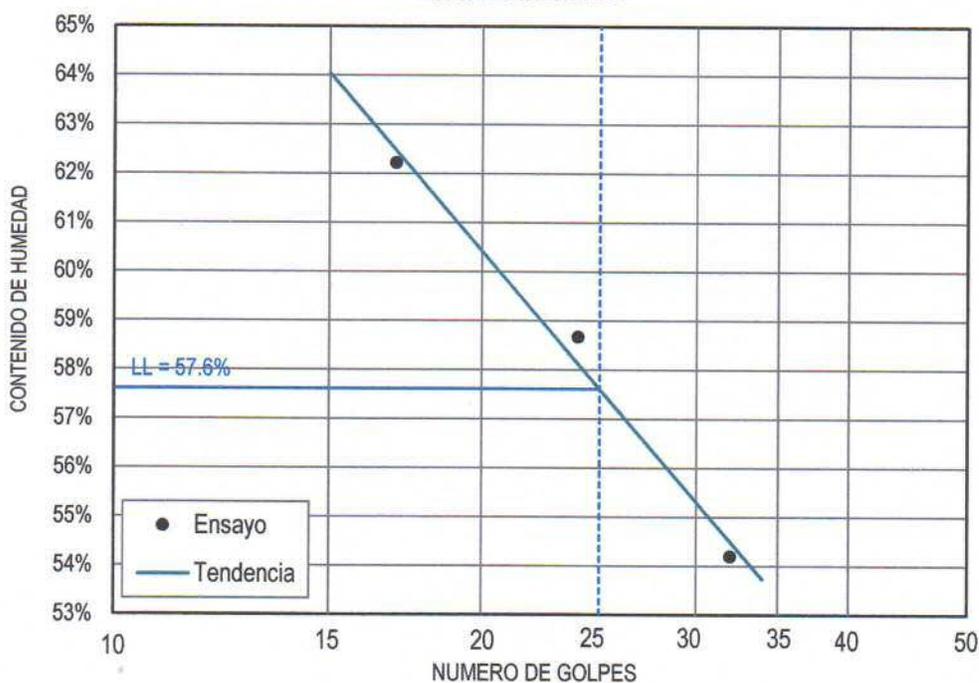
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42.5	43.1	42.1
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	38.5	38.7	37.9
PESO DEL AGUA	gr.	4	4.4	4.2
PESO DE CAPSULA	gr.	31.12	31.2	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.38	7.5	6.75
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	54.20%	58.67%	62.22%
NUMERO DE GOLPES	N	32	24	17

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	12.1	12.1
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	10.7	10.75
PESO DEL AGUA	gr.	1.4	1.35
PESO DE CAPSULA	gr.	6.25	6.31
PESO DEL SUELO SECO	gr.	4.45	4.44
LIMITE PLASTICO	%	31.46%	30.41%

LIMITE LIQUIDO	57.6%
LIMITE PLASTICO	30.9%
INDICE DE PLASTICIDAD	26.7%

LIMITE LIQUIDO



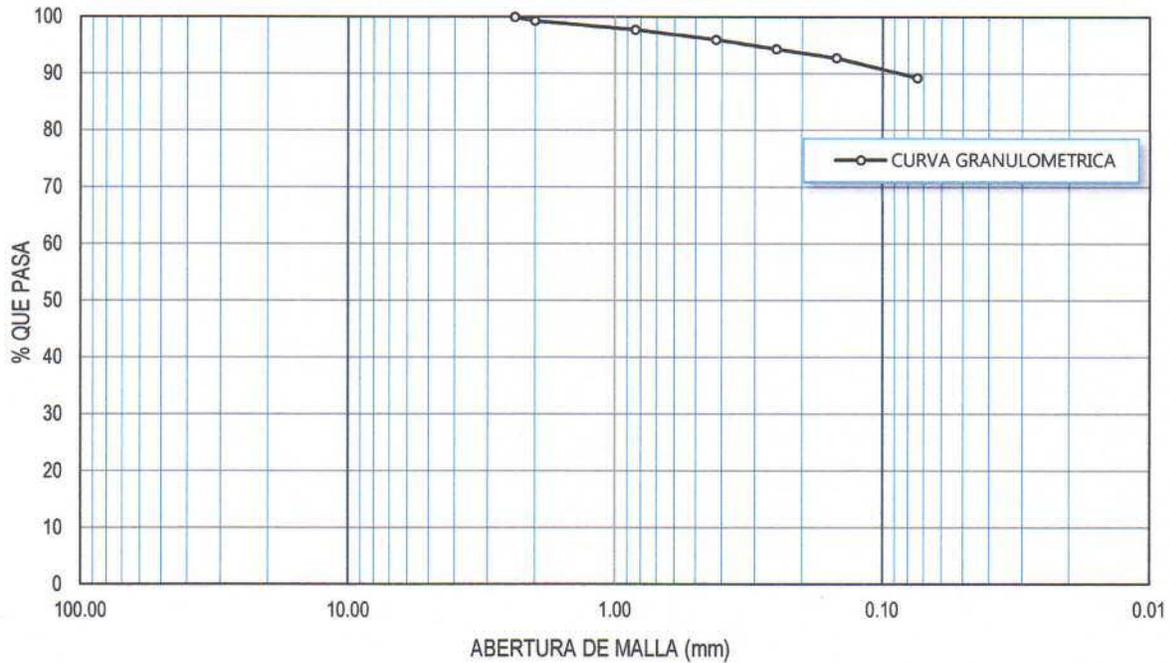
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MECÁNICO

Muestra N°: S3-M2 Realizado por Samuel Laura Huanca

Procedencia de la muestra : Av.Costanera - Jr. Banchemo Rossi

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 750.20 gr Peso Lavado = 710.00 gr Peso Perdido = 40.20 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 51.3% L.P. = 25.5% I.P. = 25.8% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38	0.00	0.00	0.00	100.00		
No10	2.00	5.00	0.67	0.67	99.33		
No16	1.19						
No20	0.84	12.00	1.60	2.26	97.74		
No30	0.59						
No40	0.42	12.90	1.72	3.98	96.02		
No 50	0.30						
No60	0.25	12.50	1.67	5.65	94.35		
No80	0.18						
No100	0.149	12.00	1.60	7.25	92.75		
No200	0.074	26.20	3.49	10.74	89.26		
BASE		670.00	89.26	100.00	0.00		
TOTAL		750.60	100.00				
% PERDIDA		5.36%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S3-M2

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Jr. Banchemo Rossi

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

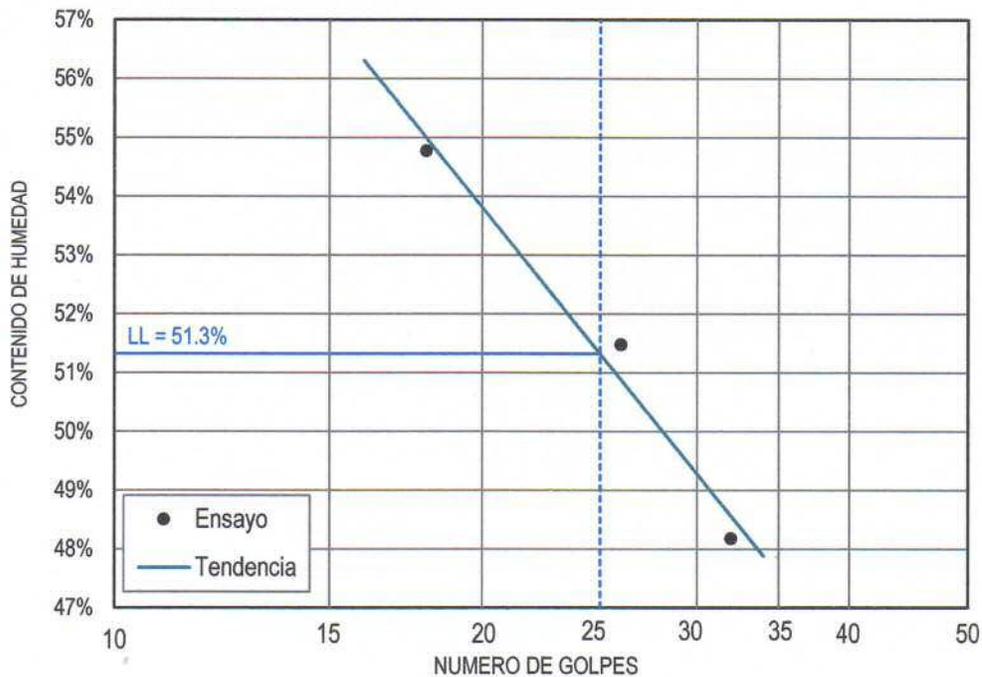
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	47.5	49.2	55.5
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	42.2	43.1	46.9
PESO DEL AGUA	gr.	5.3	6.1	8.6
PESO DE CAPSULA	gr.	31.2	31.25	31.2
PESO DEL SUELO SECO	gr.	11	11.85	15.7
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	48.18%	51.48%	54.78%
NUMERO DE GOLPES	N	32	26	18

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2	
CAPSULA	No	T-04	T-05	
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	34.1	30.3	
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	31.35	28.3	
PESO DEL AGUA	gr.	2.75	2	
PESO DE CAPSULA	gr.	20.4	20.60	
PESO DEL SUELO SECO	gr.	10.95	7.7	
LIMITE PLASTICO	%	25.11%	25.97%	

LIMITE LIQUIDO	51.3%
LIMITE PLASTICO	25.5%
INDICE DE PLASTICIDAD	25.8%

LIMITE LIQUIDO



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Ensayo No. : **S3-M2**

Realizado por : **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av. Costanera - Jr. Banchemo Rossi**

Altura (cm)	2.50
Diametro (cm)	5.00
Humedad (%)	26.2
Area (cm ²)	19.60
Densidad seca (g/cm ³)	1.356

Peso (gr)	84.00
Densidad humeda (g/cm ³)	1.71
Velocidad carga (mm/min)	0.50
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Indicado
Constante del anillo	0.14320

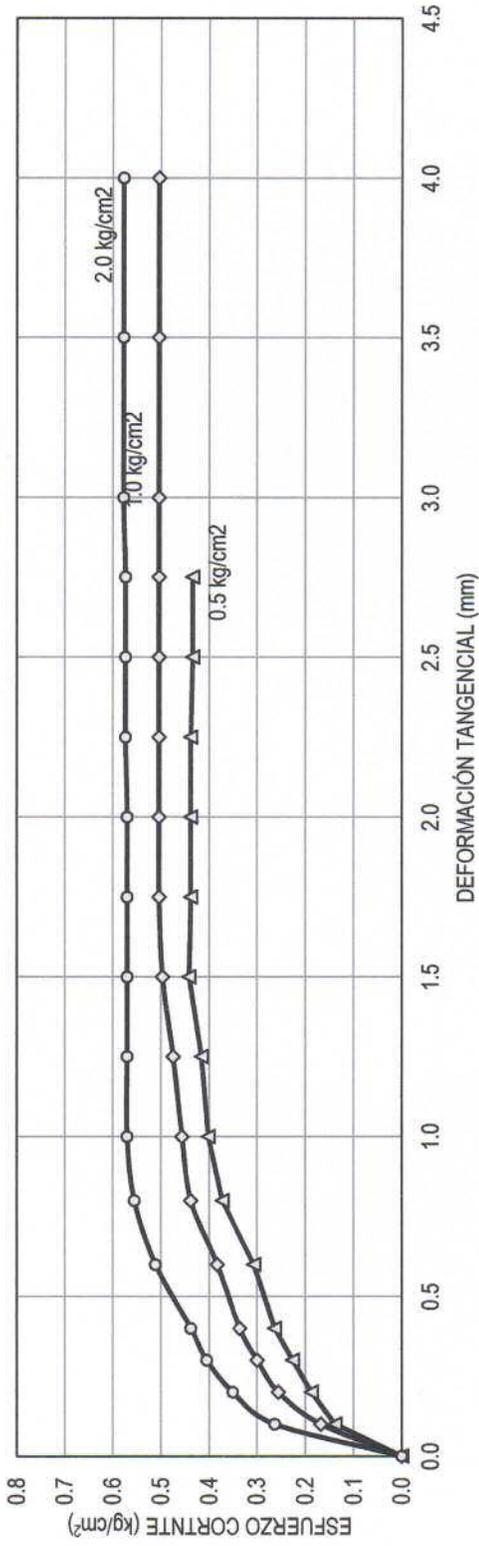
ENSAYO No.1: $\sigma_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 2.0 \text{ kg/cm}^2$			
Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	19.00	2.72	0.14	0.10	23.00	3.29	0.17	0.10	36.00	5.16	0.26
0.20	25.70	3.68	0.19	0.20	35.00	5.01	0.26	0.20	48.00	6.87	0.35
0.30	31.00	4.44	0.23	0.30	41.00	5.87	0.30	0.30	55.50	7.95	0.41
0.40	36.00	5.16	0.26	0.40	46.00	6.59	0.34	0.40	60.00	8.59	0.44
0.60	42.00	6.01	0.31	0.60	52.50	7.52	0.38	0.60	70.00	10.02	0.51
0.80	51.00	7.30	0.37	0.80	60.00	8.59	0.44	0.80	76.00	10.88	0.56
1.00	55.00	7.88	0.40	1.00	62.50	8.95	0.46	1.00	78.00	11.17	0.57
1.25	57.00	8.16	0.42	1.25	65.00	9.31	0.47	1.25	78.00	11.17	0.57
1.50	60.50	8.66	0.44	1.50	68.00	9.74	0.50	1.50	78.00	11.17	0.57
1.75	60.00	8.59	0.44	1.75	69.00	9.88	0.50	1.75	78.00	11.17	0.57
2.00	60.00	8.59	0.44	2.00	69.00	9.88	0.50	2.00	78.00	11.17	0.57
2.25	60.00	8.59	0.44	2.25	69.00	9.88	0.50	2.25	78.50	11.24	0.57
2.50	59.50	8.52	0.43	2.50	69.00	9.88	0.50	2.50	78.50	11.24	0.57
2.75	59.50	8.52	0.43	2.75	69.00	9.88	0.50	2.75	78.50	11.24	0.57
				3.00	69.00	9.88	0.50	3.00	79.00	11.31	0.58
				3.50	69.00	9.88	0.50	3.50	79.00	11.31	0.58
				4.00	69.00	9.88	0.50	4.00	79.00	11.31	0.58

Ensayo No.: **S3-M2**

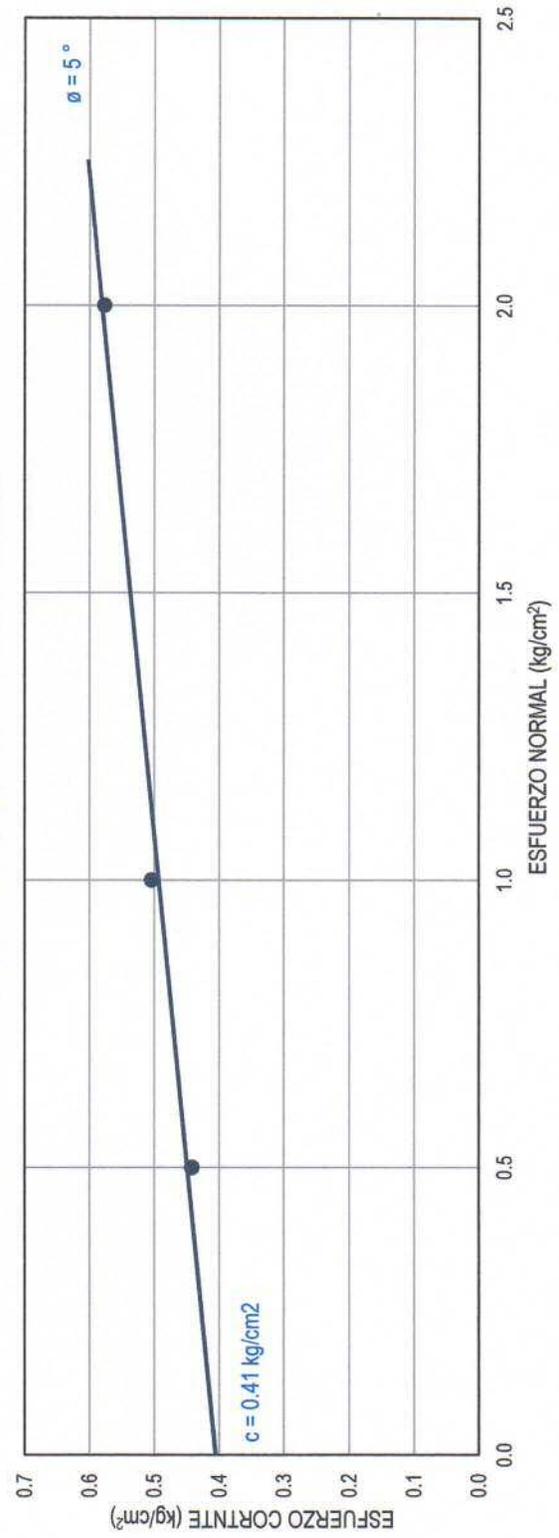
Realizado por: **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Jr. Bancho Rossi**

DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs ESFUERZO CORTANTE



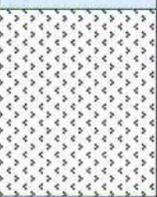
ESFUERZO CORTANTE vs ESFUERZO NORMAL



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Sondeo No.: S-4

Procedencia: Av. Costanera esquina con Jr. Huascarán. Puno, Perú.

Profundidad <i>m</i>	Muestra	Símbolo	Descripción de la suelo	Clasificación <i>SUCS</i>
	---		Relleno superficial compuesto por material limo arenoso con partículas de grava, contaminado con materia orgánica.	MS
1.00 m 2.00 m 3.00 m 4.00 m	M-1		Arcilla limosa altamente orgánica, de color plomo verdoso, y en su parte inferior de color plomo oscuro a negro, de consistencia muy blanda, con densidad natural baja. (Muestra geotécnica)	CH
5.00 m 6.00 m 7.00 m			<i>Continúa el mismo suelo desde la profundidad explorada</i>	



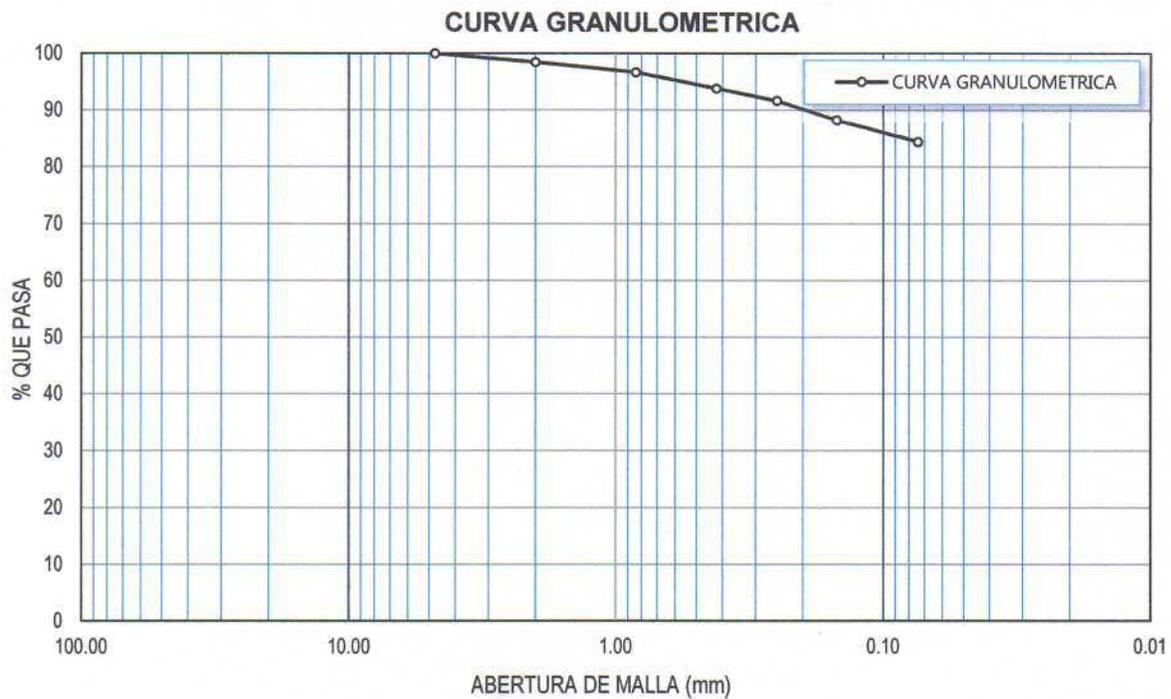
OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S4-M1** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av.Costanera - Jr. Huascarán**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 666.30 gr Peso Lavado = 595.20 gr Peso Perdido = 71.10 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 60.4% L.P. = 29.2% I.P. = 31.2% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP C _u = NP C _c = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76	0.00	0.00	0.00	100.00		
No8	2.38						
No10	2.00	7.00	1.53	1.53	98.47		
No16	1.19						
No20	0.84	8.20	1.80	3.33	96.67		
No30	0.59						
No40	0.42	13.00	2.85	6.18	93.82		
No 50	0.30						
No60	0.25	10.00	2.19	8.37	91.63		
No80	0.18						
No100	0.149	15.50	3.40	11.77	88.23		
No200	0.074	17.50	3.83	15.60	84.40		
BASE		385.20	84.40	100.00	0.00		
TOTAL		456.40	100.00				
% PERDIDA		10.67%					



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Muestra No. : S4-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia: Av. Costanera - Jr. Huascarán

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

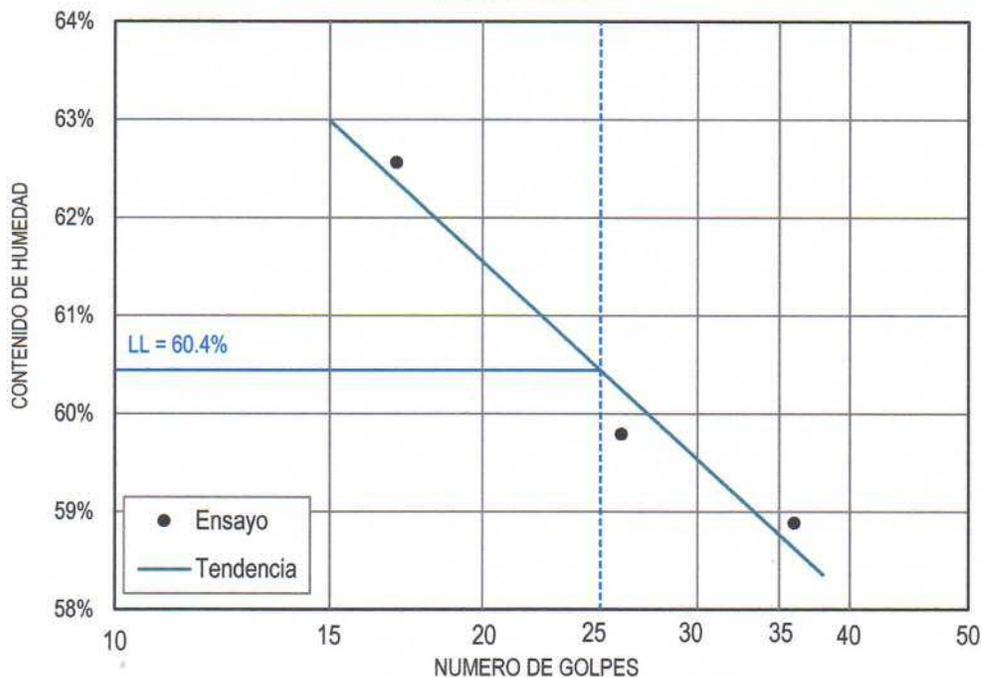
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	46.5	46.8	47
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	40.8	41	40.9
PESO DEL AGUA	gr.	5.7	5.8	6.1
PESO DE CAPSULA	gr.	31.12	31.3	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	9.68	9.7	9.75
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	58.88%	59.79%	62.56%
NUMERO DE GOLPES	N	36	26	17

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	12.5	12
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	11.1	10.7
PESO DEL AGUA	gr.	1.4	1.3
PESO DE CAPSULA	gr.	6.25	6.31
PESO DEL SUELO SECO	gr.	4.85	4.39
LIMITE PLASTICO	%	28.87%	29.61%

LIMITE LIQUIDO	60.4%
LIMITE PLASTICO	29.2%
INDICE DE PLASTICIDAD	31.2%

LIMITE LIQUIDO



Ensayo No.: **S4-M1**

Realizado por: **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Jr. Huascarán**

Altura (cm)	2.50
Diametro (cm)	5.00
Humedad (%)	26.2
Area (cm ²)	19.60
Densidad seca (g/cm ³)	1.356

Peso (gr)	84.00
Densidad humeda (g/cm ³)	1.71
Velocidad carga (mm/min)	0.50
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	Indicado
Constante del anillo	0.14320

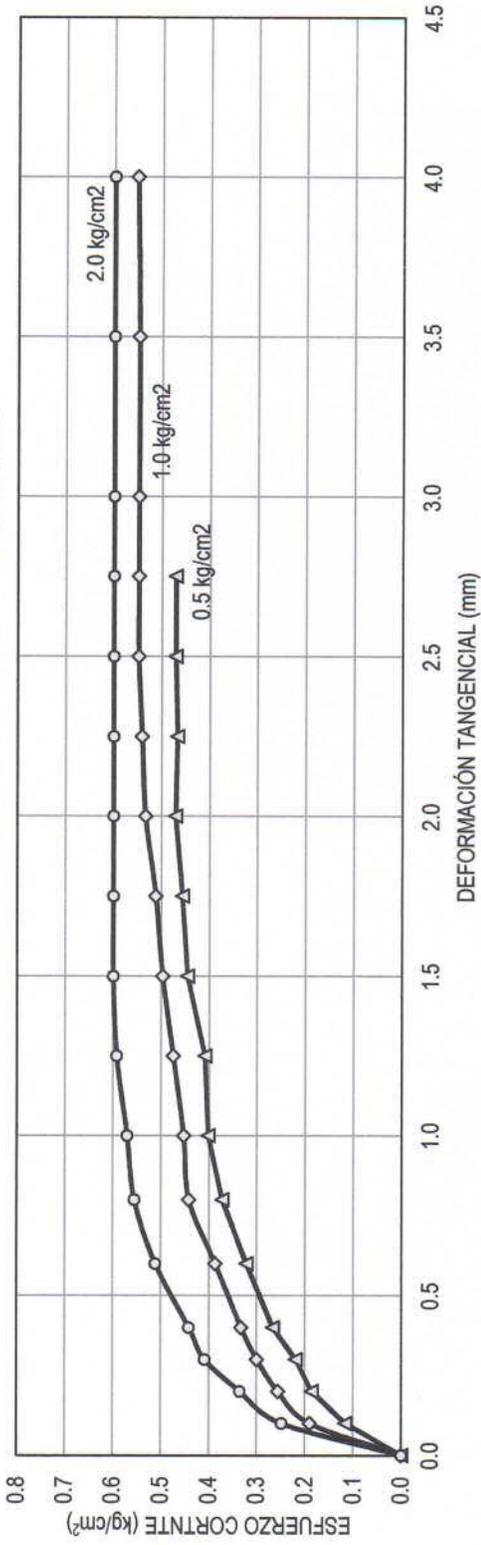
ENSAYO No.1: $\sigma_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$				ENSAYO No.1: $\sigma_v = 2.0 \text{ kg/cm}^2$			
Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2	Deformación tangencial mm	Dial de carga	Fuerza cortante kg	Esfuerzo cortante kg/cm^2
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	16.00	2.29	0.12	0.10	26.00	3.72	0.19	0.10	34.00	4.87	0.25
0.20	25.50	3.65	0.19	0.20	35.00	5.01	0.26	0.20	45.90	6.57	0.34
0.30	30.00	4.30	0.22	0.30	41.00	5.87	0.30	0.30	56.00	8.02	0.41
0.40	36.50	5.23	0.27	0.40	45.50	6.52	0.33	0.40	60.50	8.66	0.44
0.60	44.00	6.30	0.32	0.60	53.00	7.59	0.39	0.60	70.00	10.02	0.51
0.80	51.00	7.30	0.37	0.80	60.50	8.66	0.44	0.80	76.00	10.88	0.56
1.00	55.00	7.88	0.40	1.00	62.00	8.88	0.45	1.00	78.00	11.17	0.57
1.25	56.00	8.02	0.41	1.25	65.00	9.31	0.47	1.25	81.00	11.60	0.59
1.50	61.00	8.74	0.45	1.50	68.00	9.74	0.50	1.50	82.00	11.74	0.60
1.75	62.50	8.95	0.46	1.75	70.00	10.02	0.51	1.75	82.00	11.74	0.60
2.00	64.50	9.24	0.47	2.00	73.00	10.45	0.53	2.00	82.00	11.74	0.60
2.25	64.00	9.16	0.47	2.25	74.00	10.60	0.54	2.25	82.00	11.74	0.60
2.50	64.50	9.24	0.47	2.50	75.00	10.74	0.55	2.50	82.00	11.74	0.60
2.75	64.50	9.24	0.47	2.75	75.00	10.74	0.55	2.75	82.00	11.74	0.60
				3.00	75.00	10.74	0.55	3.00	82.00	11.74	0.60
				3.50	75.00	10.74	0.55	3.50	82.00	11.74	0.60
				4.00	75.50	10.81	0.55	4.00	82.00	11.74	0.60

Ensayo No.: S4-M1

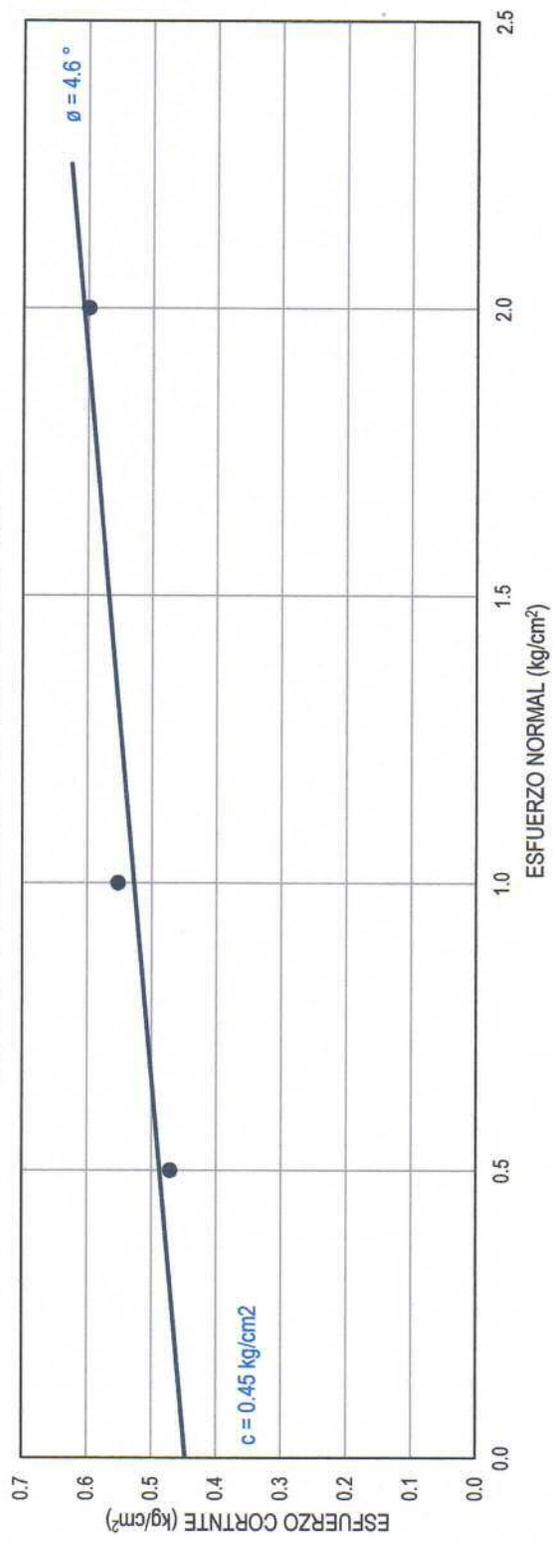
Realizado por: Samuel Laura Huanca

Procedencia de la muestra: Av. Costanera - Jr. Huascarán

DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs ESFUERZO CORTANTE



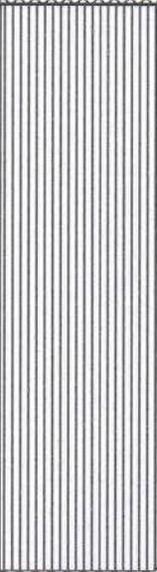
ESFUERZO CORTANTE vs ESFUERZO NORMAL



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Sondeo No.: S-5

Procedencia: Av. Costanera esquina con Av. Primavera. Puno, Perú.

Profundidad <i>m</i>	Muestra	Símbolo	Descripción de la suelo	Clasificación <i>SUCS</i>
	---		Relleno superficial de material de deshecho de construcciones y basura. N.F. 	Relleno
1.00 m 2.00 m 3.00 m	M-1		Arcilla limosa altamente orgánica, de color marrón oscuro, y en su de consistencia muy blanda y baja densidad natural. (Muestra geotécnica)	CH
4.00 m	M-2		Limo orgánico plástico, de color marron oscuro a negro, de media a alta compresibilidad.	OH
5.00 m 6.00 m 7.00 m			<i>Continúa el mismo suelo desde la profundidad explorada</i>	

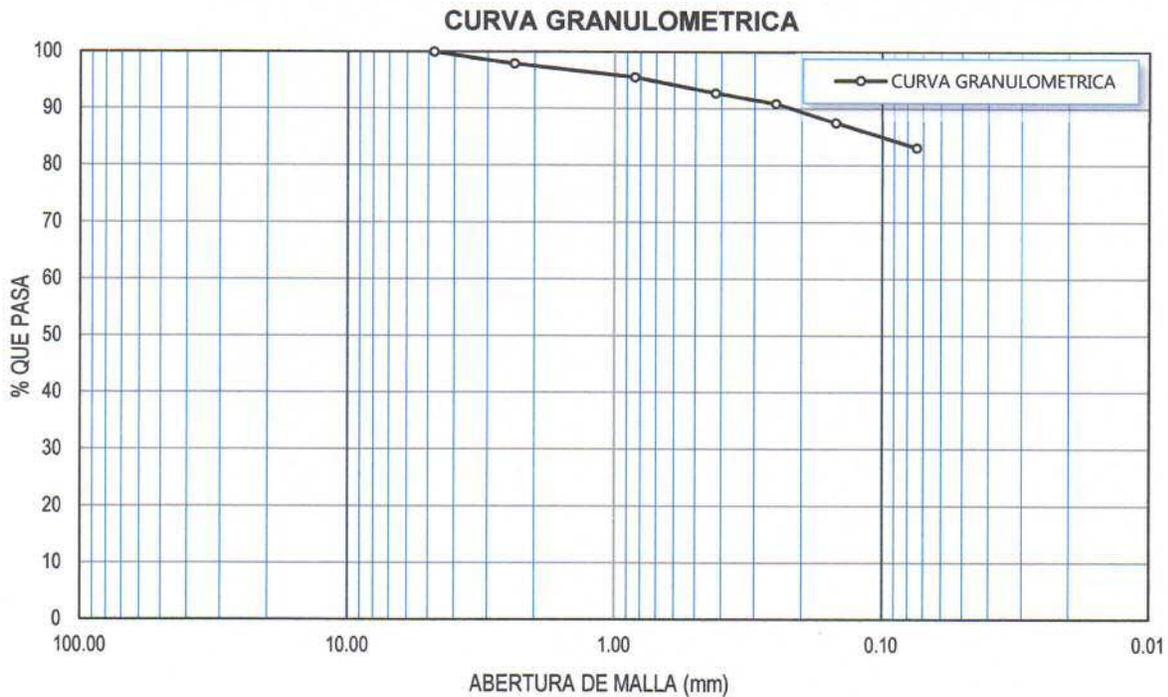
OBSERVACIONES:

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S5-M1** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Av. Primavera**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 411.00 gr Peso Lavado = 330.00 gr Peso Perdido = 81.00 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 60.5% L.P. = 23.9% I.P. = 36.6% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP Cu = NP Cc = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : CH Arcilla de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76	0.00	0.00	0.00	100.00		
No8	2.38	8.50	2.07	2.07	97.93		
No10	2.00						
No16	1.19						
No20	0.84	9.80	2.38	4.45	95.55		
No30	0.59						
No40	0.42	11.60	2.82	7.26	92.74		
No 50	0.30						
No60	0.25	7.50	1.82	9.09	90.91		
No80	0.18						
No100	0.149	13.90	3.38	12.46	87.54		
No200	0.074	18.20	4.42	16.89	83.11		
BASE		342.10	83.11	100.00	0.00		
TOTAL		411.60	100.00				
% PERDIDA		19.71%					



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Muestra No. : S5-M1

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia: Av. Costanera - Av. Primavera

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

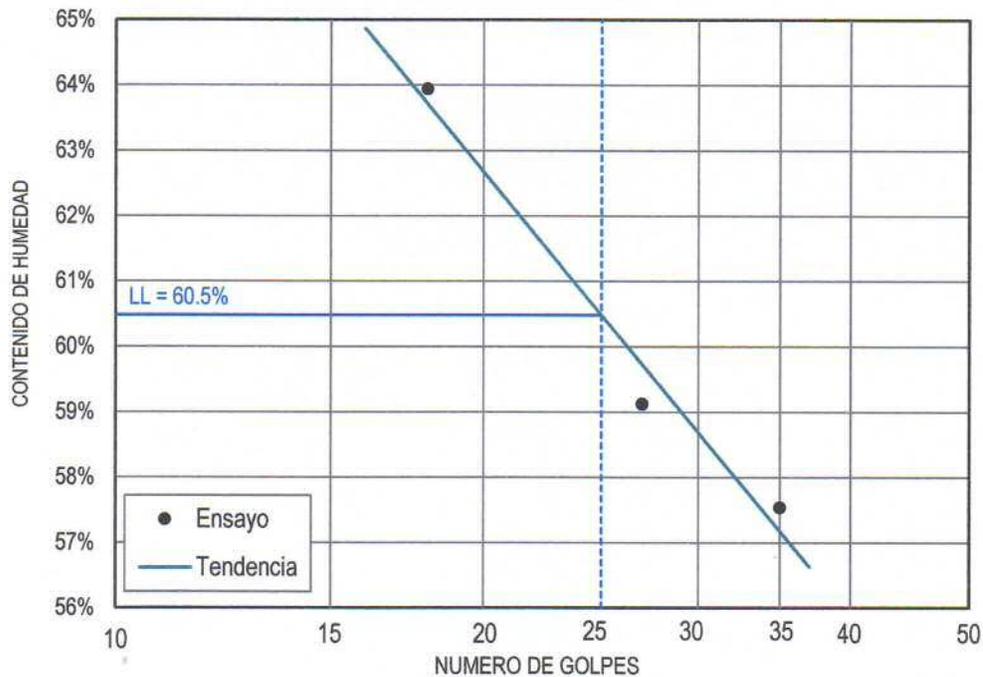
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42.4	41.5	43.2
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	38.28	37.71	38.5
PESO DEL AGUA	gr.	4.12	3.79	4.7
PESO DE CAPSULA	gr.	31.12	31.3	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	7.16	6.41	7.35
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	57.54%	59.13%	63.95%
NUMERO DE GOLPES	N	35	27	18

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	12.5	12
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	11.3	10.9
PESO DEL AGUA	gr.	1.2	1.1
PESO DE CAPSULA	gr.	6.25	6.31
PESO DEL SUELO SECO	gr.	5.05	4.59
LIMITE PLASTICO	%	23.76%	23.97%

LIMITE LIQUIDO	60.5%
LIMITE PLASTICO	23.9%
INDICE DE PLASTICIDAD	36.6%

LIMITE LIQUIDO



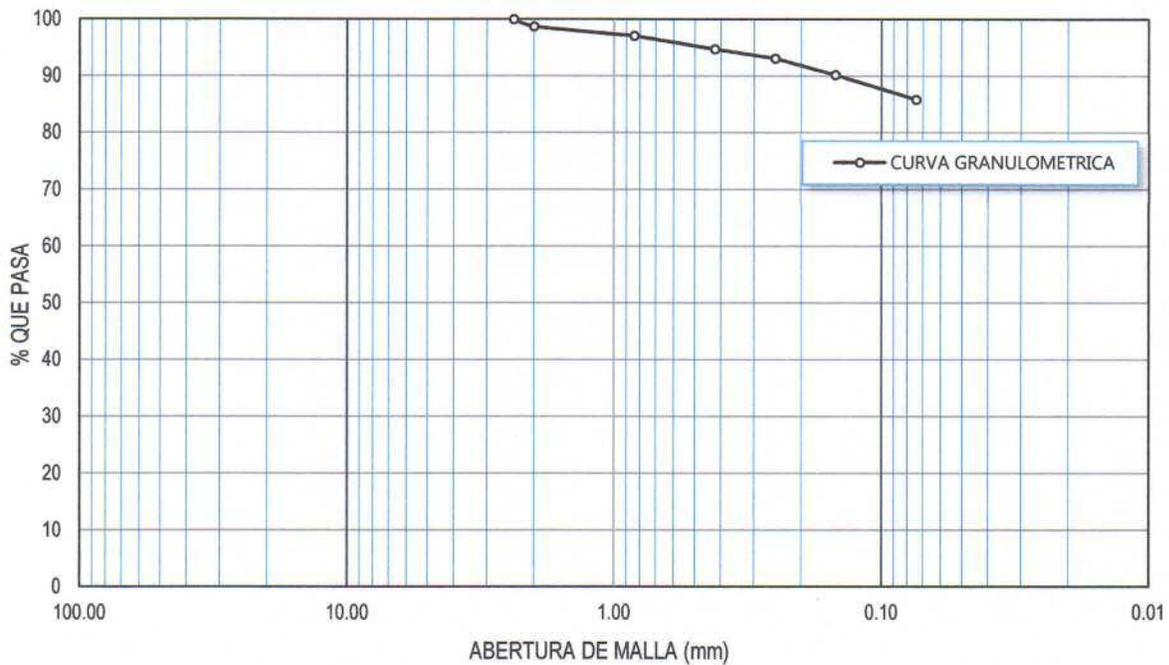
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMETRICO MECÁNICO

Muestra N°: **S5-M2** Realizado por **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra : **Av. Costanera - Av. Primavera**

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3 "	76.20						PESOS DE MUESTRA Peso Inicial = 628.50 gr Peso Lavado = 553.90 gr Peso Perdido = 74.60 gr LIMITES DE CONSISTENCIA L.L. = 51.5% L.P. = 31.8% I.P. = 19.7% CARACT. GRANULOMETRICAS D ₁₀ = NP D ₃₀ = NP D ₆₀ = NP Cu = NP Cc = NP CLASIFICACION DEL SUELO S.U.C.S. : OH Arcilla orgánica de alta plasticidad Obs. :
2 1/2 "	63.50						
2 "	50.80						
1 1/2 "	38.10						
1 "	25.40						
3/4 "	19.05						
1/2 "	12.70						
3/8 "	9.53						
1/4 "	6.35						
No4	4.76						
No8	2.38	0.00	0.00	0.00	100.00		
No10	2.00	7.00	1.26	1.26	98.74		
No16	1.19						
No20	0.84	9.20	1.66	2.92	97.08		
No30	0.59						
No40	0.42	13.00	2.35	5.27	94.73		
No 50	0.30						
No60	0.25	9.00	1.62	6.90	93.10		
No80	0.18						
No100	0.149	16.20	2.92	9.82	90.18		
No200	0.074	24.00	4.33	14.15	85.85		
BASE		475.50	85.85	100.00	0.00		
TOTAL		553.90	100.00				
% PERDIDA		11.87%					

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYOS DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

Ensayo No. : S5-M2

Realizado por : Samuel Laura Huanca

Procedencia : Av. Costanera - Av. Primavera

LIMITE LIQUIDO (ASTM D423)

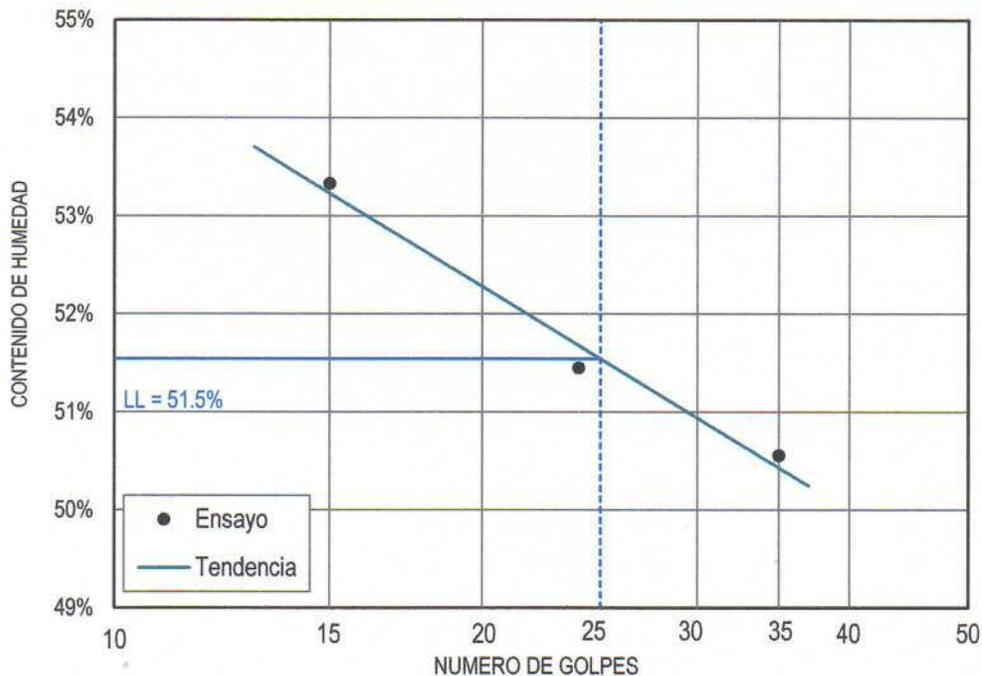
ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-01	T-02	T-03
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	44.6	44.82	46.1
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	40.08	40.21	40.9
PESO DEL AGUA	gr.	4.52	4.61	5.2
PESO DE CAPSULA	gr.	31.14	31.25	31.15
PESO DEL SUELO SECO	gr.	8.94	8.96	9.75
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	50.56%	51.45%	53.33%
NUMERO DE GOLPES	N	35	24	15

LIMITE PLASTICO (ASTM D424)

ENSAYO	No	1	2
CAPSULA	No	T-04	T-05
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	33.25	32.2
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr.	30.15	29.4
PESO DEL AGUA	gr.	3.1	2.8
PESO DE CAPSULA	gr.	20.4	20.60
PESO DEL SUELO SECO	gr.	9.75	8.8
LIMITE PLASTICO	%	31.79%	31.82%

LIMITE LIQUIDO	51.5%
LIMITE PLASTICO	31.8%
INDICE DE PLASTICIDAD	19.7%

LIMITE LIQUIDO

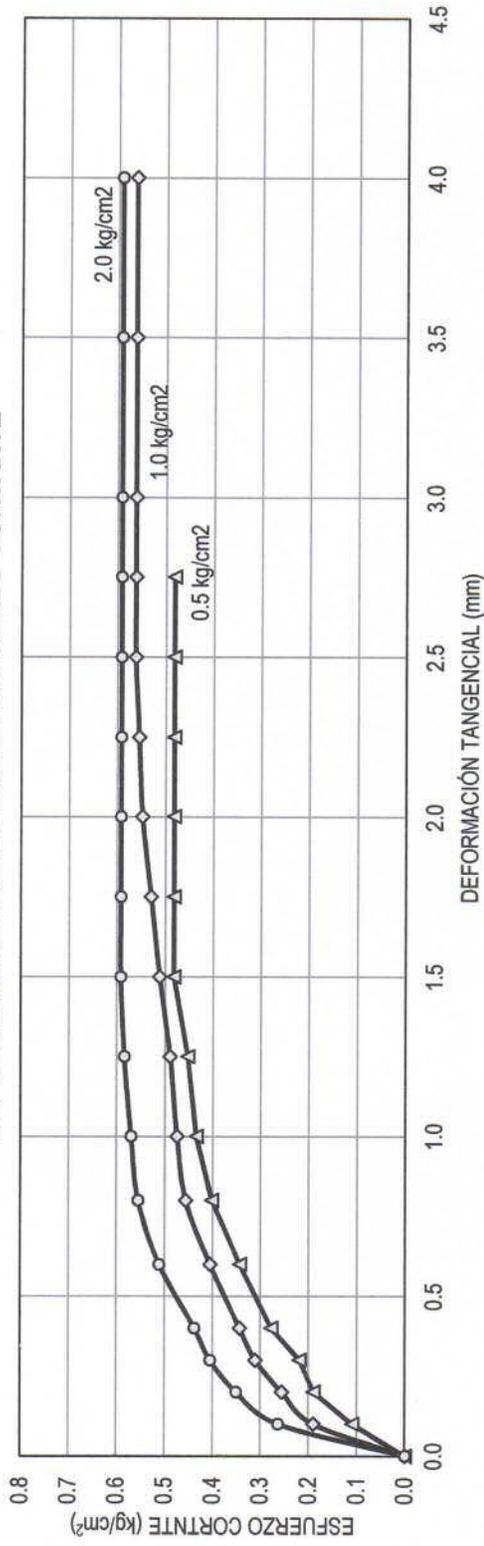


Ensayo No.: **S5-M1**

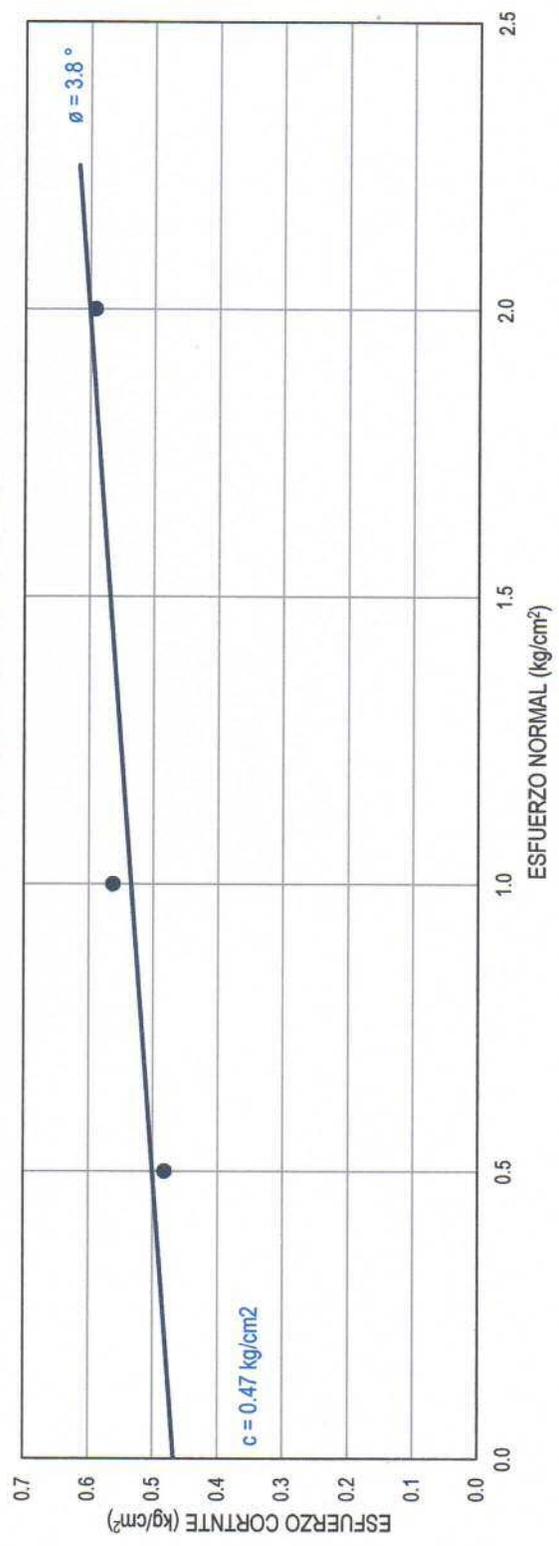
Realizado por: **Samuel Laura Huanca**

Procedencia de la muestra: **Av. Costanera - Av. Primavera**

DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs ESFUERZO CORTANTE



ESFUERZO CORTANTE vs ESFUERZO NORMAL

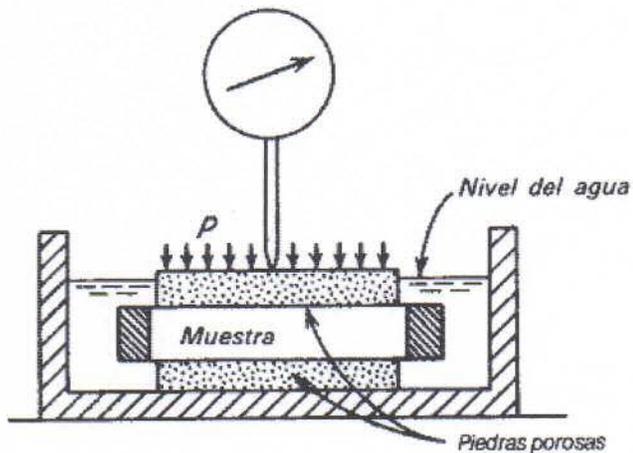


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL - EDMÉTRICO

Ensayo No. : Ed-1 Realizado por Samuel Laura Huanca

Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma

<p>PESO ESPECÍFICO DEL SUELO</p> <p>Temperatura de ensayo, T (°C) = 14 Peso picnómetro + agua a temp. (gr) = 342.3 Peso picnóm.+muestra+agua (gr) = 402.2 Peso muestra seca (gr) = 100.23 Gravedad específica de sólidos, G_s = 2.485</p> <p>DIMENSIONES DEL ANILLO</p> <p>Diam. Int. = 50.8 mm Área, A = 20.3 cm² Altura, H_{an} = 19.7 mm</p> <p>DATOS DEL SUELO H_i = 19.1 mm Gravedad especif., G_s = 2.49 Peso especif. agua, γ_w = 1.00 gr/cm³ Altura teórica sólidos H_s = 8.7 mm</p>	<p>CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO</p> <p>Peso tara + muestra húmeda (gr) = 134.6 Peso tara + muestra seca (gr) = 114.6 Peso de tara, recipiente, (gr) = 68.50 Contenido de humedad, w (%) = 43.4%</p> <p>CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO, ENSAYO</p> <p>Peso anillo + muestra húmeda (gr) = 113.8 Peso anillo + muestra seca (gr) = 99.62 Peso de anillo (gr) = 55.94 Peso del agua, P_w (gr) = 14.18 Peso suelo seco, o sólidos, P_s (gr) = 43.68 Humedad, w (%) = 32.5%</p> <p style="text-align: center;">Constante del dial = 0.01</p> <p style="text-align: right;">Clasificación del suelo : CH</p>
---	--



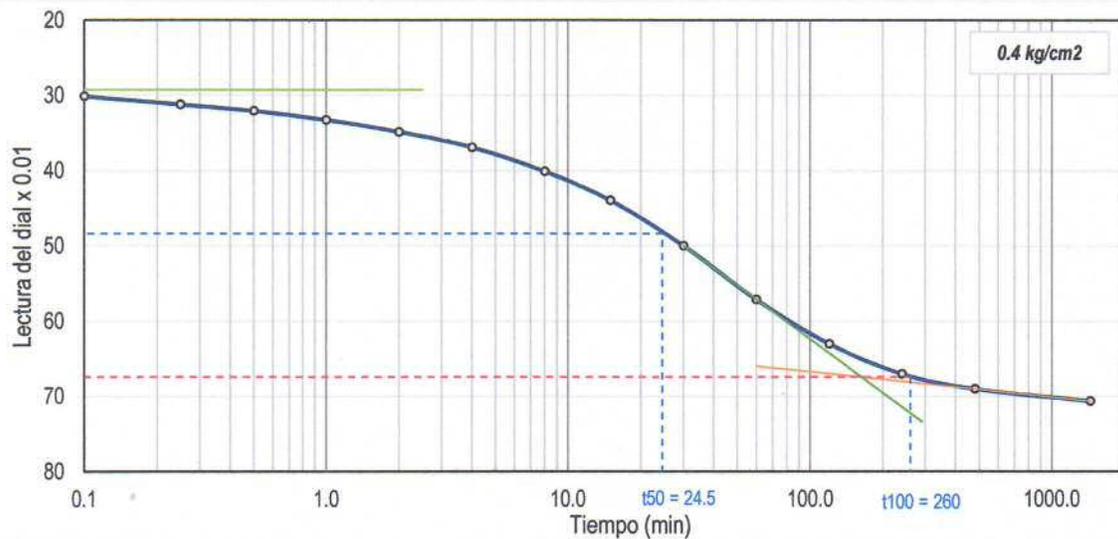
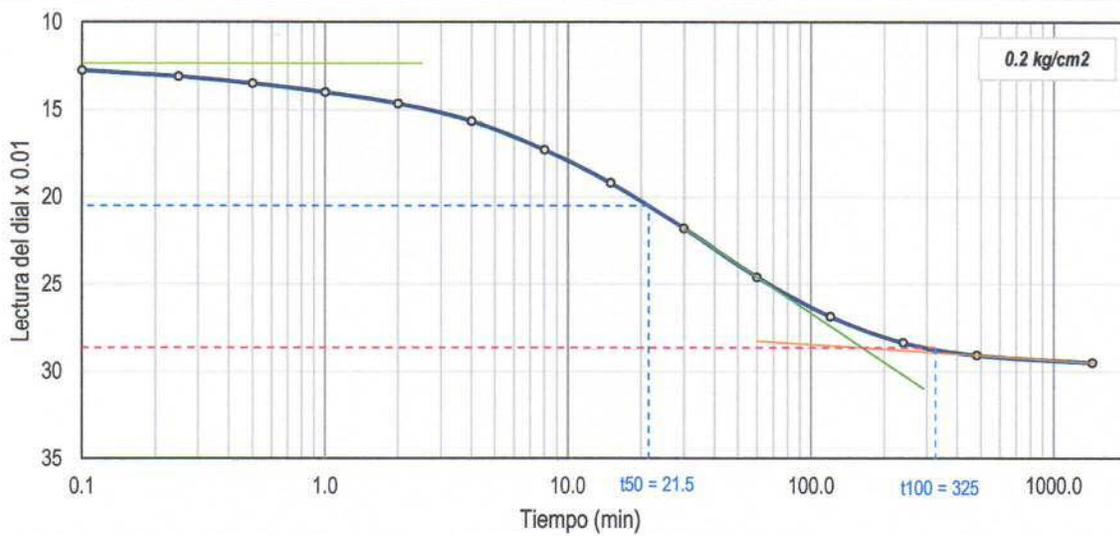
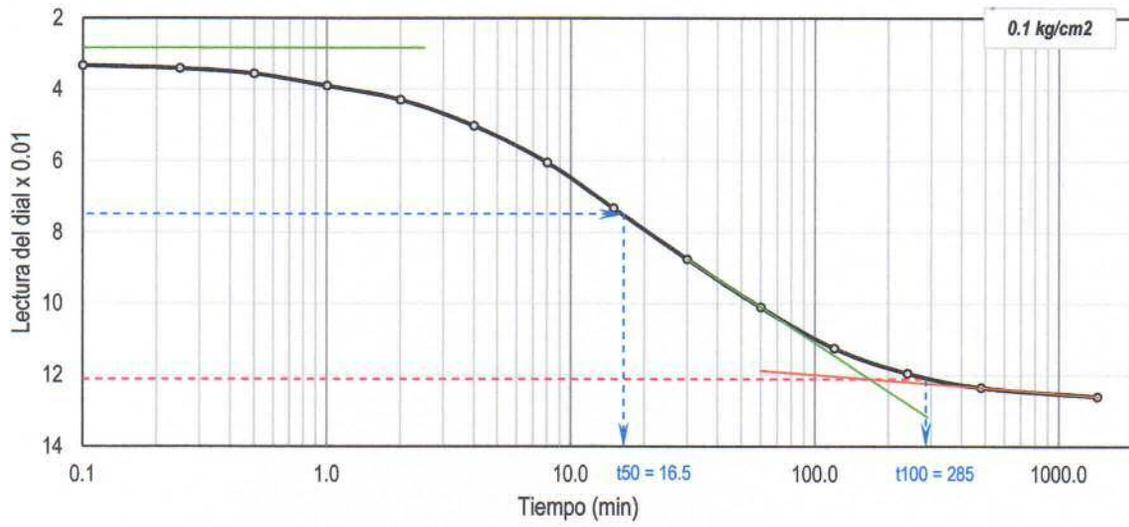
LECTURAS DEL EDMÓMETRO

TIEMPO		LECTURA DEL DIAL							
t (min.)	\sqrt{t}	0.05 kg/cm ²	0.1 kg/cm ²	0.2 kg/cm ²	0.4 kg/cm ²	0.8 kg/cm ²	1.6 kg/cm ²	3.2 kg/cm ²	6.4 kg/cm ²
0.0	0.00		3.20	12.60	29.50	70.60	135.90	230.50	350.00
0.1	0.32	0.43	3.33	12.75	30.10	70.25	136.10	233.00	355.00
0.25	0.50	0.53	3.41	13.10	31.20	71.20	137.30	236.00	360.00
0.5	0.71	0.62	3.56	13.50	32.05	72.40	138.60	238.80	365.80
1.0	1.00	0.81	3.90	14.00	33.25	74.20	140.20	243.00	375.50
2.0	1.41	1.05	4.29	14.65	34.85	77.40	143.75	248.65	385.70
4.0	2.00	1.32	5.02	15.65	36.90	81.75	150.05	258.90	397.60
8.0	2.83	1.66	6.05	17.30	40.10	88.30	161.10	274.55	413.80
15.0	3.87	2.05	7.32	19.20	43.95	96.50	174.85	291.30	430.20
30.0	5.48	2.48	8.75	21.80	49.95	107.85	192.70	310.30	446.40
60.0	7.75	2.78	10.10	24.60	57.10	118.85	207.95	327.30	461.50
120.0	10.95	2.96	11.25	26.85	63.00	126.20	220.00	337.10	472.35
240.0	15.49	3.06	11.95	28.35	67.00	130.50	226.50	341.80	478.50
480.0	21.91	3.10	12.35	29.07	69.00	133.40	228.40	344.90	482.00
1440.0	37.95	3.20	12.60	29.50	70.60	135.90	230.50	350.00	485.40

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL - EDMÉTRICO

Ensayo No. : Ed-1 Realizado por Samuel Laura Huanca

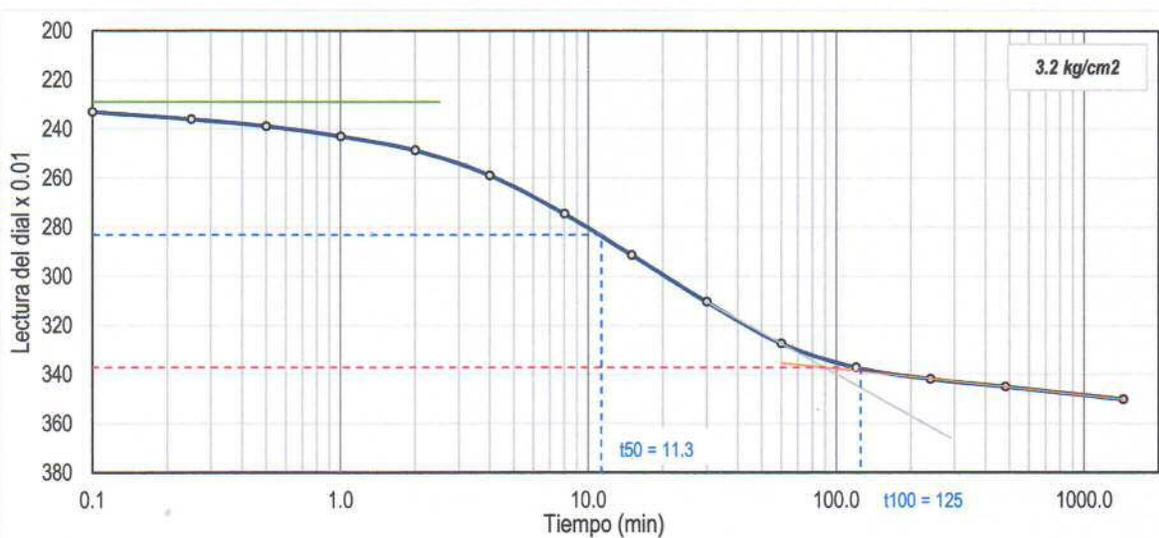
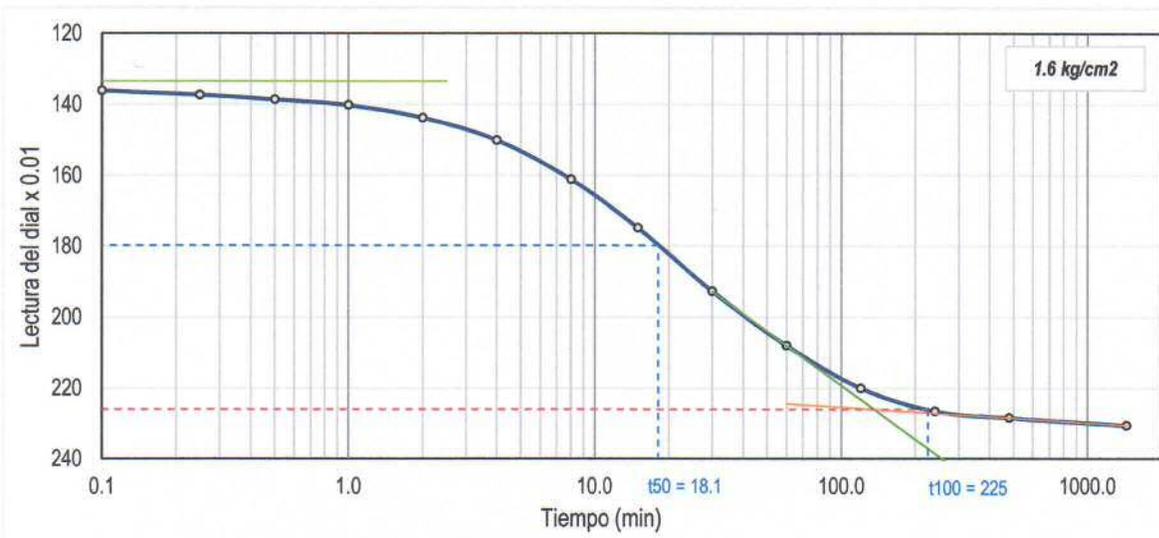
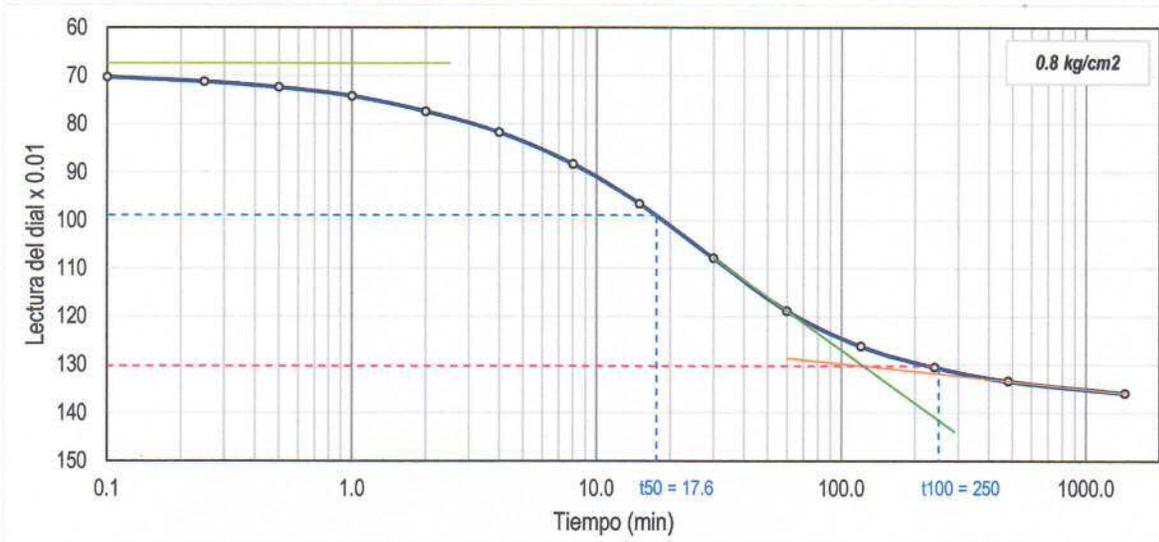
Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL - EDMÉTRICO

Ensayo No. : Ed-1 Realizado por Samuel Laura Huanca

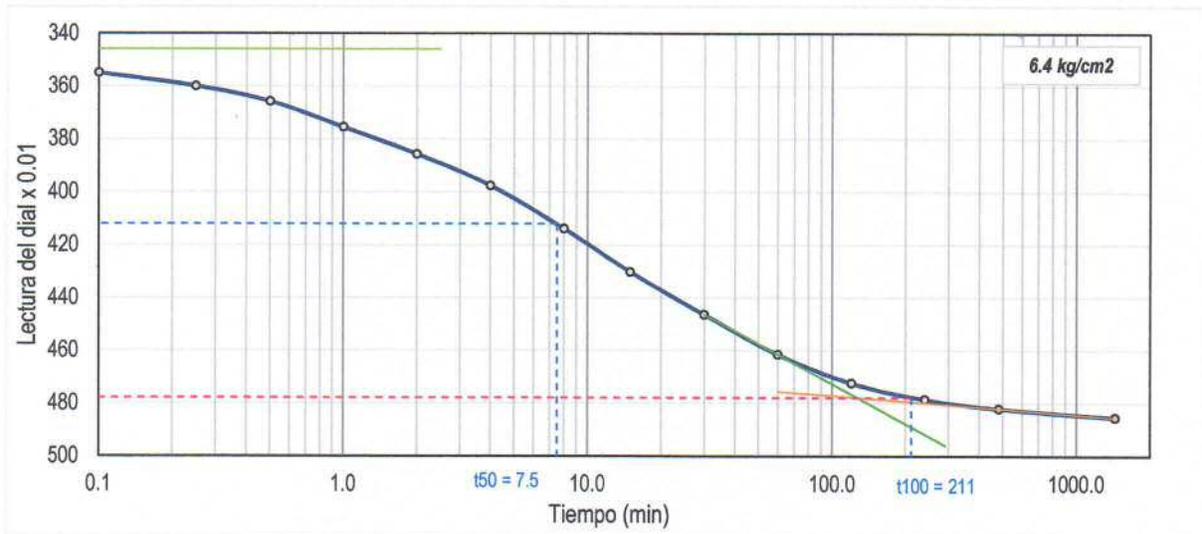
Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL - EDMÉTRICO

Ensayo No. : Ed-1 Realizado por Samuel Laura Huanca

Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma



ETAPAS DE CARGA Y DESCARGA EN EL EDMÉTRICO

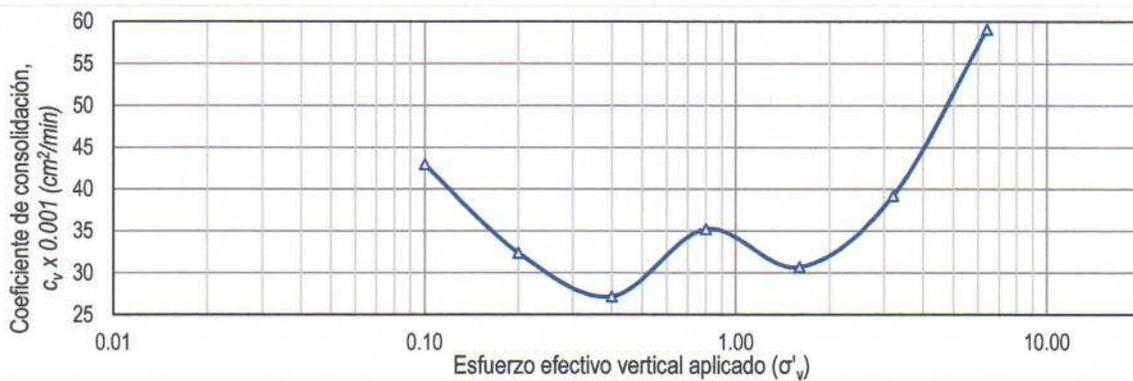
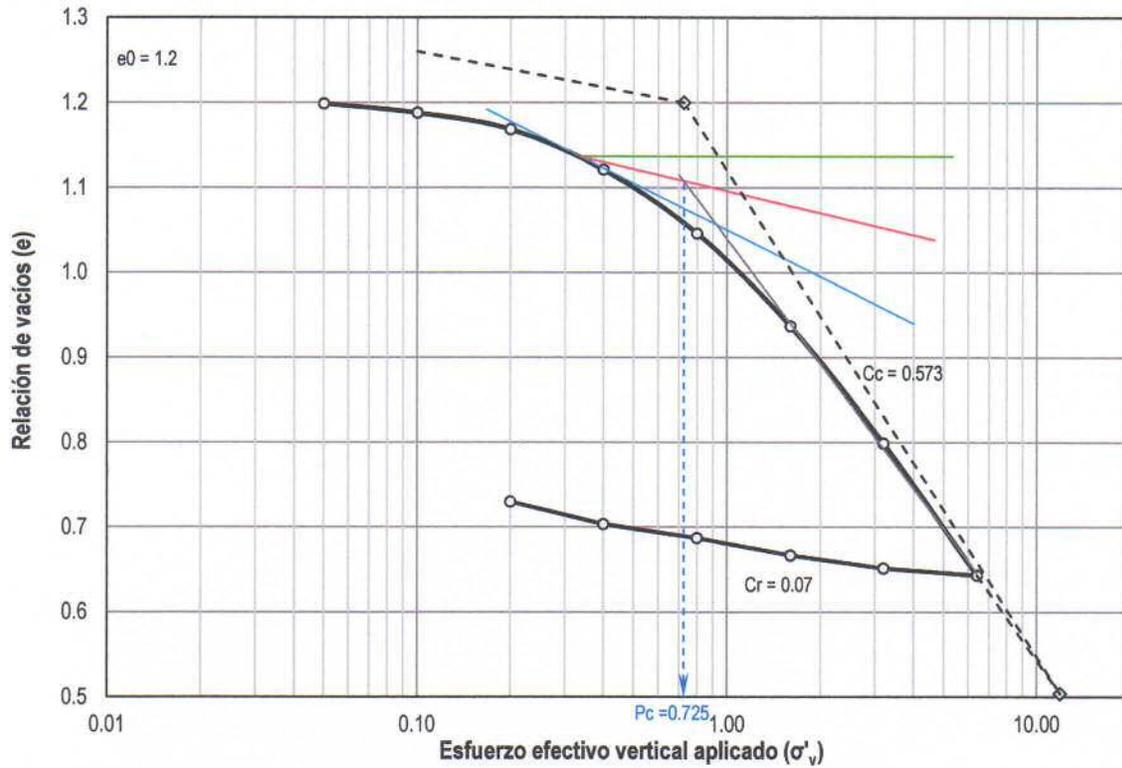
Carga aplicada kg/cm ²	Lectura final mm	Altura de muestra, 2H mm	Altura de vacíos, 2H _v mm	Relación de vacíos, e	Coef. consol. c _v , x 10 ⁻³ cm ² /min
		19.100	10.428	1.203	
0.05	0.032	19.068	10.396	1.199	
0.1	0.126	18.974	10.302	1.188	43.0
0.2	0.295	18.805	10.133	1.169	32.4
0.4	0.706	18.394	9.722	1.121	27.2
0.8	1.359	17.741	9.069	1.046	35.2
1.6	2.305	16.795	8.123	0.937	30.7
3.2	3.500	15.600	6.928	0.799	39.2
6.4	4.854	14.246	5.574	0.643	59.1
3.2	4.780	14.320	5.648	0.651	
1.6	4.650	14.450	5.778	0.666	
0.8	4.470	14.630	5.958	0.687	
0.4	4.330	14.770	6.098	0.703	
0.2	4.100	15.000	6.328	0.730	

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL - EDMÉTRICO

Ensayo No. : Ed-1 Realizado por Samuel Laura Huanca

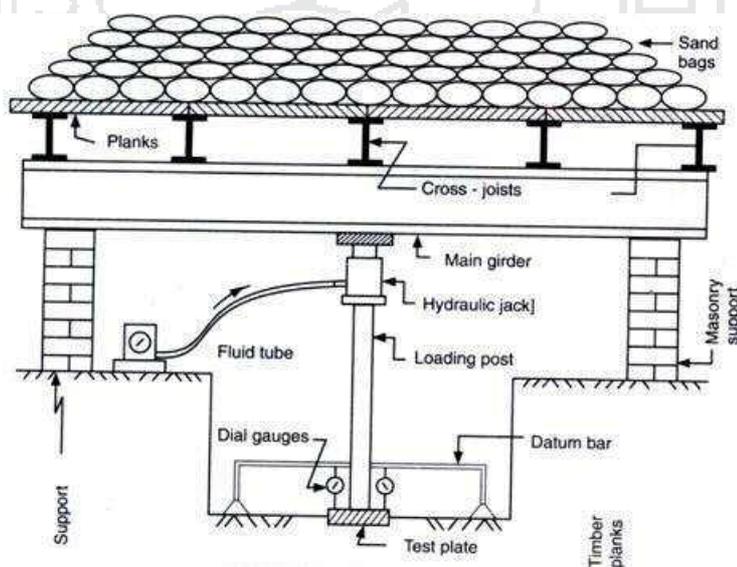
Procedencia de la muestra : Av. Costanera - Jr. Ricardo Palma

CURVA DE CONSOLIDACIÓN



ANEXO B

**RESULTADOS DE PRUEBAS
DE CARGA EN ZAPATAS**



MEDICIONES DE PRUEBA DE CAMPO

CARGA SOBRE ZAPATA

Ensayo No. : 1	Fecha : abril 2016
Zapata : 1.00 x 1.00	Área : 1.00 m ²
Peso de saco de arena húmeda: 75 kg	

Bolsas <i>und</i>	Carga <i>Kg</i>	Asentamiento <i>mm</i>
0	0.0	0.00
10	750.0	0.10
10	750.0	0.45
20	1500.0	0.55
20	1500.0	1.05
30	2250.0	1.21
30	2250.0	1.65
40	3000.0	1.95
40	3000.0	2.92
60	4500.0	3.72
60	4500.0	4.75
60	4500.0	5.55
80	6000.0	7.75
80	6000.0	9.10
80	6000.0	10.75
80	6000.0	11.25
100	7500.0	13.10
100	7500.0	14.30
100	7500.0	16.20
100	7500.0	16.50
120	9000.0	19.7
120	9000.0	21.6
120	9000.0	24.0
120	9000.0	24.4
140	10500.0	31.5
140	10500.0	35.9

Bolsas <i>und</i>	Carga <i>Kg</i>	Asentamiento <i>mm</i>
140	10500.0	40.9
140	10500.0	43.0
160	12000.0	49.5
160	12000.0	53.8
160	12000.0	58.8
160	12000.0	61.1
180	13500.0	69.0
180	13500.0	72.7
180	13500.0	78.3
180	13500.0	80.5
200	15000.0	89.1
200	15000.0	95.0
200	15000.0	102.2
200	15000.0	105.2
220	16500.0	120.6
220	16500.0	128.7
220	16500.0	139.5
220	16500.0	144.1
240	18000.0	157.2
240	18000.0	163.6
240	18000.0	171.7
240	18000.0	179.1
150	11250.0	174.3
80	6000.0	168.5
0	0.0	163.3

MEDICIONES DE PRUEBA DE CAMPO

CARGA SOBRE ZAPATA

Ensayo No. : 2	Fecha : mayo 2016
Zapata : 1.50 x 1.50	Área : 2.25 m²
Peso de saco de arena húmeda: 75 kg	

Bolsas	Carga	Asentamiento
<i>und</i>	<i>Kg</i>	<i>mm</i>
0	0.0	0.00
10	750.0	0.10
10	750.0	0.45
20	1500.0	0.55
20	1500.0	0.95
30	2250.0	1.00
30	2250.0	1.35
40	3000.0	1.50
40	3000.0	2.00
60	4500.0	2.60
60	4500.0	3.60
60	4500.0	4.10
80	6000.0	5.10
80	6000.0	5.50
80	6000.0	6.00
80	6000.0	6.20
100	7500.0	7.00
100	7500.0	7.60
100	7500.0	8.40
100	7500.0	8.80
120	9000.0	9.9
120	9000.0	10.6
120	9000.0	11.6
120	9000.0	12.0
160	12000.0	16.1
160	12000.0	16.9
160	12000.0	18.1
160	12000.0	18.7

Bolsas	Carga	Asentamiento
<i>und</i>	<i>Kg</i>	<i>mm</i>
200	15000.0	24.1
200	15000.0	26.7
200	15000.0	30.2
200	15000.0	32.1
240	18000.0	40.3
240	18000.0	43.7
240	18000.0	48.9
240	18000.0	51.0
280	21000.0	61.1
280	21000.0	65.2
280	21000.0	70.9
280	21000.0	73.5
320	24000.0	86.6
320	24000.0	91.3
320	24000.0	98.0
320	24000.0	101.0
360	27000.0	114.5
360	27000.0	118.5
360	27000.0	127.5
360	27000.0	130.5
420	31500.0	142.4
420	31500.0	148.2
420	31500.0	155.2
420	31500.0	158.5
240	18000.0	156.3
120	9000.0	151.0
0	0.0	145.3

ANEXO C

DETERMINACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DETERMINACION DE LA FORMULA DE
CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI

Por
SAMUEL LAURA HUANCA
samuel_ingcivil@hotmail.com



Puno - Perú
2009

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DETERMINACION DE LA FORMULA DE CAPACIDAD PORTANTE DE TERZAGHI

Por

SAMUEL LAURA HUANCA

samuel_ingcivil@hotmail.com



Puno – Perú
2009

INTRODUCCION

Hasta el siglo XVII el ingeniero sólo disponía de reglas empíricas, de la experiencia personal y del sentido común, para enfrentarse a los problemas geotécnicos. El trabajo de Coulomb, presentado en 1773 a la Academia Francesa de Ciencias y donde se establece un método para el cálculo de empujes sobre muros (que aún se utiliza en nuestros días), puede considerarse como la primera contribución importante en la edificación de la Mecánica de Suelos.

Uno de los problemas más enfrentados por los ingenieros es el diseño de las cimentaciones de edificios, pilares de puentes, etc. Estos problemas presuponen la adecuada determinación o cálculo de la capacidad portante de los suelos sobre los cuales se va a construir la estructura.

Terzaghi (1943), considerado el padre de la Mecánica de Suelos y a quien esta disciplina debe grandes aportaciones prácticas y teóricas, propuso una teoría bien fundamentada para determinar la capacidad portante última de un cimiento continuo superficial, rugoso y rígido, soportado por una masa de suelo homogéneo que se extiende hasta una gran profundidad.

En este trabajo se realiza un análisis de la determinación de la fórmula de capacidad portante última de Terzaghi para falla por corte general y las consideraciones tomadas en cuenta para el caso de falla por corte local.

FALLA POR CORTE GENERAL Y CORTE LOCAL (Terzaghi, 1943)

Antes que la carga sea aplicada sobre un cimiento el suelo localizado bajo el nivel de la base del cimiento está en equilibrio elástico. [...] Cuando dicha carga se incrementa por encima de un valor crítico, el suelo pasa gradualmente a un estado de equilibrio plástico. Durante este proceso de transición la distribución de las reacciones del suelo sobre la base del cimiento y la orientación de las tensiones principales en el suelo bajo el cimiento cambian. [...] Si las propiedades mecánicas del suelo son tales que la deformación que precede a la falla del suelo mediante flujo plástico es tan pequeña que el cimiento no se hunde en el terreno hasta alcanzar un estado de equilibrio plástico similar al ilustrado en la Figura 2b. La correspondiente relación entre carga y asentamiento se muestra mediante la curva de línea continua C_1 en la Figura 1. La falla ocurre mediante deslizamiento en las dos direcciones exteriores. En la Figura 3c, la línea *def* representa una de esas superficies. Consiste de una parte curvada *de* y de una parte plana *ef* que interseca a la superficie

horizontal con un ángulo de $45 - \phi/2$ (ver Art. 16). Este tipo de falla se llamará falla por corte general.

En la práctica las condiciones para la falla por corte general, ilustrado por la Figura 3c, nunca se satisfacen completamente, porque la compresión horizontal del suelo localizado inmediatamente bajo el nivel de la base del cimiento, a ambos lados de la base, no es bastante grande para producir el estado de equilibrio plástico en la parte superior de la zona *aef*. Por consiguiente uno tiene que esperar una falla similar a la ilustrada en la Figura 3d. Debido a la inadecuada compresión lateral la falla por corte ocurre mientras que la parte superior es las zonas de equilibrio plástico potencial están aún en estado de equilibrio elástico. Si la superficie de deslizamiento corta a través de una masa de arena en estado de equilibrio elástico, puede intersectar a la superficie libre con cualquier ángulo intermedio entre $45 - \phi/2$ y 90° . En suelos cohesivos la superficie de deslizamiento termina en el límite de la zona de equilibrio elástico. En la proximidad de la superficie libre de tales suelos uno puede encontrar en lugar de una zona de corte un conjunto de grietas de tensión discontinua. En la teoría de falla por corte general esas discrepancias entre teoría y realidad no se considerarán. Los errores resultantes no insignificantes.

Por otro lado, si las propiedades mecánicas del suelo son tales que el flujo plástico es precedido por una deformación importante, la aproximación a la falla por corte general está asociada con un incremento rápido del asentamiento y la relación entre carga y asentamiento es aproximadamente como el indicado en la Figura 1 mediante la curva de línea discontinua C_2 . El criterio de falla del suelo de soporte, representado por un conspicuo incremento de la pendiente de la curva de asentamiento, es satisfecho antes que la falla se extienda a la superficie. Por tanto, este tipo de falla se llamará falla por corte local.

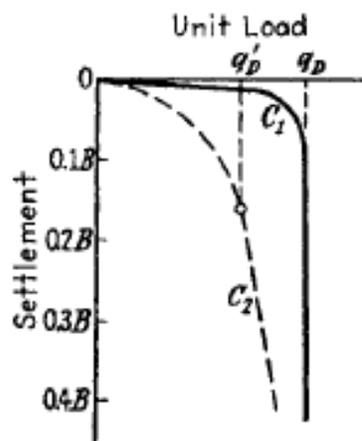


Figura 1. Relación entre carga unitaria y asentamiento en suelo denso (C_1) y suelto (C_2). (Terzaghi, 1943)

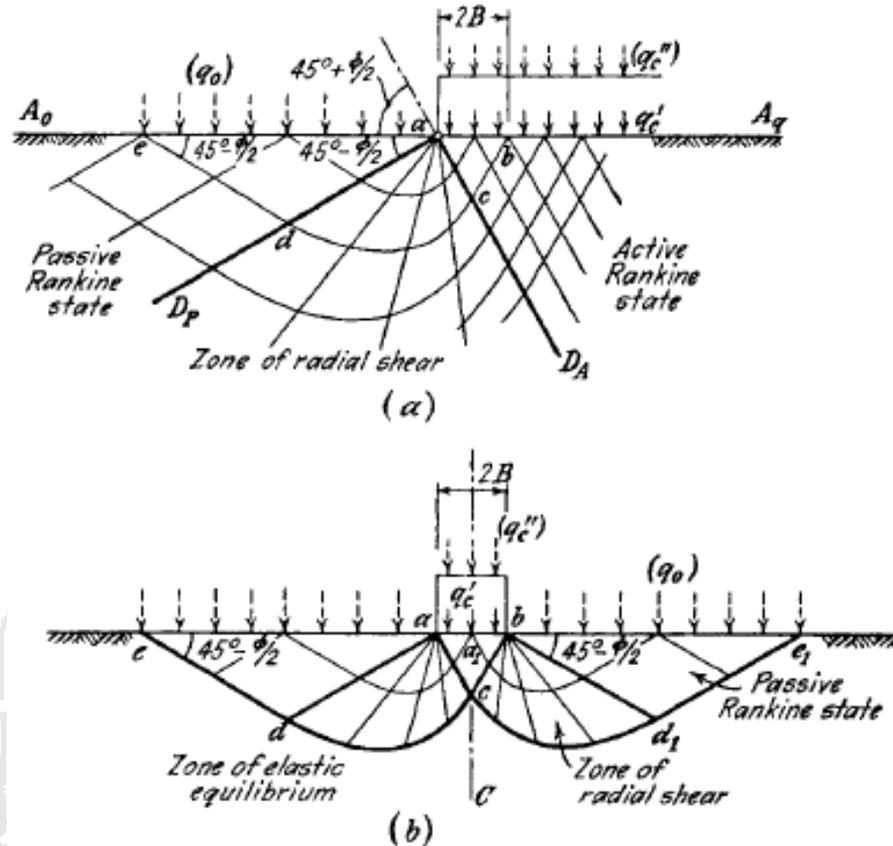


Figura 2. Flujo plástico en un sólido cohesivo semi-infinito sin peso debido a la sobrecarga uniformemente distribuida que la cubre. (a) Una mitad de la superficie entera, y (b) Una franja con longitud infinita. (Prandtl, 1920)

CONDICIONES PARA LA FALLA GENERAL DEL SUELO (Terzaghi, 1943)

El término "cimiento superficial" es aplicado a cimentaciones donde el ancho $2B$ es igual o mayor que la distancia vertical D_f entre la superficie del terreno y la base del cimiento. Si esta condición se satisface podemos despreciar la resistencia al corte del suelo localizado sobre el nivel de la base del cimiento. En otras palabras podemos reemplazar el suelo con un peso unitario γ , localizado sobre este nivel, por una sobrecarga $q = D_f \gamma$ por unidad de área. Esta sustitución simplifica considerablemente los cálculos. El error es insignificante y está del lado de la seguridad. Por otro lado, si la profundidad D_f es considerablemente mayor que el ancho $2B$ (cimientos profundos), es necesario tomar en consideración los esfuerzos cortantes en el suelo localizado sobre el nivel de la base.

Si el suelo localizado sobre el nivel de la base de un cimiento ha sido reemplazado por una sobrecarga, q , por unidad de área, la base del cimiento representa una franja cargada con un ancho $2B$ uniforme localizado en la superficie horizontal de una masa semi-infinita. El estado de equilibrio plástico producido por tal carga es ilustrado por la Figura 2b. La figura se

basa en la asunción de que los esfuerzos cortantes sobre el área cargada son iguales a cero. Para producir tales estados tensionales en la base de un cimiento continuo necesariamente debe eliminarse completamente la fricción y adhesión entre la base y el suelo. La Figura 3ª ha sido graficada sobre la base de la misma asunción. La zona de equilibrio plástico representado en esta figura por el área ff_1e_1de puede subdividirse en (I) una zona en forma de cuña localizado debajo de la franja cargada, en la que la tensión principal mayor es vertical, (II) dos zonas de corte radial, ade y bde_1 , emanando de los bordes exteriores de la franja cargada, donde sus límites intersecan a la horizontal con ángulos de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$, y (III) dos zonas de estado pasivo de Rankine. Las líneas punteadas en el lado derecho de la Figura 3ª indican los límites de las zonas I a III en el instante de la falla del suelo de soporte y las líneas sólidas representan los mismos límites mientras el suelo se hunde en el terreno. El suelo localizado en la zona central I se extiende lateralmente y la sección a través de esta zona sufre la distorsión indicada en la figura.

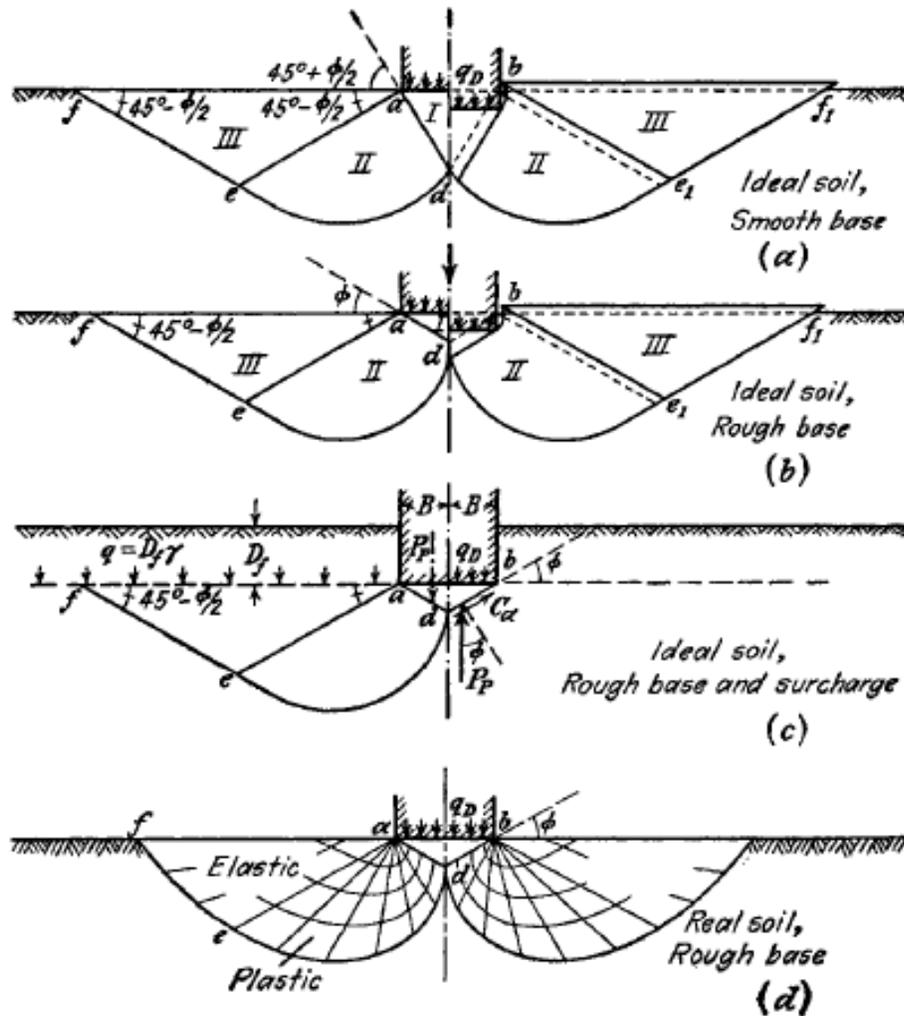


Figura 3. Límites de la zona de flujo plástico después de la falla del terreno de fundación de cimientos continuos. (Terzaghi, 1943)

Si la carga se transmite hacia el terreno mediante un cimiento corrido con base rugosa como se muestra en la Figura 3b, la tendencia a extenderse del suelo localizado en la zona I es neutralizado por la fricción y la adhesión entre el suelo y la base del cimiento. Debido a inexistencia de esta resistencia contra la extensión lateral del suelo localizado inmediatamente bajo la base de cimiento está permanentemente en estado de equilibrio elástico y el suelo localizado en esta zona central se comporta como si fuera parte del cimiento en hundimiento. La profundidad de este cuerpo de suelo en forma de cuña permanece prácticamente inalterada. Aún si el cimiento se hunde. Este proceso sólo es concebible si el suelo localizado justo bajo el punto d se mueve verticalmente hacia abajo. Este tipo de movimiento requiere que la superficie de deslizamiento de debe empezar con una tangente vertical a través del punto d . El límite ad de la zona de corte radial, ade , también es una superficie de deslizamiento. [...] Por consiguiente, el límite ad (Fig. 3b) formar un ángulo ϕ con la horizontal, proporcionando la fricción y adhesión entre el suelo y la base del cimiento suficientes para prevenir un movimiento de deslizamiento en la base. El lado derecho de esta figura muestra la deformación asociada con el hundimiento del cimiento. El levantamiento angulado del suelo a ambos lados de la base del cimiento ha provocado varias especulaciones, y ha sido referida como *acción de borde*. No es nada más que la visible manifestación de la existencia de dos zonas de corte radial.

Cálculos de prueba mostraron que el ángulo de fricción de base requerido para producir el estado de flujo plástico ilustrado por la figura 3b es mucho más pequeño que el ángulo de resistencia al corte del suelo de soporte. Por esta razón, puede asumirse que el límite inferior de la zona central bajo el cimiento forma un ángulo ϕ con la horizontal, sin embargo, teóricamente, el ángulo de inclinación de esos límites puede tener cualquier valor ψ intermedio entre ϕ y $45^\circ + \phi/2$.

Para cualquier ángulo de inclinación de las superficies, el cimiento no puede hundirse en el terreno hasta que la presión ejercida por la carga sobre el suelo que une los límites inclinados de la zona I en la Figura 3c sea igual a la presión o empuje pasivo de la tierra. El empuje pasivo del suelo puede calcularse descrito en Capítulo VII (Passive Earth Pressure, Terzaghi, 1943) y la capacidad portante última está determinada por la condición de que la suma de las componentes verticales de las fuerzas que actúan sobre el suelo localizado dentro de la zona central I debe ser igual a cero. [...]

DETERMINACION DE LA ECUACION DE TERZAGHI

Observando y a partir de la superficie de falla del suelo de fundación ilustrada en la Figura 3c, que fue asumida por Terzaghi (1943) para obtener su fórmula de capacidad portante última, realizaremos los procedimientos de cálculo necesarios.

La línea de es un arco de espiral logarítmica, definido por la siguiente ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad [1]$$

Las líneas ae y ef son líneas rectas. La línea ef se extiende hasta la superficie del terreno.

La resistencia al corte τ del suelo de fundación se determinará aplicando el criterio de falla de Coulomb, la misma que está dada por la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \tag{2}$$

donde: σ' = esfuerzo efectivo normal.
 c = cohesión del suelo.

La capacidad portante última, q_u , del suelo puede determinarse si consideramos las caras ad y bd de la cuña triangular abd y obtenemos la fuerza pasiva requerida para la falla en cada cara. Note que la fuerza pasiva P_p estará en función de la sobrecarga $q = D_f \gamma$, cohesión c , peso específico γ , y del ángulo de fricción interna del suelo ϕ . Así, con referencia a las Figuras 3c y 4, la fuerza pasiva P_p sobre la cara ad por unidad de longitud del cimiento en la sección transversal es:

$$P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} \tag{3}$$

donde P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$ son las contribuciones de fuerza pasiva de q , c , y γ , respectivamente.

Es importante notar que las direcciones de P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$ son vertical, por consiguiente la cara ab hace un ángulo ϕ con la normal dibujada para ad . Para obtener P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$, puede usarse el método de la superposición; sin embargo, no será una solución exacta.

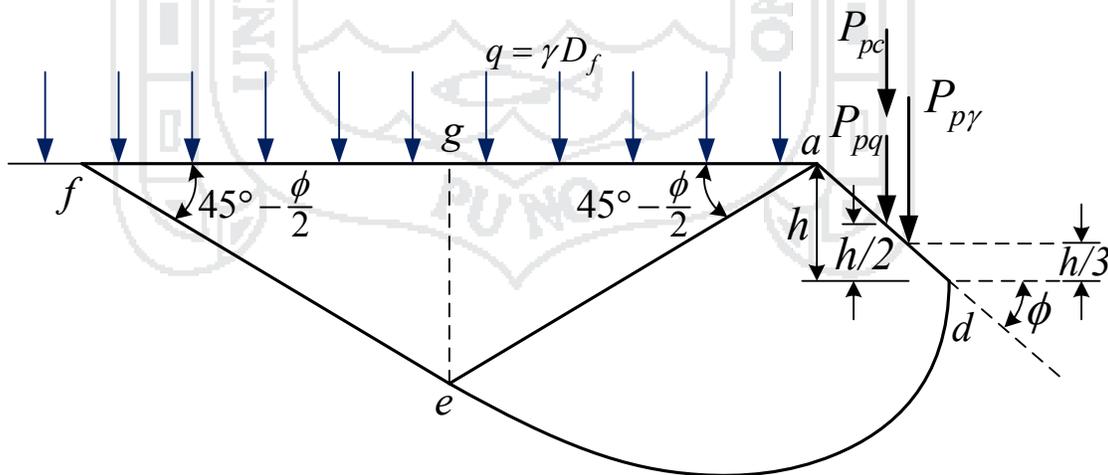


Figura 4. Fuerzas pasivas sobre la superficie bd de la cuña abd mostrada en la Fig. 3c.

Determinación de P_{pq} ($\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$)

Considerando el diagrama de cuerpo libre de la superficie de falla del suelo *adeg* mostrado en la Figura 5 (también mostrado en la Fig. 4). Para este caso el centro de la espiral logarítmica estará en el punto *a*. Las fuerzas por unidad de longitud que actúan sobre la masa *adeg* de suelo debido solamente a la sobrecarga *q* se muestran en la figura 5, y son:

1. Presión pasiva, P_{pq}
2. Sobrecarga, q
3. Empuje pasivo de Rankine debido a la sobrecarga,

$$E_q = qK_p H_d = qH_d \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [4]$$

4. La fuerza de resistencia a la fricción a lo largo del arco *ed*, F

donde: $H_d = \overline{eg}$

$$K_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

De acuerdo a la propiedad de la espiral logarítmica definida mediante la ecuación $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$, la línea radial en cualquier punto hace un ángulo ϕ con la normal. Por tanto, la línea de acción de la fuerza de fricción F pasará por *a*, el centro de la espiral logarítmica (como muestra la Fig. 5). Tomando momentos con respecto al punto *a*, tenemos:

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\overline{ag} \right) \left(\frac{\overline{ag}}{2} \right) + E_q \left(\frac{H_d}{2} \right) \quad [5]$$

Ahora determinamos las relaciones para r_0, r_1, \overline{ag} , y H_d en función de B y ϕ

$$\overline{ad} = r_0 = \left(\frac{B}{2} \right) \frac{1}{\cos \phi} \quad [6]$$

De la ecuación [1];

$$\overline{ae} = r_1 = r_0 e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \quad [7]$$

Así tendremos que;

$$\overline{ag} = r_1 \cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad [8]$$

Y también,

$$H_d = r_1 \text{sen} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad [9]$$

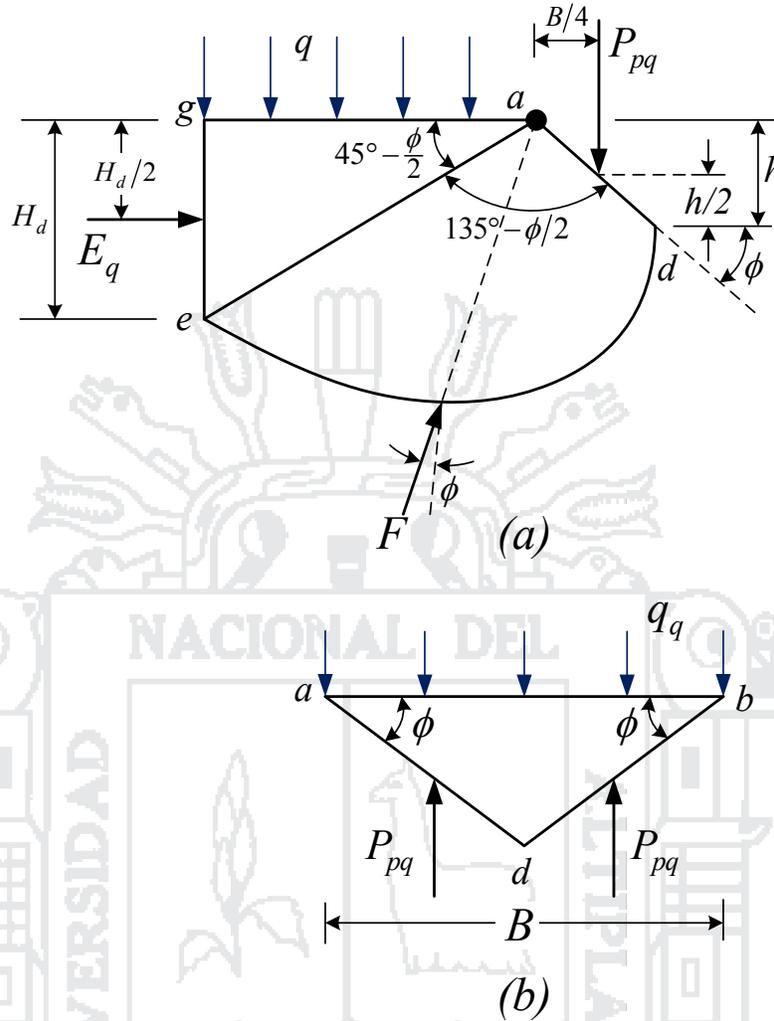


Figura 5. Determinación de P_{pq} ($\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$)

Combinando las Ecuaciones [4], [5], [6], [7], [8], y [9], obtenemos:

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{\left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right) + q \left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{\left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right)$$

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\frac{B}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{\cos \phi} \right)^2 e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_{pq} = \frac{qB}{\cos^2 \phi} \left[e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \right] \cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad [10]$$

Por propiedades trigonométricas, tenemos:

$$\frac{\cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{\cos^2 \phi} = \frac{1}{4 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

Reemplazando y operando, obtenemos:

$$P_{pq} = \frac{qBe^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}}{4 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad [11]$$

Considerando la estabilidad de la cuña elástica *abd* bajo el cimiento, como muestra la Fig. 5b., tenemos que:

$$q_q (B \times 1) = 2P_{pq} \quad [12]$$

donde q_q es la carga por unidad de área aplicada al cimiento, que es igual a:

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right] = qN_q \quad [13]$$

Determinación de P_{pc} ($\phi \neq 0$, $\gamma = 0$, $q = 0$, $c \neq 0$)

La Figura 6 muestra el diagrama de cuerpo libre de la superficie de falla *adge* (también referido a la Fig. 4). Asimismo, el centro del arco de la espiral logarítmica estará localizado en el punto *a*. Las fuerzas, debidas a la cohesión, sobre la masa de suelo también se muestran en la Fig. 6, estas son:

1. Presión pasiva, P_{pc}
2. Fuerza cohesiva, $C = c(\overline{ad} \times 1)$

3. Empuje pasivo de Rankine debido a la cohesión,

$$E_c = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad [14]$$

4. Fuerza cohesiva por unidad de área a lo largo del arco ed , c .

Tomando momentos en el punto a , tenemos:

$$P_{pc}\left(\frac{B}{4}\right) = E_c \left[\frac{r_1 \sin\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{2} \right] + M_c \quad [15]$$

donde M_c es el momento debido a la cohesión a lo largo del arco ed .

$$M_c = \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad [16]$$

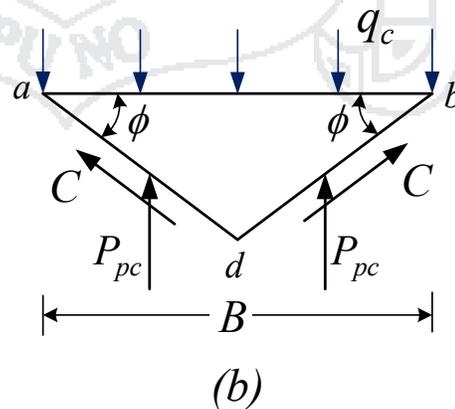
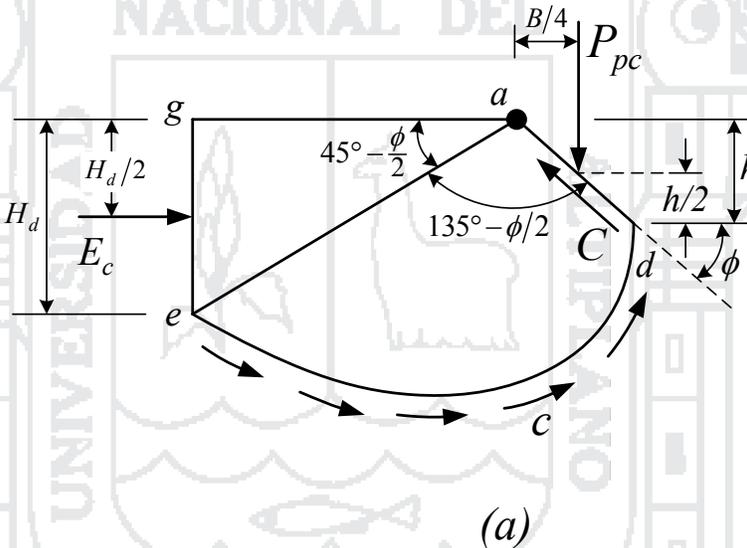


Figura 6. Determinación de P_{pc} ($\phi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$)

Reemplazando, obtenemos:

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = \left[2cH_d \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{r_1 \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right] + \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad [17]$$

Las relaciones para r_0 , r_1 , y H_d , en función de B y ϕ , están dadas en las Ecuaciones [6], [7], y [9], respectivamente. Combinando dichas Ecuaciones con [17], y notando que

$$\operatorname{sen}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \times \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cos \phi,$$

obtenemos:

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = \left[2c \left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \left[\frac{\left(\frac{B}{2} \right) \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right]$$

$$+ \frac{c \left(\frac{B}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{\cos \phi} \right)^2}{2 \tan \phi} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} - 1 \right)$$

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = \left[c \left(\frac{B}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{\cos \phi} \right)^2 \left(e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right)^2 \operatorname{sen}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$+ \frac{c \left(\frac{B}{2} \right)^2 \left(\frac{1}{\cos \phi} \right)^2}{2 \tan \phi} \left(\left(e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right)^2 - 1 \right)$$

$$P_{pc} = \frac{cB}{2} \left(\frac{1}{\cos^2 \phi} \right) \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right) \left(\frac{\cos \phi}{2} \right) + \frac{cB}{2 \tan \phi} \left(\frac{1}{\cos^2 \phi} \right) \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} - 1 \right)$$

$$P_{pc} = \frac{cB}{2 \cos \phi} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right) + \frac{cB}{2 \operatorname{sen} \phi \cos \phi} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right) - \frac{cB}{2 \operatorname{sen} \phi \cos \phi} \quad [18]$$

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo abd (Figura 6b),

$$q_c (B \times 1) = 2C \operatorname{sen} \phi + 2P_{pc}$$

o

$$q_c B = cB \tan \phi + 2P_{pc} \quad [19]$$

donde q_c es la carga por unidad de área del cimiento.

Combinando las Ecuaciones [18] y [19],

$$q_c B = cB \tan \phi + 2 \left[\frac{cB}{2 \cos \phi} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \right) + \frac{cB}{2 \sin \phi \cos \phi} \left(e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \right) - \frac{cB}{2 \sin \phi \cos \phi} \right]$$

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

$$q_c = ce^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \left[\frac{1}{\cos \phi} + \frac{1}{\sin \phi \cos \phi} \right] - c \left[\frac{1}{\sin \phi \cos \phi} - \tan \phi \right] \quad [20]$$

Por propiedades trigonométricas, tenemos:

$$\frac{1}{\cos \phi} + \frac{1}{\sin \phi \cos \phi} = \cot \phi \left[\frac{1}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right] \quad [21]$$

$$\frac{1}{\sin \phi \cos \phi} - \tan \phi = \cot \phi \quad [22]$$

Reemplazando [21] y [22] en [20], finalmente obtenemos:

$$q_c = c \cot \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = cN_c = c \cot \phi (N_q - 1) \quad [23]$$

Determinación de P_{py} ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$)

La figura 7 muestra el diagrama de cuerpo libre de la cuña *adeg*. En este caso el centro de la espiral logarítmica, del que *ed* es un arco, está en el punto *O* ubicado en la prolongación de la línea *ea* y, lo contrario a los dos casos anteriores, no está en el punto *a*. Esto es porque el mínimo valor de P_{py} tiene que ser determinada por varias pruebas. El punto *O* es sólo un centro de prueba. Las fuerzas por unidad de longitud que actúan en la masa de suelo que deben ser consideradas son:

1. Presión pasiva, $P_{p\gamma}$
2. El peso de la masa de suelo *adeg*, W
3. La resultante de la fuerza de fricción que actúa en el arco *ed*, F
4. El empuje pasivo de Rankine debido al peso del suelo de peso específico γ ,

$$E_\gamma = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [24]$$

Notamos también que la línea de acción de la fuerza F pasa por O . Tomando momentos con respecto al punto O .

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + E_\gamma l_e$$

o

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{l_p} [W l_w + E_\gamma l_e] \quad [25]$$

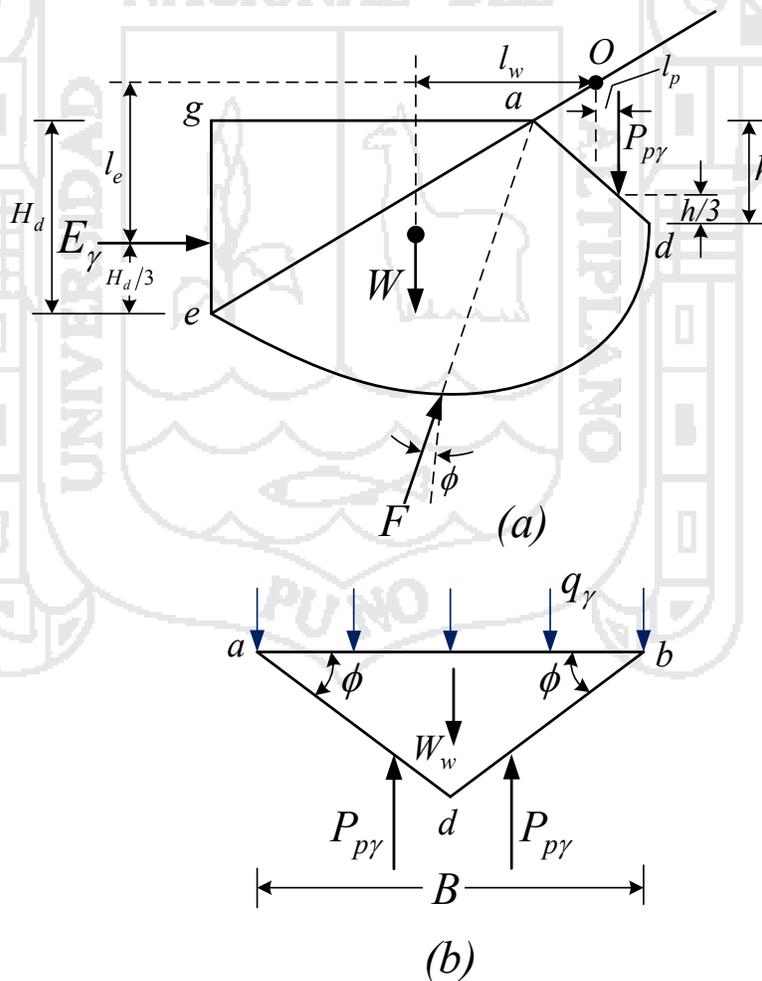


Figura 7. Determinación de $P_{p\gamma}$ ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$)

Puede determinarse el valor mínimo de P_{py} si se realizan varias pruebas de este tipo, cambiando la localización de centro de la espiral logarítmica O a lo largo de la prolongación de la línea ea .

Considerando la estabilidad de la cuña abd como muestra la Figura 7b, podemos escribir que:

$$q_{\gamma} B = 2P_{py} - W_{abc} \quad [26]$$

donde: q_{γ} = carga unitaria por unidad de área del cimiento.

W_{abc} = peso de la cuña abc .

Sin embargo,

$$W_{abc} = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \quad [27]$$

Así, tenemos:

$$q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left(2P_{py} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right) \quad [28]$$

De acuerdo con Terzaghi (1943), si $D_f = 0$, $q = 0$ y $c = 0$, por ejemplo, si la base del cimiento descansa sobre la superficie horizontal de una masa de arena ideal, la presión P_{py} asume el valor dado por la ecuación procedente de la Teoría de Coulomb sobre Empuje Pasivo sobre muros de arena ideal, que puede escribirse de la siguiente forma:

$$P_{py} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_p}{\text{sen} \alpha \cdot \cos \delta} \quad [29]$$

Donde:

α = ángulo de inclinación de la superficie de contacto

δ = ángulo o coeficiente de fricción del muro

K_p = coeficiente de empuje pasivo.

H = altura del muro

Para la cuña abd podemos sustituir $H = B \tan \phi$, $\delta = \phi$, $K_p = K_{py}$, y $\alpha = 180^\circ - \phi$ en la Ecuación 29, y tendremos que:

$$P_{py} = \frac{1}{2} \gamma B^2 \frac{\tan \phi}{\cos^2 \phi} K_{py} \quad [30]$$

Donde K_{py} es el coeficiente de empuje pasivo para $c = 0$, $q = 0$, $\alpha = 180^\circ - \phi$, y $\delta = \phi$.

Reemplazando la Ecuación 30 en la Ecuación 28 obtenemos:

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 \frac{\tan \phi}{\cos^2 \phi} K_{py} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \phi \right)$$

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} \frac{K_{py} \tan \phi}{\cos^2 \phi} - \frac{\tan \phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad [31]$$

Capacidad Portante Última

La carga última por unidad de área del cimiento (que es, la capacidad portante última q_u del suelo) para suelos con cohesión, fricción, y peso estarán dados por:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \quad [32]$$

Reemplazando las relaciones para q_c , q_q , y q_γ , dados por las Ecuaciones [23], [13] y [31], en la Ec. [32] tendremos,

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad [33]$$

Donde N_c , N_q , y N_γ son los factores de capacidad portante, y están dadas por:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad [34]$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad [35]$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad [36]$$

CONDICIONES PARA FALLA POR CORTE LOCAL DEL SUELO (Terzaghi, 1943)

De acuerdo con las relaciones geométricas del diagrama de Mohr, las condiciones tensionales para la falla de un suelo cohesivo están aproximadamente determinados por la ecuación:

$$\sigma_I = 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \sigma_{III} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 2c\sqrt{N_\phi} + \sigma_{III}N_\phi \quad [37]$$

Donde σ_I es la tensión principal mayor y σ_{III} es la tensión principal menor. Los valores c y ϕ representan las dos constantes en la ecuación de Coulomb. La Figura 8b muestra la relación entre la diferencia tensional $\sigma_I - \sigma_{III}$ y la deformación lineal correspondiente en la dirección de la tensión principal mayor σ_I para dos suelos diferentes. Si la relación para un suelo localizado bajo un cimiento es tal como se indica mediante la curva sólida C_1 , el suelo se comporta casi como un material plástico ideal representado por la línea quebrada $0ab$, y el suelo de soporte falla por corte general.

Por otro lado, si las relaciones tensodeformacionales son tal como se indica mediante la curva punteada C_2 , la compresión lateral requerida para extender el estado de equilibrio plástico hasta el borde exterior f de la cuña $ae f$ (Fig. 3c) es mayor que la compresión lateral producida por el hundimiento del cimiento. Por tanto, en este caso el suelo de soporte falla por corte local. De acuerdo con la información obtenida sobre el límite inferior para la correspondiente carga crítica Q_D , reemplazamos la curva C_2 por una línea quebrada $0cd$. Representa la relación tensodeformacional para un material plástico ideal donde los valores de corte c' y ϕ' son menores que los valores de corte c y ϕ para el material representado por la curva C_2 . Reemplazando los valores c y ϕ por c' y ϕ' en la Ecuación 37, obtenemos:

$$\sigma_I = 2c' \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) + \sigma_{III} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [38]$$

Por consiguiente la curva C_2 de la Figura 8b está localizado casi enteramente al lado derecho de su sustituto ideal $0cd$, la carga crítica Q_D requerida para producir una falla por corte general en el material representado por la Ecuación 38 es un poco menor que la carga requerida para producir la falla por corte local en el suelo representado por la curva C_2 . Datos disponibles sobre relaciones tensodeformacionales sugieren que estamos justificados en asignarle a c' y ϕ' valores del límite inferior:

$$c' = \frac{2}{3}c \quad [39a]$$

y

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad [39b]$$

En consecuencia, para casos en que se prevea falla por corte local del suelo de soporte, debe calcularse la capacidad portante en función de c' y ϕ' en lugar de c y ϕ , como lo considera también Terzaghi (1943).

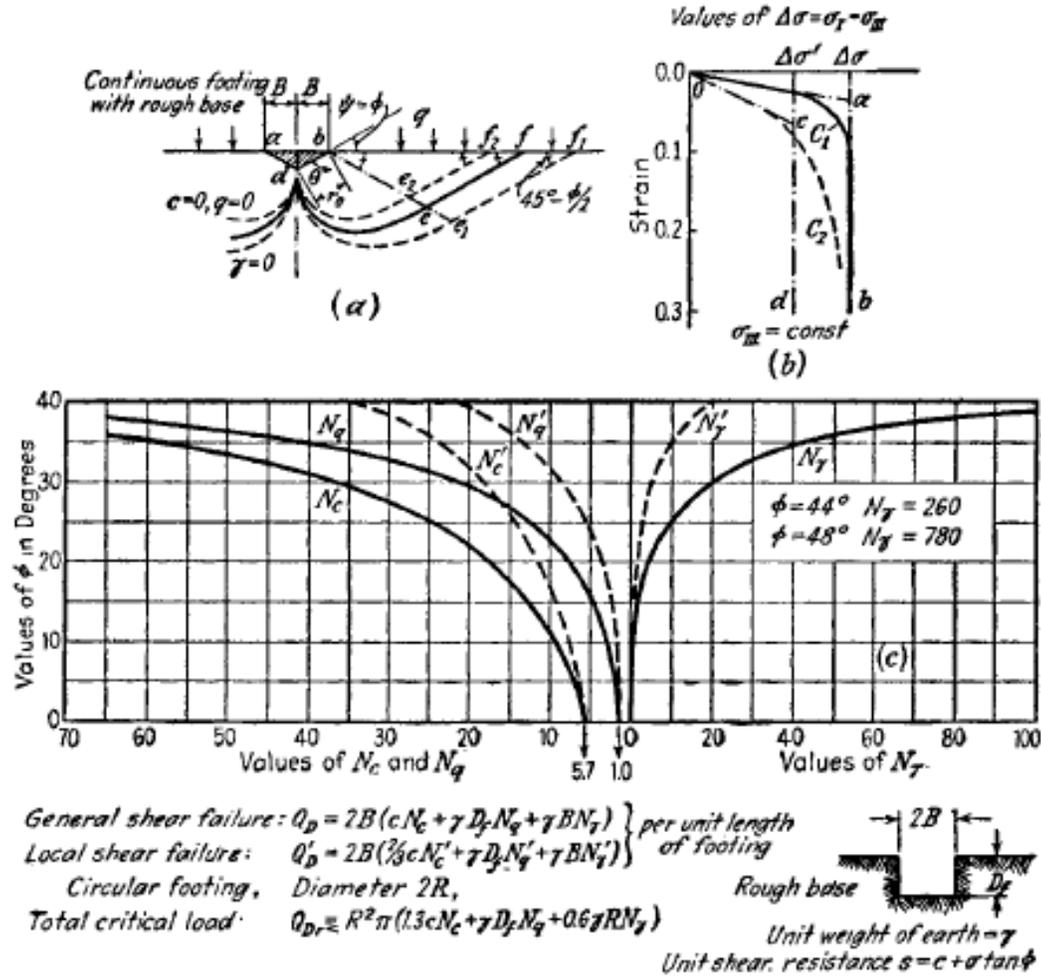


Figura 8. Métodos de estimación de capacidad portante por medio de factores de capacidad portante. (a) Fuente de error asociado al uso de este método; (b) asunciones simplificadas sobre las que se basa el cálculo de los factores de capacidad portante para suelos densos y sueltos; (c) relación entre ϕ y los factores de capacidad portante. (Terzaghi, 1943)

FORMULA DE CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA DE MEYERHOF (1951)

Mediante un análisis similar, considerando la superficie de falla como en la Figura 9, Meyerhof determinó las siguientes expresiones para capacidad portante última:

$$q_u = cN_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \tag{40}$$

Donde p_o es la sobrecarga con la cual se reemplaza al suelo localizado sobre be .

Y los correspondientes factores de carga obtenidos por Meyerhof son:

