

**ELABORACIÓN DE TEXTO GUÍA Y AYUDAS DIDÁCTICAS PARA LA
ASIGNATURA DE FUNDACIONES I**

NANCY MILENA GARCÍA FORERO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

**ELABORACIÓN DE TEXTO GUÍA Y AYUDAS DIDÁCTICAS PARA LA
ASIGNATURA DE FUNDACIONES I**

NANCY MILENA GARCÍA FORERO

Tesis de grado modalidad investigación

Para optar el título de:

Ingeniero(a) Civil

Director:

WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ

Ingeniero Civil, M. Sc., Ph D

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

DEDICATORIA

La vida está llena de metas y retos que con el pasar del tiempo se van conquistando, Hoy se llegó a la victoria de otro más...

A Dios por sus grandes bendiciones, por su sabiduría y fortaleza a lo largo de toda mi vida catedrática.

A mis padres por todo su amor, confianza y apoyo incondicional,

A mis hermanas, familiares, compañeros y profesores gracias por la amistad, la comprensión, los conocimientos y dedicación a lo largo de todo este camino.

NANCY MILENA GARCÍA FORERO

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	2
OBJETIVO GENERAL	2
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1. ESFUERZOS EN UN PUNTO O UNA MASA DE SUELO	3
1.1 FORMULACIONES BÁSICAS:	3
1.1.1 Esfuerzos Principales:.....	8
1.1.2 Relación Esfuerzo Deformación:	8
1.2 REPRESENTACIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR.....	10
1.3 ESTADO DE DEFORMACIONES EN UN PUNTO:	13
1.3.1 Relación Esfuerzo Deformación:	14
1.4 ESTADO DE EQUILIBRIO ELÁSTICO	16
2. PRESIONES LATERALES DE TIERRAS	18
2.1 EQUILIBRIO PLÁSTICO	18
2.2 EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO.....	20
2.3 ESTADOS ACTIVO Y PASIVO	23
2.3.1 Estado Activo:	23
2.3.2 Estado Pasivo:	24
2.4 EMPUJES ACTIVO Y PASIVO	25
2.4.1 Empuje Activo:	25
2.4.2 Empuje Pasivo:	31
2.5 TEORIA DE EMPUJE DE TIERRAS DE COULOMB Y RANKINE	33
2.5.1 Teoría De Empuje De Tierra De Coulomb:	34
2.5.2 Teoría De Empuje De Tierras De Rankine:	40
2.5.3 Efectos De Cargas	41
2.5.4 Efectos De Sobrecargas	43
2.5.5 Efectos De Sismos Sobre Muros.....	44
2.5.6 Solución Grafica De Culmann-(1986):.....	47
2.5.7 Determinación Del Punto De Aplicación (Terzaghi, 1943).	49
2.6 OTROS MÉTODOS GRÁFICOS	51
2.6.1 Método De Las Cuñas Tentativas:	51
2.7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MUROS	53

2.7.1	MUROS CONVENCIONALES: Estos se clasifican como:	54
2.8	DIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE RETENCIÓN:.....	57
2.8.1	Análisis De Muros:	59
2.8.2	Condiciones De Estabilidad:.....	60
2.8.3	Otros Tipos De Muros	63
3.	FUNDACIONES SUPERFICIALES	68
3.1	TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES	68
3.2	MODOS DE FALLA POR CAPACIDAD PORTANTE	68
3.2.1	Teoría De Capacidad De Carga De Terzaghi:.....	72
3.2.2	Capacidad De Carga Según Meyerhof:.....	75
3.2.3	Ecuación General De Capacidad Descarga Según Hansen	77
3.3	RESISTENCIA DE ARCILLAS NO DRENADAS $\phi=0$	80
3.3.1	Solución De Skempton:	80
3.3.2	Efectos Del Nivel Freático En La Capacidad De Carga Última De Los Suelos	82
3.3.3	EFFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA:	83
3.3.4	Capacidad De Carga De Cimentaciones Sobre Un Talud:.....	90
3.3.5	CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS ESTRATIFICADOS:	92
3.4	CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAYOS EN EL SITIO:	99
3.4.1	Ensayo De Penetración Estándar:	99
3.4.2	Penetración Por Cono:	103
3.6	IDEAS SOBRE CIMENTACIONES EN SUELO REFORZADO	109
3.6.1	Cimentaciones Con Refuerzo Geotextil:	109
3.7	ASENTAMIENTOS	115
3.7.1	ASENTAMIENTOS INMEDIATOS:	115
3.7.2	Asentamientos por consolidación.....	123
3.8	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LAS MASAS DE SUELOS.....	128
3.8.1	Teorías De Buossinesq:	129
3.8.2	Ábacos De Newmark:	129
4.	FUNDACIONES PROFUNDAS	133
4.1	TIPOS DE FUNDACIONES PROFUNDAS:.....	133
4.1.1	Pilotes:	133

4.2	CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES	140
4.2.1	Capacidad De Carga De La Punta (Q_{up}):.....	141
4.2.2	Resistencia Por Fricción (Q_s):.....	143
4.2.3	MÉTODOS PARA ESTIMAR Q_p y Q_s	143
4.2.4	CAPACIDAD DE CARGA DE ARENAS:	149
4.3	ASENTAMIENTOS EN PILOTES	155
4.3.1	Método De Vésic En Arenas, Arcillas Y Limos:.....	155
4.4	GRUPOS DE PILOTES	157
4.4.1	EFICIENCIA DE GRUPO	157
4.4.2	Capacidad De Carga De Grupos De Pilotes:	158
5.	CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS PERFORADAS	160
5.1	TIPOS DE PILAS PERFORADAS	160
5.2.1	VÉSIC PARA EL CÁLCULO DE Q_p	161
5.2.2	Vésic Para El Cálculo De Q_s :.....	163
5.2.3	TOUMA Y REESE PARA EL CÁLCULO DE Q_s :.....	164
5.2.4	REESE Y O'NEILL PARA EL CÁLCULO DE Q_p Y Q_s	165
5.3	PILAS PERFORADAS EN ARCILLA	169
5.3.1	Capacidad neta en la base de la pila:	169
5.4	ASENTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS BAJO CARGAS	169
5.4.1	VÉSIC	170
	CONCLUSIONES	172
	BIBLIOGRAFÍA	173

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Valores de K_0 para diferentes tipos de suelos	22
Tabla 2: Valores mínimos de desplazamiento necesarios para producir los estados activo y pasivo.	33
Tabla 3: valores del ángulo de fricción muro-suelo (δ)	39
Tabla 4: valores del ángulo de fricción muro-suelo (δ) para materiales combinados con acero.	39
Tabla 5: ángulos de fricción cemento – suelo.	63
Tabla 6: relaciones de ángulo ϕ	65
Tabla 7: Factores de forma.	73
Tabla: 8: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi	74
Tabla: 9: Factores de forma profundidad e inclinación para las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof	76
Tabla 10: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vésic.	78
Tabla 11: Factores de corrección	78
Tabla 12: Valores de N_c según Skempton	81
Tabla13: Parámetros necesarios	93
Tabla 14: C_N para ensayo de penetración estándar	101
Tabla 15: Relación entre los valores de N_{corr} y las características de las arenas,	101
Tabla 16: Relación entre los valores de penetración estándar y características de arcilla,	102
Tabla 17: Factor De Forma Y Rigidez, C_d Para Calculo De Asentamiento De Puntos Bajo Áreas Cargadas En Un Espacio Semi - Infinito	118
Tabla 18: valores de q_c/N para varios tipos de suelo-	123
Tabla 19: Valores de R/z para varios valores de $\Delta p/sq_0$	131
Tabla 20: Capacidad de carga para arcillas rígidas	145
Tabla 21: valores recomendados de K	154

Tabla 22: Valores de C_p según Vesic	156
Tabla 23: ecuaciones en grupos de pilotes	157
Tabla 24: q_p para arenas	165
Tabla 25: Valores tipo para C_p :	170

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esfuerzos en un punto de masa de suelo	3
Figura 2: Planos de corte	4
Figura 3: Corte en 1	4
Figura 4 : Corte en 2	5
Figura 5: Corte en 3	5
Figura 6: (a) Distribución de esfuerzos en 3D. (b) esfuerzos en 2D	6
Figura 7: Detalle de esfuerzos en 2D.	6
Figura 8: Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de suelo.	7
Figura 9: Relación esfuerzo deformación	9
Figura 10: Representación de esfuerzos en el círculo de Mohr	11
Figura 11: Polo	12
Figura 12: Polo en el círculo de Mohr	12
Figura 13: Polo en el en el circulo de Mohr con orientación diferente	13
Figura 14: Relación esfuerzo – deformación	15
Figura 15: Curva esfuerzo deformación	19
Figura 16: representación del estado de esfuerzos	19
Figura 17: Esfuerzos en una masa de suelo.	20
Figura 18: diagrama de presiones en reposo.	22
Figura 19: estado de esfuerzo en el círculo de Mohr	23
Figura 20: Diagrama de presión activa	24
Figura 21: Diagrama de presión pasiva	25
Figura 22: Empuje activo según el Círculo de Mohr	26
Figura 23: Diagrama de presión activa.	28
Figura 24: Diagrama de presiones activas en suelos cohesivos.	29
Figura 25: Diagrama de presión activa recomendado para suelos cohesivos	30
Figura 26: Diagrama de esfuerzos pasivos.	31
Figura 27: Diagrama de empuje pasivo.	32
Figura 28: Comparación de desplazamientos activo y pasivo.	32

Figura 29: Efecto del movimiento del muro en la magnitud del empuje de tierras	33
Figura 30 Teoría de Empuje activo de Coulomb	35
Figura 31: Fuerzas actuantes y condiciones de falla	36
Figura 32: Teoría de Empuje Pasivo de Coulomb (1776)	38
Figura 33: Teoría de Empuje activo de Rankine (1857)	40
Figura 34: efecto producido por carga puntual	41
Figura 35: Efecto producido por carga lineal.	42
Figura 36: efecto producido por una carga de franja.	43
Figura 37: Efectos de las sobrecargas	43
Figura 38: Método empírico Mononobe – Okabe	45
Figura 39: relación entre K_n y K_v	46
Figura 40: Solución grafica de Culmann	48
Figura 41 Solución grafica de Cullman Para cargas puntuales	48
Figura 42: determinación del punto de aplicación caso 1	49
Figura 43: determinación del punto de aplicación caso 2	50
Figura 44: determinación del punto de aplicación caso 3	50
Figura 45: Solución para el caso activo	51
Figura 46: Clasificación de los muros de contención	54
Figura 47: Muro de retención de gravedad.	55
Figura 48: Muro de retención de semigravedad	55
Figura 49: Muro en voladizo	56
Figura 50: Muro con contrafuertes	56
Figura 51: muro Cantilliver	57
Figura 52: muro de gravedad	58
Figura 53: Fuerzas que actúan en un muro voladizo.	58
Figura 54: Fuerzas en los muros según Coulomb.	59
Figura 55: Fuerzas en los muros según Rankine	60
Figura 56: Excentricidad	62
Figura 57: Muro de retención de tierra reforzado	64
Figura 58: Muro de tierra reforzado	64

Figura 59: Muros de retención con refuerzo geotextil.	65
Figura 60: Muro con geotextil	66
Figura 61: muro con geomallas	66
Figura 62: Muro con geomallas	67
Figura 63: Muro de llantas	67
Figura 64: falla general de corte	69
Figura 65: falla local.	70
Figura 66: falla de corte por punzonamiento	70
Figura 67: Modos de falla en cimentaciones sobre arenas	71
Figura 68: Falla por capacidad de carga en el suelo.	72
Figura 69: comparación de la falla por capacidad de carga en el suelo.	76
Figura 70: Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos	81
Figura 71: Modificación del nivel freático	82
Figura 72: Excentricidad en una dirección	83
Figura 73: Excentricidad en dos direcciones.	85
Figura 74: Caso I	86
Figura 75: Caso II	87
Figura 76: área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $e_B/B < 1/6$	87
Figura 77: Caso III	88
Figura 78: área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 0.5$	88
Figura 79: caso IV	89
Figura 80: área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$	90
Figura 81: cimentación superficial sobre un talud	91
Figura 82: factor de capacidad de apoyo N_{vq} de Meyerhof para suelo granular ($c=0$)	91
Figura 83: factor de capacidad de carga N_{cq} , de Meyerhof para un suelo puramente cohesivo	92
Figura 84: capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado.	93
Figura 85: coeficiente K_s de corte por punzonamiento	95

Figura 86: variación de C_2/C_1 versus q_2/q_1 basada en la teoría.	96
Figura 87: solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos	99
Figura 88: esquema ilustrado del Ensayo de Penetración Estándar	100
Figura 89: Penetrometro de cono de fricción mecánico.	104
Figura 90: superficie de falla en suelo para el análisis de capacidad de carga estática ($\alpha_A = 45 + \frac{\alpha}{2}$ y $\alpha_P = 45 - \frac{\phi}{2}$)	105
Figura 91: superficie de falla para análisis sísmico de capacidad de carga.	105
Figura 92: variación de N_q y N_γ basada en la superficie de falla basada en la superficie de falla de la figura 91	106
Figura 93: variación de $\frac{N_{\gamma E}}{N_\gamma}$ y $\frac{N_{qE}}{N_q}$	107
Figura 94: aceleración crítica k_h^* para $c=0$	108
Figura 95: variación de $\tan \alpha_{AE}$ con k_h^* y ángulo de fricción del suelo ϕ	108
Figura 96: capacidad de carga de una cimentación cuadrada	109
Figura 97: prueba de capacidad de carga de una cimentación cuadrada sobre arena suelta con refuerzo geotextil; N=numero de capas de refuerzo.	110
Figura 98: prueba de capacidad de carga de una zapata corrida sobre arcilla saturada con refuerzo geotextil; N= numero de capas de refuerzo.	111
Figura 99 cimentación rectangular sobre arena con refuerzo de geomallas	112
Figura 100: Curva carga – asentamiento para suelo sin refuerzo y con refuerzo de geomallas que soportan una cimentación.	112
Figura 101: naturaleza de la variación de BCR_u con d/B para valores dados de L_0/B , L_1/B , $\Delta H/B$ y N	113
Figura 102: variación de BCR con d/B para $C_u=3.14 \text{ kN/m}^2$, $\Delta H/B=0.333$ y $N=4$	114
Figura 103 variación de BCR con $2L_0/B$ para $C_u=3.14 \text{ kN/m}^2$, $\Delta H/B=0.333$ y $N=4$	114
Figura 104 variación de BCR con N (u/B) para $2L_0/B=4$, $d/B=0.4$ y $\Delta H/B=0.333$	115
Figura 105: asentamiento elástico de cimentación superficial.	116

Figura 106: asentamientos elásticos de cimentaciones flexibles y rígidas.	117
Figura 107: asentamientos en arcillas espacio semi – infinito	117
Figura 108: capa limitada por una base rígida	119
Figura109: Dos O Más Capas Limitadas Por Una Base Rígida	119
Figura110: Método De Schmertmann Y Hartman (1978)	121
Figura 111: cálculo del asentamiento elástico	122
Figura: 112: calculo de asentamientos por consolidación	123
Figura 113: Relación con la variación de volumen	124
Figura 114: asentamientos por consolidación	125
Figura 115: suelos normalmente consolidados.	125
Figura 116: suelo normalmente consolidados	126
Figura 117: suelos pre consolidados caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_o$	127
Figura 118: suelos pre consolidados $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_o$	127
Figura 119: suelos pre consolidados	128
Figura 120: Carta de Newmark	130
Figura: 121: Clasificación de los pilotes	134
Figura 122: Pilotes en Madera	134
Figura: 123: Pilotes en concreto	135
Figura:124: pilotes de concreto colocados en situ. (a) Pilotes Raymond (b) Pilotes Armco (c) Pilotes tipo Cobi. (d) Pilote adernado de Franki. (e)Pilote Unión Metal Monotube. (f) Pilote Franki no adernado	136
Figura 125: Empalme de pilotes, (A) pilote H con soldadura; (B) tubo con soldadura; (C) pilote H con remache y tornillo	137
Figura 126: Pilotes hincados	139
Figura 127: Factores de adhesión para pilotes hincados en arcillas saturadas	145
Figura:128: Factores de adhesión caso I.	146
Figura129: Factores de adhesión caso III. Fuente Tomlinson, 1970. El factor de carga se obtiene de la grafica propuesta por Skempton (1951).	146
Figura 130: Factor de capacidad de carga N_c en arcillas.	147

Figura 131: Relación entre el factor de carga N_q y el ángulo de fricción del suelo ϕ .	148
Figura 132: Variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea.	149
Figura 133: Variación $(L_B / D)_{cr}$ con ϕ .	150
Figura 134: Variación de valores máximos de N_c^* y N_q^* con ϕ .	151
Figura 135: Compactación de arena cercana a pilotes hincados.	152
Figura 136: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	153
Figura 137: variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena. Pilotes de (3 x 3)	158
Figura 138: (a) pila recta; (b) y (c) pila acampanada; (d) pila empotrada en roca.	161
Figura 139: capacidad de carga N_q^* contra ángulo de fricción.	162
Figura 140: factor N_{σ}^* , ángulo de fricción del suelo ϕ	163
Figura 141: resistencia por fricción unitaria para pilas en arena.	164
Figura 142 Referencia Reese y O'Neill	166
Figura 143: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo sin cohesión	168
Figura 144 Trasferencia de carga normalizada en la base contra asentamiento para suelo sin cohesión.	168

RESUMEN

TÍTULO: ELABORACIÓN DE UN TEXTO GUÍA Y AYUDAS DIDÁCTICAS PARA LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I*

AUTOR: GARCÍA FORERO Nancy Milena**

PÁLABRAS CLAVES: Fundaciones, Muro de contención, Empujes De Tierras, fundaciones superficiales, fundaciones profundas, Pilotes.

DESCRIPCIÓN:

Por medio de este trabajo de grado que consistió en la elaboración de un texto guía y ayudas didácticas para la asignatura de fundaciones I, se planteo un material de apoyo de consulta para los estudiantes de la asignatura.

El texto guía para fundaciones I está conformado por cinco capítulos de acuerdo con el programa de la materia: ESFUERZO EN UN PUNTO O UNA MASA DE SUELO, PRESIONES LATERIALES DE TIERRAS, CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA, FUNDACIONES PROFUNDAS Y CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS PERFORADAS. En cada capítulo se realiza una descripción teórica de los temas del mismo junto a la respectiva representación matemática, también se muestran métodos de cálculo para los temas y ejemplos de algunos de ellos, para los dos últimos capítulos se hacen las descripciones de los tipos de fundaciones profundas, los usos, donde se utilizan principalmente además de los principales métodos de diseño de cada tipo de fundaciones.

Con este trabajo no se pretende igualar los textos bibliográficos propios de la materia, ya que este solo recopila la información acorde al programa de la materia. Se recomienda el mejoramiento continuo del texto guía acorde a las nuevas investigaciones en cada uno de los campos que abarca el temario de la materia.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías físico – mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director Wilfredo del Toro Rodríguez

ABSTRACT

TITLE: DEVELOPMENT OF A GUIDE TEXT AND TEACHING AIDS TO THE SUBJECT FOUNDATIONS I*

AUTHOR: GARCÍA FORERO Nancy Milena **

KEYWORDS: foundations, Retaining wall, Lateral earth pressure, Shallow foundation, Deep foundation, piles.

DESCRIPTION:

Through this degree work consisting of the development of a guide text and teaching aids for the subject Foundations 1, a supplemental support material for students of the course is presented.

The guide text for Foundations 1 consists of five chapters in accordance with the syllabus of the subject: STRESS AT A POINT OR A MASS OF SOIL, LATERAL LAND PRESSURE, LAST LOAD CAPACITY, DEEP FOUNDATIONS AND DEEP FOUNDATIONS WITH DRILLED PILES. Each chapter provides a theoretical description with the corresponding mathematical representation, methods of calculation for the subjects and examples of some of them are also shown; in the last two chapters there are descriptions of the types of deep foundations, uses, where are they mainly used in addition to the main methods of design of each type of foundations.

This work is not intended to match the bibliographic texts of the subject since this one collects only the information according to the syllabus of Foundations 1 . Continuous improvement of the guide text according to new research in each of the fields covered by the agenda of the subject.is strongly recommended.

*Degree Project

** Faculty of Sciences Physical – mechanical. Civil Engineering School. Advisor Eng. Wilfredo del Toro Rodriguez

INTRODUCCIÓN

Para la ingeniería civil la rama en donde se involucran las Fundaciones es de mucha importancia para los otros campos de esta; consiste principalmente en aplicar criterios y principios de mecánica de suelos, sin embargo en los últimos sesenta años la mecánica de suelos ha evolucionado rápidamente y considerablemente, por tanto es importante tener buenas bases en geotecnia para comprender el comportamiento de las estructuras (muros, cimientos etc.) con el suelo. Por todo esto es de gran utilidad tener una guía para la materia que les brinde a los estudiantes herramientas para el aprendizaje.

El presente texto recopila de forma explícita los diferentes temas que se abordan en el curso así como diferentes situaciones de este campo que se debe conocer de una forma clara y concisa. Para esto en el transcurso de la elaboración del texto se estudiaron los temas y los respectivos problemas de los mismos substrayendo los conceptos más importantes y presentando situaciones reales en donde se puedan presentar situaciones relacionadas con cada tema.

El desarrollo de este material está conformado por cinco capítulos: Esfuerzos en un punto de una masa de suelo, presiones laterales de tierras fundaciones superficiales y los dos últimos capítulos son una introducción a las fundaciones profundas (pilotes y pilas). El material para cada capítulo se selecciono de múltiples fuentes como apuntes del profesor y textos además se presentan ejercicios que son de gran utilidad para los estudiantes de esta asignatura.

Simultáneamente a este texto guía se hizo un material didáctico para el desarrollo de las clases conformado por presentaciones con los respectivos temas.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Elaborar un texto guía para los estudiantes de ingeniería civil, con los conceptos básicos del curso de fundaciones I.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Facilitar al estudiante las herramientas necesarias para el aprendizaje de la asignatura Fundaciones I.
- Sintetizar la información de los diferentes temas del curso de fundaciones I, haciéndola de fácil entendimiento para el estudiante.
- Facilitar el proceso enseñanza-aprendizaje de los conceptos de la materia mediante material didáctico adecuado

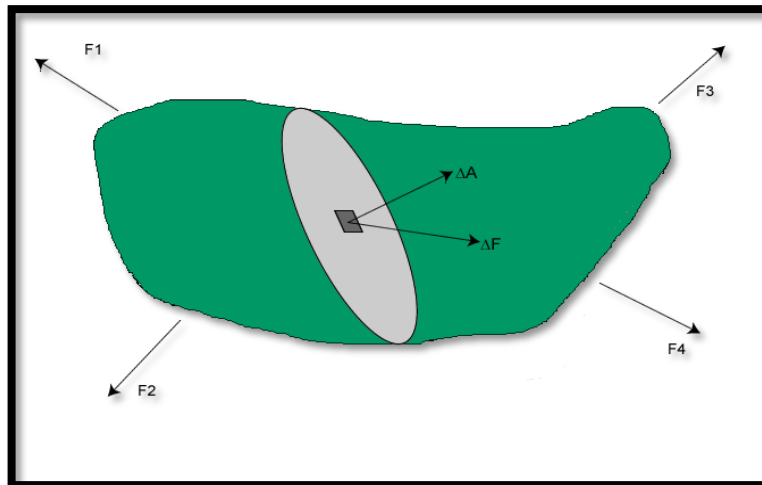
1. ESFUERZOS EN UN PUNTO O UNA MASA DE SUELO

1.1 FORMULACIONES BÁSICAS:

Los esfuerzos en una masa de suelo son producidos por el propio peso del terreno y por las cargas exteriores aplicadas al mismo.

La masa de suelo recibe cargas en sentido vertical y horizontal. Haciendo pasar un plano imaginario a través del suelo, y en cada punto que lo atraviesa, la fuerza transmitida a través de este se puede descomponer en fuerzas tangenciales y normales al plano. (Ver figura 1)

Figura 1: Esfuerzos en un punto de masa de suelo



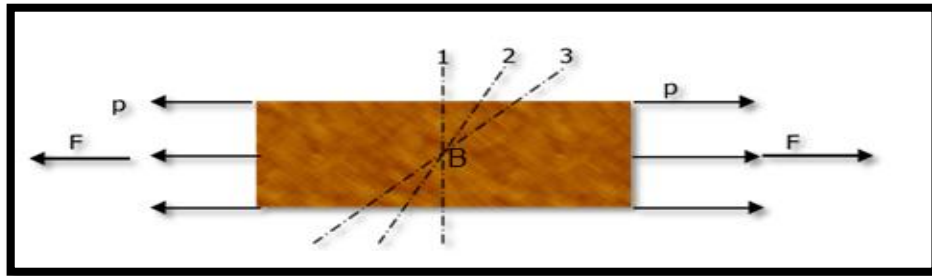
La suma de las componentes normales al plano de todas las fuerzas, dividida por el área del plano es el *esfuerzo normal* σ . De acuerdo con la figura 1 sería:

$$\sigma = \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{F}{A} \quad (1)$$

Pero cuando el área $\Delta A \rightarrow 0$ se tiene $\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$

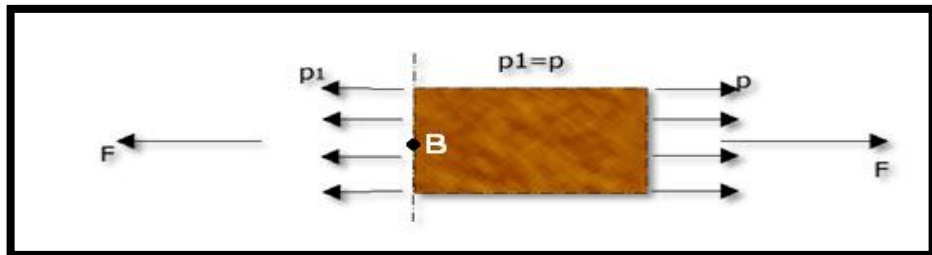
Lo anterior puede entenderse mejor si se toma un pedazo de suelo, se le somete a fuerzas en sentidos opuestos y se realizan diferentes cortes en varios planos. (Ver figura 2.)

Figura 2: Planos de corte



Corte en 1:

Figura 3: Corte en 1



Si se realiza un corte en 1 la distribución de esfuerzos es como la que se muestra en la figura.3 donde el esfuerzo esta dado por:

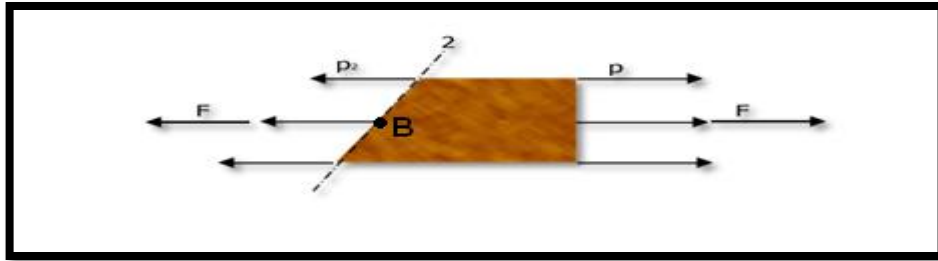
$$p = \frac{F}{A} \tag{2}$$

Donde:

A= sección transversal.

Corte en 2:

Figura 4 : Corte en 2

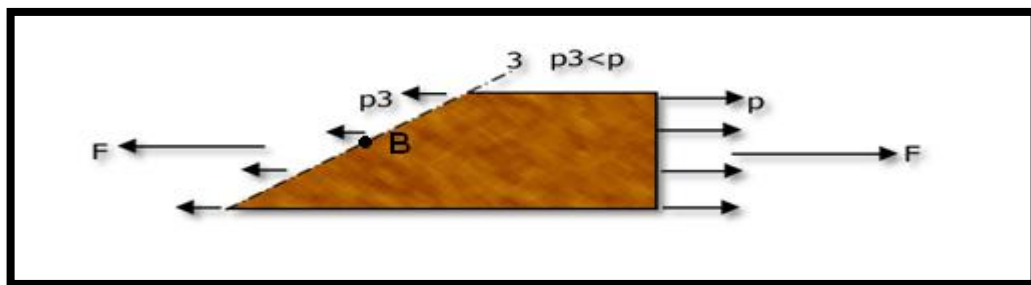


Si se realiza un corte por el plano 2 (ver figura 4) se puede concluir que

$$p_2 < p_1 \quad p_2 < p_1 \quad \text{Porque } A_2 > A_1$$

Corte en 3:

Figura 5: Corte en 3



Y si finalmente se realiza un corte por donde pasa el plano 3 (ver figura 5) se puede concluir que:

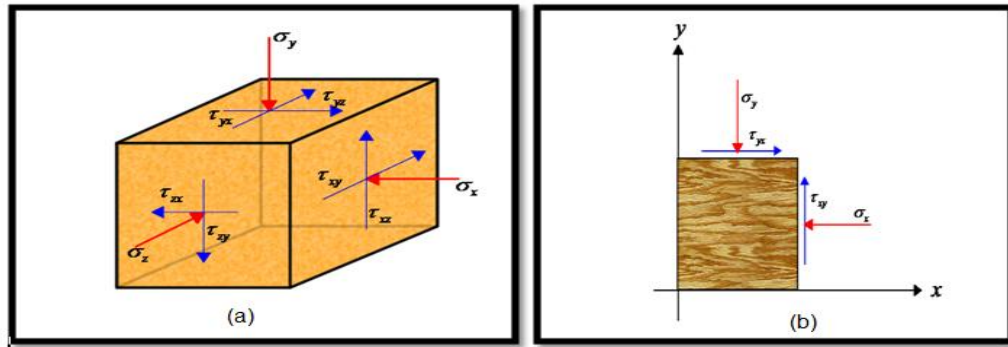
$$p_3 < p_1 \quad p_3 < p_1 \quad \text{Porque } A_3 > A_1 \quad A_3 > A_1$$

Es decir: por el punto B pasan innumerables planos en los cuales actúan esfuerzos p_i , cuya magnitud dependerá de la inclinación del plano en el cual actúa y obviamente de las fuerzas aplicadas. De donde se desprende que existe un estado de esfuerzos alrededor del punto B generado por todos los planos que pasan alrededor de él.

Cuando se habla de esfuerzos que actúan en un punto, se imagina las fuerzas que actúan sobre un elemento de forma cubica infinitamente pequeño compuesto de

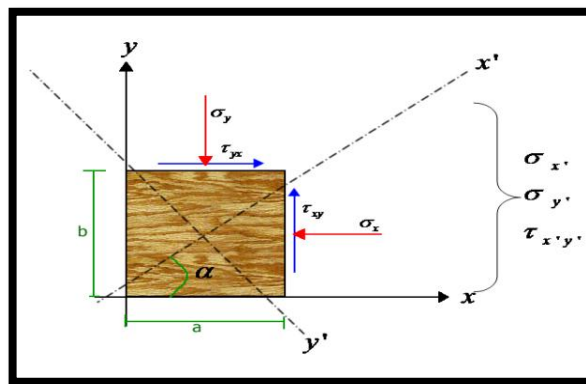
cierto material homogéneo². La figura 6(a) muestra la distribución de esfuerzos en el elemento. El cubo (a) muestra las 3 componentes de los esfuerzos principales σ_x , σ_y , y σ_z cuyas caras de ese cubo son paralelas a los 3 planos del sistema cartesiano x, y, z .

Figura 6: (a) Distribución de esfuerzos en 3D. (b) esfuerzos en 2D



La figura 7 muestra con más detalle los esfuerzos que actúan sobre una cara del punto de suelo.

Figura 7: Detalle de esfuerzos en 2D.



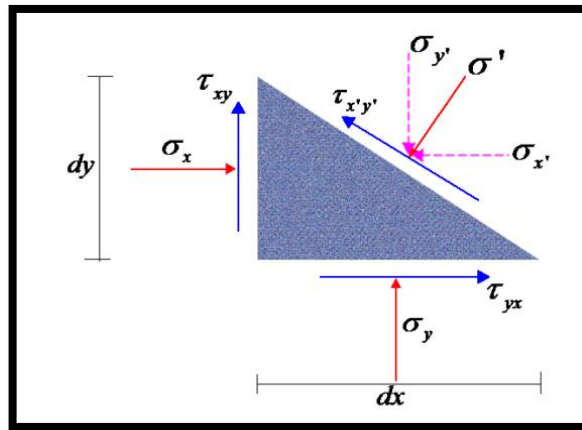
² Mecánica de Suelos". T.W. Lambe y R.V. Whitman. Limusa Noriega Editores. México.1996. pág. 112

La resistencia al corte de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que dicha masa ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de ella.

Si un sistema de esfuerzos que actúa sobre un elemento como el mostrado en la figura 7 es conocido, es posible conocer los que actúan con respecto a un sistema de referencia $x' y'$ el cual se encuentra girado un ángulo α con respecto del sistema de referencia original xy .

Planteando condiciones de equilibrio en la figura 8 se llega a las siguientes ecuaciones:

Figura 8: Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de suelo.



$$\begin{aligned}
 \sigma'_x &= \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \\
 \sigma'_y &= \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \\
 \tau_{x'y'} &= (\sigma_y - \sigma_x) \sin \alpha \cos \alpha - \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \\
 \tau_{x'y'} &= \tau_{x'y'}
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

Las ecuaciones (3) pueden escribirse de la siguiente forma; obtenidas mediante aplicación de identidades trigonométricas en función de 2α .

$$\sigma'_x = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$$

$$\sigma_y' = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha - \tau_{xy} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (4)$$

$$\tau_{xy}' = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha$$

Estas ecuaciones (4), se conocen con el nombre de ecuaciones de transformación de esfuerzos.

1.1.1 Esfuerzos Principales: En cualquier punto sometido a esfuerzos, existen tres planos perpendiculares entre sí denominados *planos principales*. Los esfuerzos que se originan allí se llaman esfuerzos principales: el más grande de estos se denomina *esfuerzo principal mayor*, el más pequeño *esfuerzo principal menor* y el otro *esfuerzo principal intermedio*. Las ecuaciones 5 y 6 son las ecuaciones de esfuerzos principales en el caso de esfuerzos en dos direcciones.

$$\sigma_1 = \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{m\acute{i}n} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6)$$

Si se considera el estado de deformaciones las ecuaciones tendrían la forma:

$$\epsilon_x' = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\alpha + \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\alpha \quad (7)$$

$$\epsilon_y' = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} - \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\alpha - \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\alpha \quad (8)$$

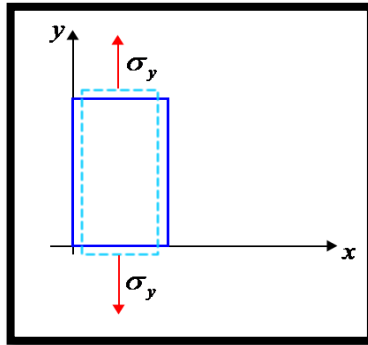
$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \end{array} \right\} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (9)$$

Se necesita conocer los esfuerzos en un punto para determinar el plano de falla

1.1.2 Relación Esfuerzo Deformación: La teoría de la elasticidad frecuentemente se emplea para el cálculo, en una masa del suelo, de este tipo de

esfuerzos. La teoría supone que esfuerzo y deformación son proporcionales; la mayoría de las soluciones útiles suponen, que el suelo es homogéneo e isótropo; incluso continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

Figura 9: Relación esfuerzo deformación



Las siguientes ecuaciones son las relaciones esfuerzo deformación

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_x}{E} \quad \epsilon_x = -\vartheta \frac{\sigma_y}{E} \quad \epsilon_z = -\vartheta \frac{\sigma_y}{E} \quad (10)$$

Por y: en x

Deformación debido a

$$\sigma_x \rightarrow \epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

$$\sigma_y \rightarrow \epsilon_x = -\vartheta \frac{\sigma_y}{E}$$

$$\sigma_z \rightarrow \epsilon_x = -\vartheta \frac{\sigma_z}{E}$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \vartheta(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (11)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (12)$$

Variación volumétrica:

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (13)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \quad (14)$$

1.2 REPRESENTACIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR

El círculo de Mohr es una técnica usada en ingeniería para representar gráficamente un tensor simétrico y calcular con ella momentos de inercia, deformaciones y tensiones, adaptando los mismos a las características de un círculo (radio, centro, etc.). También es posible el cálculo del esfuerzo cortante máximo absoluto, el esfuerzo cortante en el plano de falla y la deformación máxima absoluta.

Las ecuaciones de transformación de esfuerzos así como las de esfuerzos principales y esfuerzos de corte máximo, pueden ser representadas convenientemente en el círculo de Mohr.

Las ecuaciones: (15), (16) y (17) representan los esfuerzos que se pueden representar en el círculo de Mohr como se ve en la figura 10

$$\sigma'_x = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (15)$$

$$\sigma'_y = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (16)$$

$$\tau'_{x'y'} = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha \quad (17)$$

Si, se elevan al cuadrado las expresiones 15 y 17 y se suman, se obtienen:

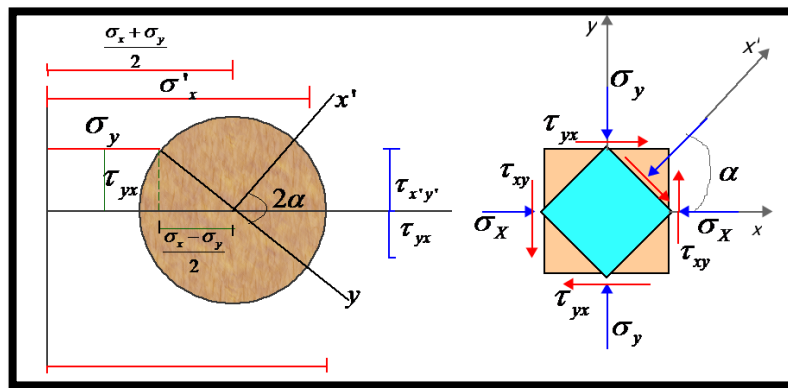
$$\left(\sigma'_x - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau'^2_{x'y'} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \quad (18)$$

Que es la ecuación de una circunferencia con centro sobre el eje de las abscisas, y centro en $\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)$ a la derecha del origen; el radio es igual a

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

La representación grafica está referida en la figura 10.

Figura 10: Representación de esfuerzos en el círculo de Mohr



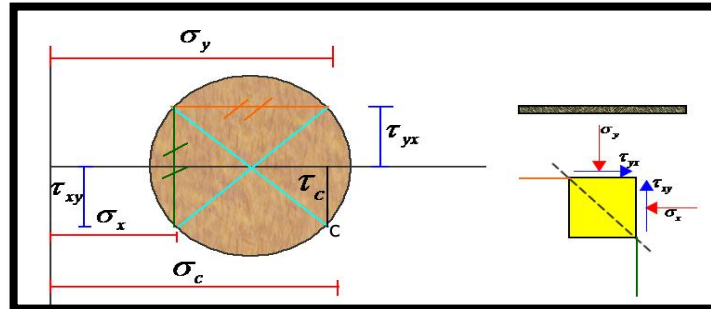
Con respecto a los signos para representar a τ , para la elaboración del círculo de Mohr, se usa la siguiente convención:

Si el esfuerzo de corte (τ) produce momento en el sentido de las agujas del reloj a un punto situado fuera del elemento, entonces τ se colocara arriba del eje de las abscisas. Es decir τ es positiva. Caso contrario (negativo) se marcara debajo del eje de las abscisas. Como referencia obsérvese el círculo con los valores τ_{xy} y τ_{yx} colocados.

Un aspecto muy útil en el uso del círculo de Mohr es el concepto de polo (Ver figura 11). El "polo" es un punto único en el círculo de Mohr, definido como el origen de planos desde el que de una manera muy sencilla se pueden determinar los esfuerzos en cualquier plano. Cualquier línea recta dibujada a través del polo

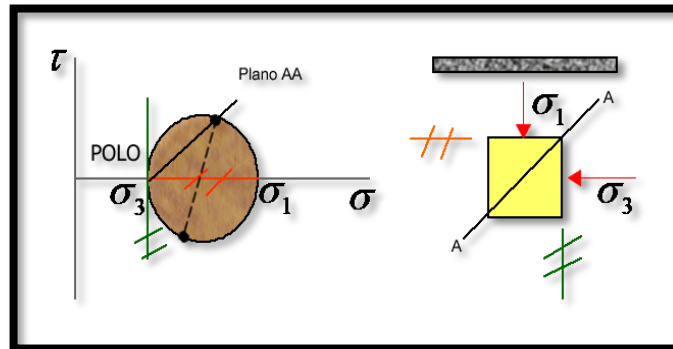
intercepta el círculo de Mohr en un punto que representa el estado tensional en un plano inclinado en la misma orientación de la línea.

Figura 11: Polo



Obsérvese que la posición del polo es función del diagrama físico de esfuerzos y la orientación relativa del diagrama (τ , σ). (Ver figura 11) La posición del polo se determina trazando desde el punto de un esfuerzo conocido en el círculo una paralela al plano donde actúa el esfuerzo en el diagrama físico. Esa línea corta el círculo en un punto llamado "polo".

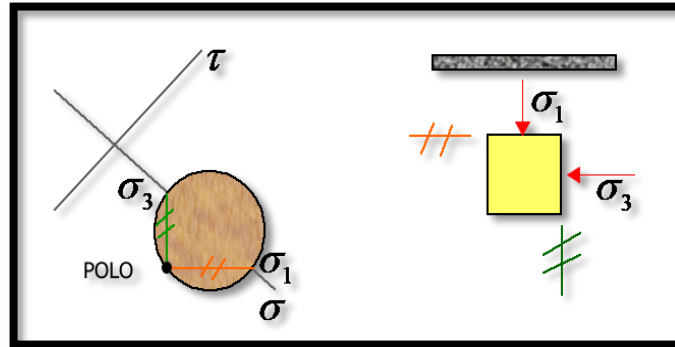
Figura 12: Polo en el círculo de Mohr



En la figura 12, se observa que una paralela al plano donde actúa σ_1 en el diagrama físico corta el círculo en σ_3 . Si se traza una paralela al plano donde actúa σ_3 , esta es tangente al círculo en σ_3 , y por lo tanto ese es el polo.

Por otra parte si se tiene el mismo diagrama físico y orientación diferente del diagrama (τ , σ), entonces:

Figura 13: Polo en el en el círculo de Mohr con orientación diferente



Al trazar una paralela al plano donde actúa σ_1 , a partir de σ_1 , la paralela corta el círculo en el punto P (polo). A partir de P se traza una paralela al plano donde actúa σ_3 y determina el valor de σ_3 .

Si se quiere calcular el valor del esfuerzo normal al plano AA (figura 12) basta con trazar una línea paralela al plano AA y el punto de corte de la paralela con el círculo, determina el valor de los esfuerzos τ y σ que actúan en ese plano. El valor de los esfuerzos que actúan en un plano ortogonal al plano AA, se determina uniendo el punto de esfuerzos AA con el centro del círculo prolongando la línea hasta cortar nuevamente el círculo (puesto que su plano ortogonal al AA hace 90° con él, en el círculo deben estar separados 180° o sea 2α) (figura 12).

1.3 ESTADO DE DEFORMACIONES EN UN PUNTO:

Ha sido mostrado que un estado bidimensional de esfuerzos es determinado únicamente si las componentes de esfuerzos en dos planos son conocidos.

De una manera similar, un estado de deformaciones (bidimensional) puede ser determinado si son conocidos los componentes de deformación unitaria de dos

planos, por ejemplo, e_x , y , e_y . Por proceso analítico similar al mostrado para un estado de esfuerzos, las deformaciones en un plano cualquiera vienen dadas por:

$$\begin{aligned}\epsilon_{x'} &= \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\alpha + \frac{\gamma_{xy}}{2} \operatorname{Sen} 2\alpha \\ \epsilon_{y'} &= \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} - \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\alpha - \frac{\gamma_{xy}}{2} \operatorname{Sen} 2\alpha \\ \gamma_{x'y'} &= (\epsilon_y - \epsilon_x) \operatorname{Sen} 2\alpha + \gamma_{xy} \cos 2\alpha\end{aligned}\quad (19)$$

La dirección de las deformaciones principales está dada por:

$$\operatorname{Tan} 2\alpha = \frac{\gamma_{xy}}{\epsilon_x - \epsilon_y}\quad (20)$$

Y la magnitud de las deformaciones principales es:

$$\epsilon_1 \neq \epsilon_2 = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}\quad (21)$$

1.3.1 Relación Esfuerzo Deformación: La relación esfuerzo – deformación de un cuerpo considerado como elástico – lineal está regido por la ley de Hooke. Para un esfuerzo dado:

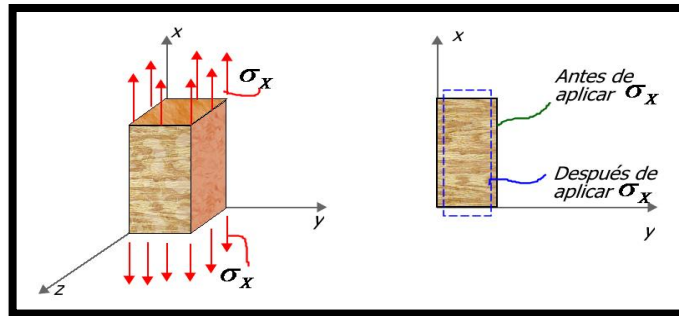
$$\epsilon = \frac{\sigma}{E}\quad (22)$$

E = modulo de elasticidad o modulo de Young.

Ha sido demostrado experimentalmente que en un material isotrópico, un esfuerzo normal a un plano no produce deformaciones angulares (deformaciones de corte) en ningún plano. De la misma manera, un esfuerzo cortante no produce deformaciones normales en ningún plano. Un esfuerzo de corte produce apenas deformación de corte en el plano donde actúa.

Consideremos un cuerpo rectangular con lados paralelos a los ejes coordenados y sometidos a un esfuerzo normal. Por ejemplo e_x , en sus dos caras opuestas:

Figura 14: Relación esfuerzo – deformación



La deformación en la dirección x es:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad (23)$$

Este esfuerzo σ_x causa también deformaciones normales en las direcciones y y z , así:

$$\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad \epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E} \quad (24)$$

Donde ν es la relación de Poisson.

Si el cuerpo rectangular es sometido a tres tensiones o esfuerzos normales según los tres ejes coordenados, las deformaciones normales resultantes pueden ser obtenidas por superposiciones así:

Deformaciones donde actúa σ_x (eje x):

$$\text{Deformación normal debido a } \sigma_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

$$\text{Deformación normal debido a } \sigma_y = -\nu \frac{\sigma_y}{E}$$

$$\text{Deformación normal debido a } \sigma_z = -\nu \frac{\sigma_z}{E}$$

Deformación total:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)) \quad (25)$$

Análogamente

$$\epsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) \quad (26)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad (27)$$

1.4 ESTADO DE EQUILIBRIO ELÁSTICO

Es el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo cuando la resistencia interna de la masa no se moviliza completamente.

De la misma manera, la deformación angular o de corte es:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (28)$$

En donde G es el modulo de elasticidad en corte o modulo de corte.

Con lo cual:

$$\begin{aligned} \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \tau_{xy} \\ \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \tau_{yz} \\ \gamma_{xz} &= \frac{1}{G} \tau_{xz} \end{aligned} \quad (29)$$

Las ecuaciones (25), (26), (27) y (29) se conocen como **Ley de Hooke generalizada**.

Para un estado plano de esfuerzos, en el cual $\sigma_x = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$, las citadas ecuaciones se reducen a:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y) \quad \epsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x) \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} \quad (30)$$

Debido a la isotropía del material, las constantes elásticas referidas a un plano cualquiera $x'y'$ son las mismas que para el plano xy . Entonces podemos definir las relaciones y deformaciones en este plano como:

$$\begin{aligned}\epsilon_{x'} &= \frac{1}{E}(\sigma_{x'} - \nu\sigma_{y'}) \\ \epsilon_{y'} &= \frac{1}{E}(\sigma_{y'} - \nu\sigma_{x'})\end{aligned}\tag{31}$$

Utilizando de nuevo las ecuaciones (31), (30), (29), (19), (15), (16), se demuestra que el modulo de Young está relacionado con el modulo de corte de la siguiente manera:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}\tag{32}$$

DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA: Si se considera un cubo con longitud unitaria de sus lados sometidos a tensiones normales en las direcciones x , y y z la nueva longitud de sus lados después de aplicada la carga será:

En la dirección $x = 1 - \epsilon_x$

En la dirección $y = 1 - \epsilon_y$

En la dirección $z = 1 - \epsilon_z$

Así el volumen será:

$$V_F = (1 - \epsilon_x)(1 - \epsilon_y)(1 - \epsilon_z)\tag{33}$$

Ignorando los productos infinitesimales tenemos:

$$V_F = 1 - (\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)\tag{34}$$

La variación de volumen es por tanto

$$\Delta V = V_1 - V_F = 1 - 1 + \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z\tag{35}$$

La variación volumétrica será entonces:

$$\frac{\Delta V}{V} (\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)\tag{36}$$

2. PRESIONES LATERALES DE TIERRAS

La presión de reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido y se ha prevenido de expandirse o contraerse. Los términos presión activa y pasiva son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra una estructura. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando esta se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando la estructura se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo.

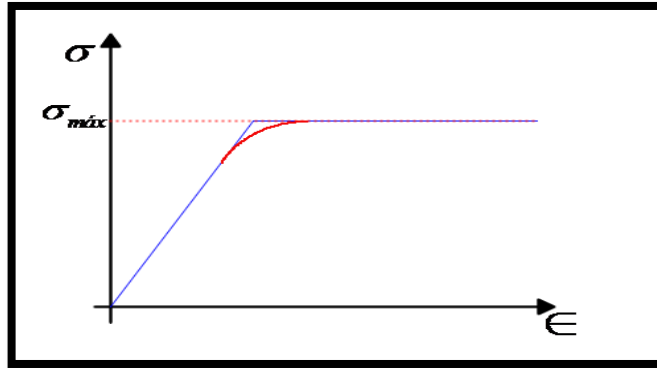
2.1 EQUILIBRIO PLÁSTICO

El equilibrio plástico es esencialmente un estado de falla inminente. Las fuerzas que actúan en cada elemento del suelo están en equilibrio. Los esfuerzos dentro de la zona de plasticidad son los que producen la falla; las deformaciones unitarias, en vez de estar relacionadas con los esfuerzos, son indeterminadas.

El esfuerzo de falla se alcanza sin una deformación unitaria apreciable, después de la cual ocurren deformaciones grandes a esfuerzo constante. Los suelos se comportan como materiales elasto-plásticos.

La curva esfuerzo deformación de un material plástico ideal está representada como se muestra en la figura 15

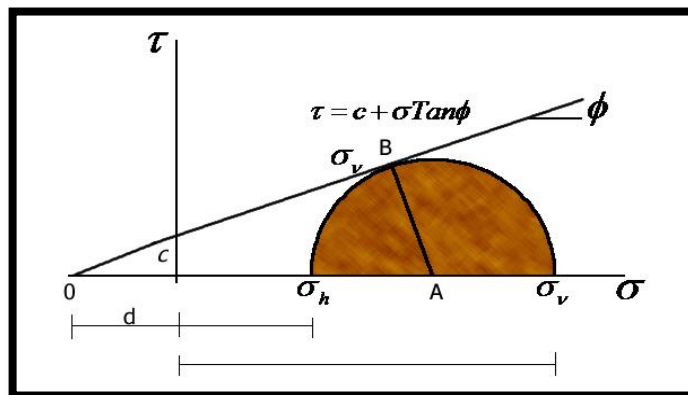
Figura 15: Curva esfuerzo deformación



A esfuerzos pequeños corresponden deformaciones elásticas proporcionales al esfuerzo aplicado y posteriormente alcanzan un esfuerzo máximo, para el cual las deformaciones se vuelven plásticas (irreversibles), o sea a esfuerzo constante se producen grandes deformaciones.

Si representamos en el círculo de Mohr el estado de esfuerzos para un suelo en el estado como el que se muestra en la figura 16 se obtendrá las siguientes relaciones:

Figura 16: representación del estado de esfuerzos



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

(37)

$$s = c + \sigma_f \tan \phi \quad (38)$$

Donde

s = esfuerzo cortante en plano de falla

σ = esfuerzo normal en el plano de falla

El punto de $\sigma_{\text{máx}}$ en la curva Esfuerzo – Deformación corresponde al punto en el cual el círculo toca la línea de falla, que es el plano de rotura del material, (punto B)

2.2 EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO

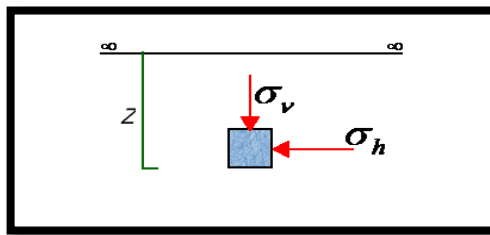
La teoría general del empuje de tierras se puede desarrollar a partir de los esfuerzos de una masa de suelo homogéneo de perfil horizontal e infinito en todos los sentidos. El esfuerzo vertical total en un elemento de suelo a la profundidad Z es igual a:

$\sigma_v = \gamma z$ ó $\sigma_v' = \gamma z - \mu$ si hubiera agua subterránea.

Las condiciones de esfuerzo en un elemento a una profundidad z se muestra en la figura 17, el elemento de suelo puede deformarse verticalmente por efecto del peso del suelo sobre él. Pero no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de esfuerzos.

El suelo está en equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo deformación del suelo.

Figura 17: Esfuerzos en una masa de suelo.



La relación entre las deformaciones lateral y vertical es el coeficiente de Poisson. Para la condición de cero deformaciones laterales en el elemento de suelo en cuestión, los esfuerzos principales están relacionados por:

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v \quad (39)$$

K_0 = coeficiente de empuje en reposo.

Cuando no hay deformaciones laterales se tiene de acuerdo con lo visto en la sección 1.3.1 que:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (40)$$

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z \quad y \quad \sigma_y = K_0 \sigma_z \quad (41)$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [K_0 \sigma_z - \nu(K_0 \sigma_z + \sigma_z)] \quad (42)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (43)$$

K_0 también puede ser calculado mediante la expresión de Jacky (1948):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \quad \text{Para arenas y arcillas normalmente consolidadas.} \quad (44)$$

Otros investigadores consideran que la ecuación de Jacky es satisfactoria para arena y proponen para arcillas normalmente consolidadas³:

$$K_0 = 0.95 - \text{sen } \phi \quad (45)$$

En la tabla1 se dan algunos valores de K_0 para algunos tipos de suelos:

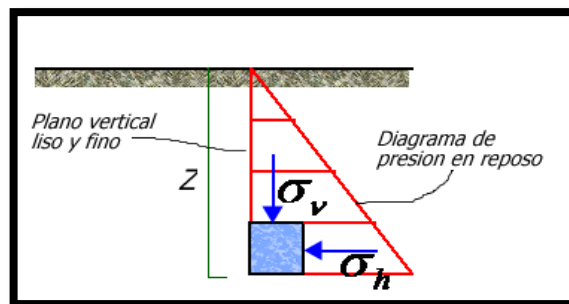
³ Wroth, 1972/ Myslivec, 1972/ Brooker & Ireland, 1965

Tabla 1: Valores de K_o para diferentes tipos de suelos

SUELO	K_o Efectivo drenado	K_o total sin drenaje
Arcilla Blanda	0.6	1.0
Arcilla Dura	0.5	0.8
Arena Suelta, Grava	0.6	
Arena Compacta, Grava	0.4	

Si se asume que adyacente al elemento de suelo considerado se tiene un plano de espesor infinitesimal, vertical y liso, se puede afirmar que el elemento y todos los que se encuentren por encima de él, ejercen una presión sobre ese plano, de forma triangular, similar a la presión hidrostática que haría una columna de agua contra un plano similar. El diagrama de presiones horizontales debido al peso propio del suelo corresponde al mostrado en la figura 18 y las presiones se calculan en función de la profundidad.

Figura 18: diagrama de presiones en reposo.



Ó sea para suelo seco:

$$p_o = \gamma z K_o \quad (46)$$

$$p_o = \gamma z \left[\frac{\nu}{1-\nu} \right] \quad (47)$$

Y para suelos saturado:

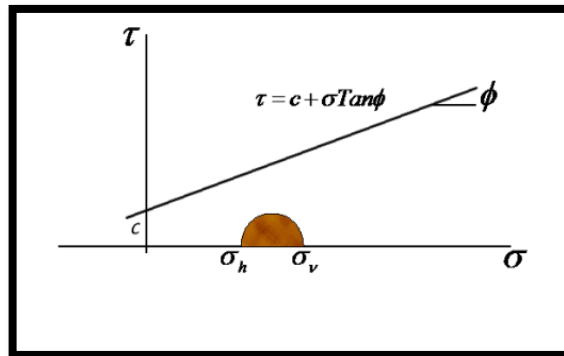
$$p'_o = (\gamma z - \mu)K_o \quad (48)$$

El empuje que ejerce la tierra en estado de reposo contra el plano o empuje resultante en reposo será entonces el área del diagrama de presiones mostrado, o sea:

$$P_o = \frac{1}{2}\gamma z^2 K_o \quad (49)$$

Y el punto de aplicación se encuentra a la profundidad $\frac{z}{3}$ a partir del punto inferior del plano. El estado de esfuerzos en el círculo de Mohr será el mostrado en la figura 19, en el que se aprecia un estado de equilibrio elástico, o sea que el suelo se encuentra en reposo, lejos de la falla.

Figura 19: estado de esfuerzo en el círculo de Mohr



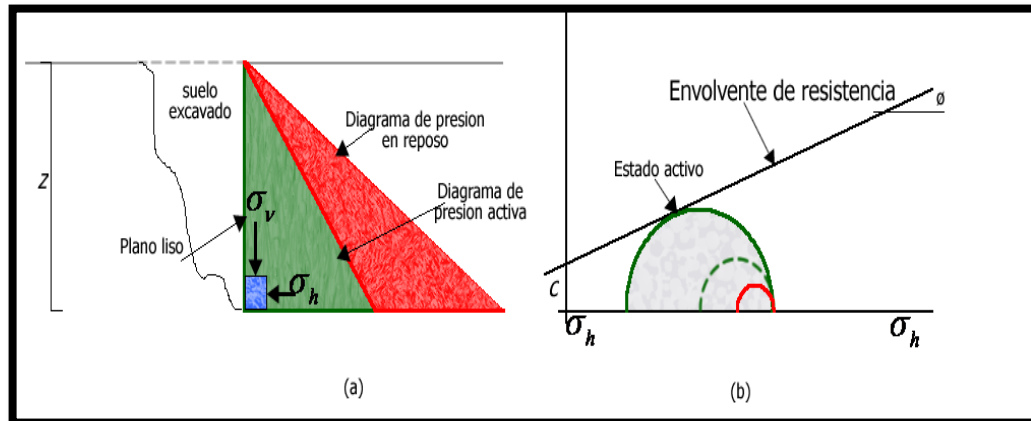
2.3 ESTADOS ACTIVO Y PASIVO

Son estados de equilibrio elástico, o sea, estados de falla o de falla inminente, a los que el suelo puede llegar según una trayectoria de esfuerzos aplicada.

2.3.1 Estado Activo: Supóngase un estado inicial de esfuerzos en reposo en un elemento de suelo dentro de una masa de perfil horizontal infinito y un diagrama

de presiones en reposo contra un plano vertical y liso, adyacente al cual se ha realizado una excavación, como se muestra en la figura 20 (a).

Figura 20: Diagrama de presión activa



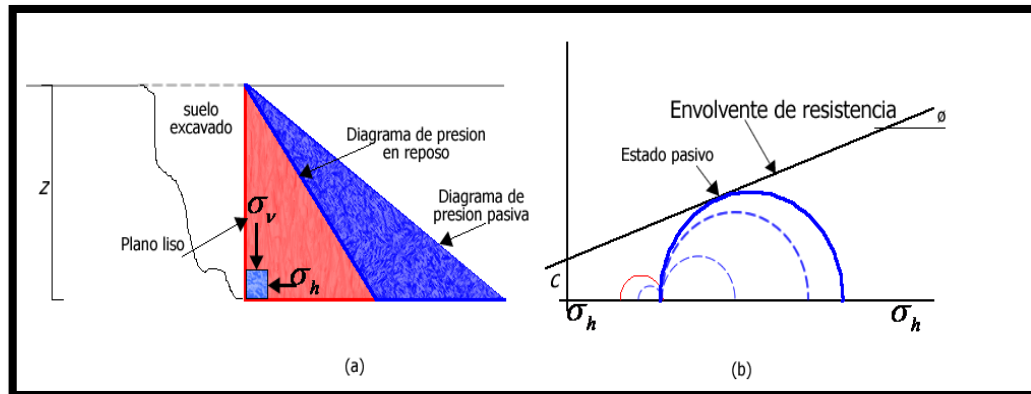
Es evidente que al realizar la excavación se produce una disminución del esfuerzo horizontal que confina al elemento, dando como resultado la disminución del diagrama de presiones en reposo, hasta que se produce el estado activo y el suelo falla o está a punto de hacerlo. La figura 20 (b) muestra como varía el estado de esfuerzos en el elemento, de manera que al permanecer constante el esfuerzo vertical, el círculo de esfuerzos crece al disminuir el esfuerzo horizontal, hasta tocar la envolvente de resistencia, momento en el cual el suelo falla.

El estado activo se define entonces como un estado de equilibrio plástico que se alcanza por disminución de los esfuerzos horizontales.

2.3.2 Estado Pasivo: Supóngase que al realizar la excavación es posible aplicar un desplazamiento al plano vertical contra el suelo que contiene; al hacerlo, se produce aumento del esfuerzo horizontal y por tanto el diagrama de esfuerzos en reposo aumenta, como se muestra en la figura 21 (a), hasta que se produce el llamado estado pasivo y el suelo puede fallar. Esta acción es posible apreciarla en

el diagrama de Mohr, en el que el círculo inicial de esfuerzos disminuye por el aumento del esfuerzo horizontal. Al seguir aumentando, el esfuerzo horizontal pasa a ser mayor que el vertical y el suelo puede llegar a fallar, tal como se muestra en la figura 21 (b), produciéndose el estado pasivo.

Figura 21: Diagrama de presión pasiva



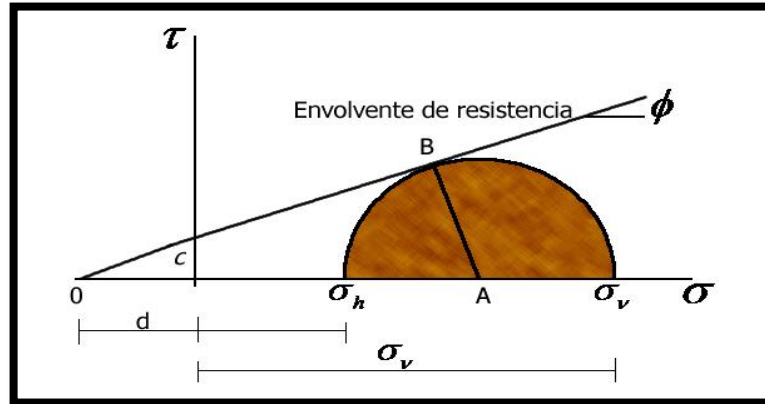
2.4 EMPUJES ACTIVO Y PASIVO

2.4.1 Empuje Activo: Si el muro vertical sin fricción se le permite alejarse del suelo, cada elemento de suelo se descomprime lateralmente. Lo que significa que el esfuerzo vertical, σ_v , permanece constante y el esfuerzo horizontal, σ_h , se reduce. Cuando el círculo de esfuerzos en el diagrama de Mohr toca la envolvente de falla, el empuje ha alcanzado un mínimo en ese punto; las condiciones elásticas ya no son las mismas. La masa de suelo por detrás del muro está en estado de falla o equilibrio plástico y un movimiento adicional en el muro hará que continúe la falla con poco cambio en el empuje.

Cuando se produce la falla, el esfuerzo horizontal, σ_3 , ha alcanzado su mínimo valor y se dice que la masa de suelo está en un estado activo.

Según el diagrama de Mohr, el estado activo se alcanza en la siguiente condición:
(ver figura 22).

Figura 22: Empuje activo según el Círculo de Mohr



Con base en el diagrama de la figura 22

$$\sigma_v + d = \overline{OA} + \overline{OASen\phi} = \overline{OA}(1 + Sen\phi) \quad (50)$$

$$\sigma_h + d = \overline{OA} - \overline{OASen\phi} = \overline{OA}(1 - Sen\phi) \quad (51)$$

Dividiendo la ecuación 50 en ecuación 51

$$\frac{\sigma_v + d}{\sigma_h + d} = \frac{\overline{OA} + \overline{OASen\phi}}{\overline{OA} - \overline{OASen\phi}} = \frac{\overline{OA}(1 + Sen\phi)}{\overline{OA}(1 - Sen\phi)}$$

Donde el esfuerzo horizontal es:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{(1 - Sen\phi)}{(1 + Sen\phi)} + d \frac{(1 - Sen\phi)}{(1 + Sen\phi)} - d \quad (52)$$

Pero

$$Tan\phi = \frac{c}{d} \rightarrow d = \frac{c \cdot Cos\phi}{Sen\phi} = \frac{c \sqrt{(1 - Sen^2\phi)}}{Sen\phi} \quad (53)$$

La idea es establecer el valor de esfuerzo horizontal para el cual la masa de suelo alcanza el estado activo.

Resolviendo:

$$\sigma_h = \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Al alcanzar el estado activo, el diagrama de presión se convierte en activo y se denomina p_a , en tanto que σ_v permanece constante e igual a γz , por lo tanto,

$$p_a = \gamma z \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} - 2c \left[\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right]^{1/2} \quad (54)$$

$$\text{Pero } \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = K_a \quad (55)$$

$$p_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (56)$$

Donde K_a es el coeficiente de empuje activo.

De la ecuación 56, el primer término corresponde a la contribución de la presión vertical y el segundo se debe a la cohesión del material; la configuración del diagrama de presión activa se muestra en la figura 23.

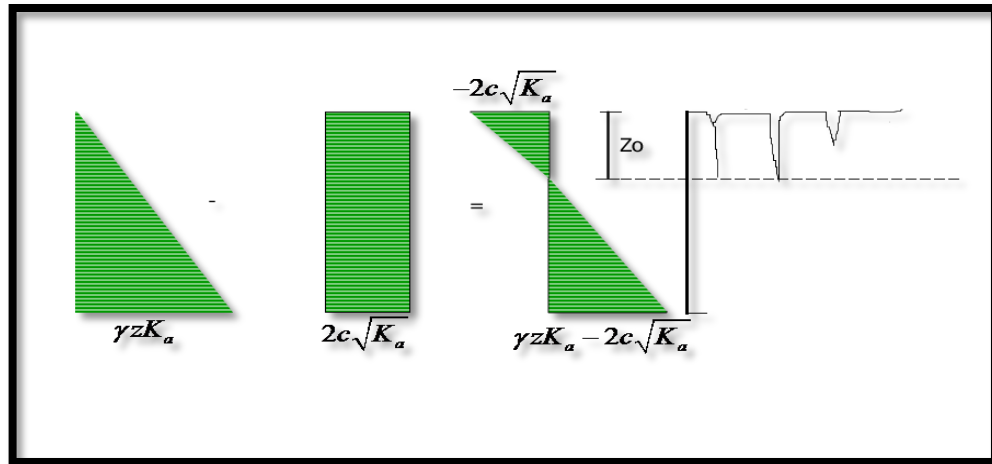
La ecuación 56, indica que la presión activa, p_a puede tomar el valor cero a una determinada profundidad z_0 ; es decir, si $p_a = 0$, entonces:

$$\gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (57)$$

Donde la profundidad puede determinarse así:

$$\begin{aligned} \gamma z K_a &= 2c \sqrt{K_a} \\ z_0 &= \frac{2c \sqrt{K_a}}{\gamma K_a} \end{aligned} \quad (58)$$

Figura 23: Diagrama de presión activa.



De acuerdo con el diagrama de presiones que se obtiene para un suelo cohesivo, (ver figura 23) desde la superficie del suelo contenido y hasta la profundidad z_0 , se tendrán esfuerzos negativos, o sea de tensión que harán que el suelo se agriete hasta esa profundidad.

Estas son las llamadas grietas de tensión las cuales pueden ocurrir en cortes o laderas naturales por desconfinamiento y originar mecanismos de remoción en masa o desestabilización y z_0 que es la máxima profundidad a la que pueden desarrollarse.

El empuje activo es la resultante del diagrama de presión activa, o sea el área del diagrama, que se determina mediante la expresión:

$$P_a = \int (\gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a})$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_a - 2cz\sqrt{K_a} \quad (59)$$

La ecuación 59 sugiere que cuando el área del diagrama negativo sea igual al área del diagrama positivo, el empuje activo, P_a es igual a cero. Es decir que para esa condición:

$$\frac{1}{2} \gamma z^2 Ka = 2cz\sqrt{Ka}$$

O sea que

$$z_c = \frac{4c\sqrt{Ka}}{\gamma * Ka} \tag{60}$$

Que significa que z_c es la altura máxima teórica de corte vertical que puede hacerse en un suelo arcilloso sin contención, dado que a esa profundidad no hay empuje activo resultante.

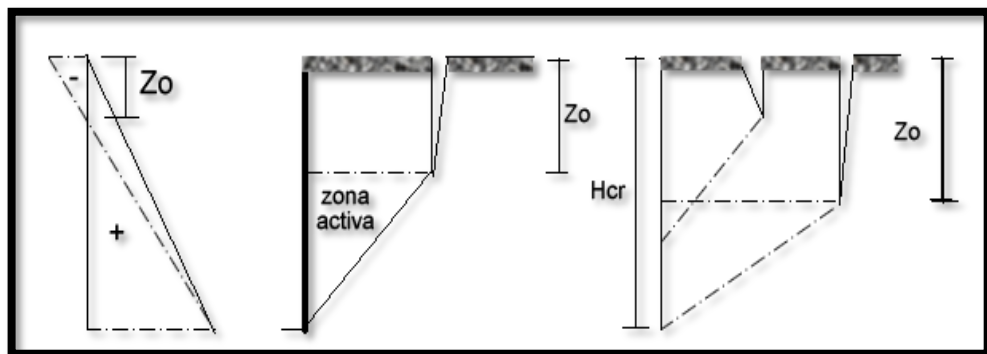
Para el caso particular de una arcilla blanda saturada sin drenaje ($\phi=0$), la expresión anterior toma la forma:

$$z_c = \frac{4c}{\gamma} \tag{61}$$

Para el caso de suelos granulares ($C=0$, gravas, arenas), el diagrama de presión activa es triangular e igual al primer término de la ecuación general obtenida.

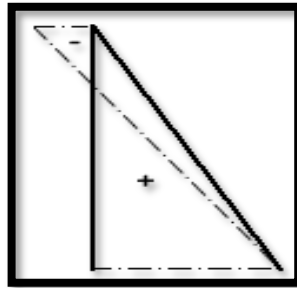
Tensión En Suelos Cohesivos: en caso de suelos cohesivos el diagrama de presiones en el caso activo es:

Figura 24: Diagrama de presiones activas en suelos cohesivos.



La zona de tensión no reduce realmente la presión lateral. La formación de las grietas de tracción permite la entrada de agua al macizo. La profundidad del agua puede aumentar sustancialmente las presiones contra el muro debido a la fuerza hidrostática $\gamma_w Z_0$ combinada con la presión lateral existente por lo que se ha recomendado para estos casos utilizar un diagrama de presiones como el de la figura 25

Figura 25: Diagrama de presión activa recomendado para suelos cohesivos



En el caso de cálculo de altura crítica, se recomienda usar:

$$H_c = \frac{GC}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (62)$$

En la cual $G=2.67$ a 3.0 en vez de:

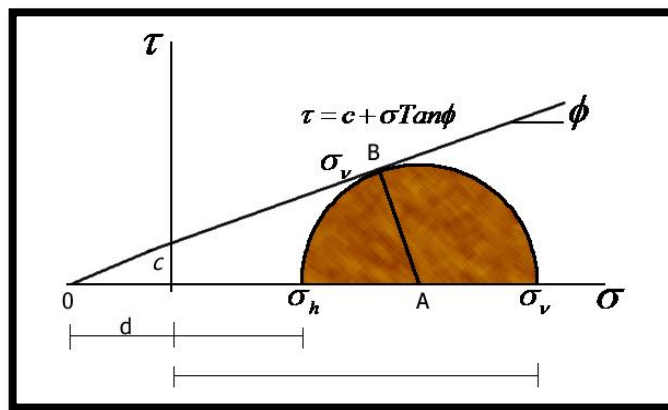
$$H_c = \frac{4C}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (63)$$

Por las siguientes razones no se recomienda usar la ecuación 63:

- Una vez las grietas se forman, el razonamiento inicial ya no es válido.
- Los suelos cohesivos tienden a perder cohesión cuando expuestos en excavaciones debido a procesos de absorción y secado.
- La carga de equipos adyacentes a la excavación.

2.4.2 Empuje Pasivo: El valor del empuje pasivo puede ser determinado mediante un procedimiento similar al del empuje activo. Puesto que en este caso el esfuerzo horizontal pasa a ser el esfuerzo principal mayor, se trata de determinar el valor máximo del esfuerzo horizontal que produce la falla pasiva. En la figura 26 se muestra el estado de esfuerzo final a partir del cual se obtiene el diagrama de esfuerzos pasivos.

Figura 26: Diagrama de esfuerzos pasivos.



Del diagrama de la figura 26 se tiene

$$p_p = \gamma z \frac{(1 + \text{Sen} \varphi)}{(1 - \text{Sen} \varphi)} + 2c \left[\frac{(1 + \text{Sen} \varphi)}{(1 - \text{Sen} \varphi)} \right]^{1/2}$$

pero, $\frac{(1 + \text{Sen} \varphi)}{(1 - \text{Sen} \varphi)} = \text{Tan}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = K_p$

$$p_p = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \tag{64}$$

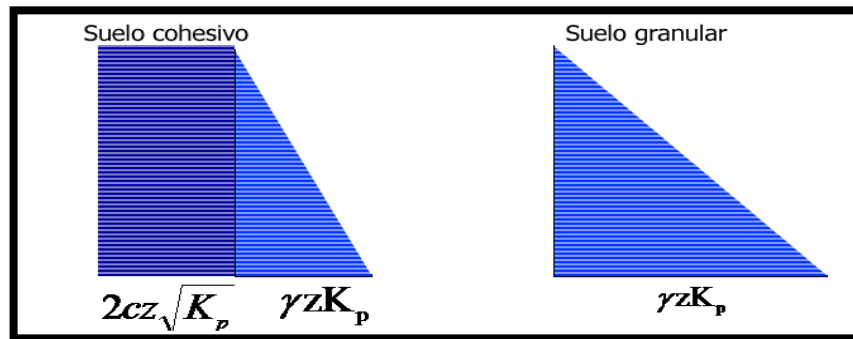
En la figura 27 se muestra la forma del diagrama de esfuerzos pasivos, de acuerdo con el tipo de suelo, el empuje pasivo será el área del diagrama o la integral de la expresión de esfuerzo pasivo:

$$P_p = \int [\gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p}]$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma z^2 K_p + 2cz\sqrt{K_p} \tag{65}$$

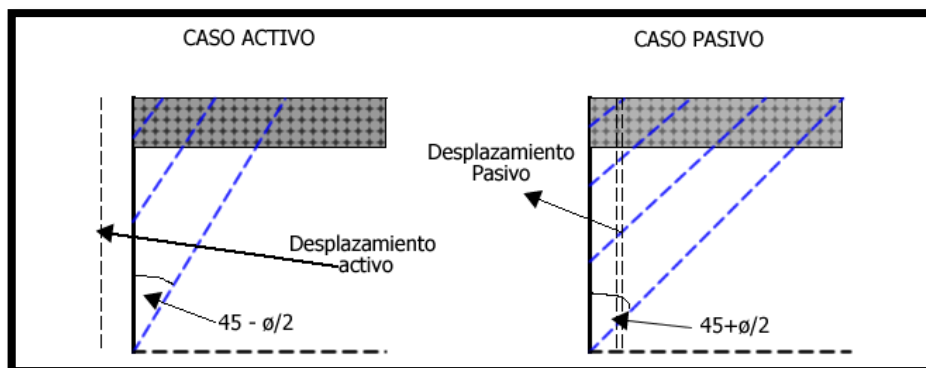
Donde K_p es el coeficiente de empuje pasivo

Figura 27: Diagrama de empuje pasivo.



En general, la ruptura para cada uno de los casos activo y pasivo, se da de acuerdo con los planos que se presentan en la figura 28. La figura sugiere que se requiere un mayor desplazamiento o giro hacia el material de relleno para producir estado pasivo que para producir el estado activo.

Figura 28: Comparación de desplazamientos activo y pasivo.

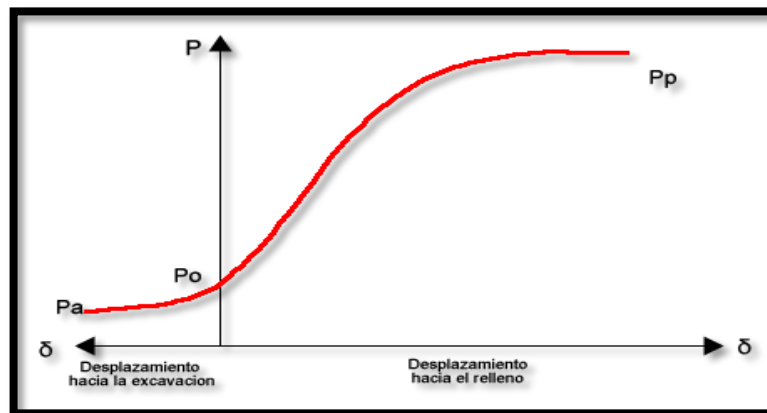


En la siguiente tabla 2 se dan valores típicos de la inclinación o desplazamiento mínimo necesario para producir los estados activo y pasivo y en la figura 29 se muestra como varían los empujes con los movimientos del plano de contención.

Tabla 2: Valores mínimos de desplazamiento necesarios para producir los estados activo y pasivo.

SUELO	ESTADO ACTIVO	ESTADO PASIVO
No cohesivo compacto	0.0005H	0.005H
No cohesivo suelto	0.0002H	0.01H
Cohesivo duro	0.01H	0.02H
Cohesivo blando	0.02H	0.04H

Figura 29: Efecto del movimiento del muro en la magnitud del empuje de tierras



2.5 TEORIA DE EMPUJE DE TIERRAS DE COULOMB Y RANKINE

Varias teorías de empujes de tierras se encuentran disponibles para estimar los empujes laterales de tierras activo y pasivo que pueden desarrollarse en una masa

de suelo contra un muro. Existen dos teorías de empujes de tierras bien establecidas que se podrían denominar clásicas; la teoría de Rankine y la de Coulomb. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificadoras del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

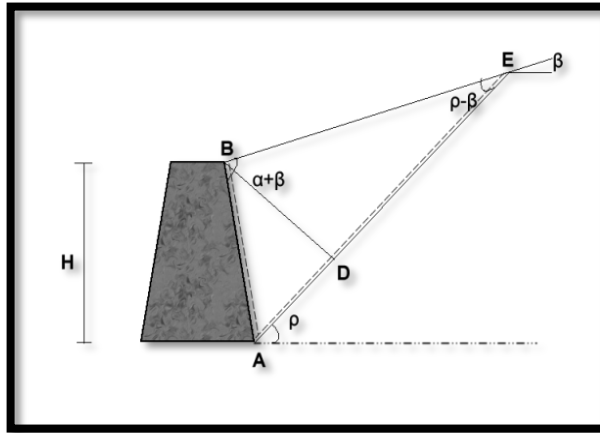
2.5.1 Teoría De Empuje De Tierra De Coulomb: Coulomb en 1776 desarrollo su teoría de empuje de tierras considerando las siguientes hipótesis:

- El suelo es isotrópico y homogéneo y posee tanto cohesión como fricción (c, ϕ)
- La superficie de ruptura es una superficie plana. Coulomb reconoce que la superficie de falla verdadera tiene una componente espiral logarítmica, pero considera que bajo esta hipótesis se facilita mucho el proceso matemático y lleva a resultados muy próximos a los que se obtienen mediante un proceso matemático riguroso.
- La superficie del relleno es plana y puede estar inclinada respecto de la horizontal.
- Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano de ruptura y $f = \tan \phi$ (coeficiente de fricción)
- La cuña de ruptura es un cuerpo rígido.
- Existe fricción entre el suelo y el muro. El factor de fricción es $\tan \delta$.
- La presión lateral sobre muros constituye un problema de deformación plana y por lo tanto puede ser tratado bidimensionalmente.

EMPUJE ACTIVO: Considérese un muro con respaldo inclinado un ángulo α respecto a la horizontal, el cual contiene un relleno granular cuyo ángulo de fricción interna es Φ y su peso específico es γ ; el relleno está inclinado un ángulo

β . El ángulo de fricción entre el muro y el relleno es δ . La figura 30 muestra el esquema físico del problema.

Figura 30 Teoría de Empuje activo de Coulomb



Fuente Coulomb (1776)

De la figura 30 se puede deducir:

$$\text{Área cuña} = \frac{1}{2} \overline{BD} \times AE \quad (66)$$

$$AE = AB \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \quad (67)$$

$$BD = AB \text{sen}(\alpha + \rho) \quad (68)$$

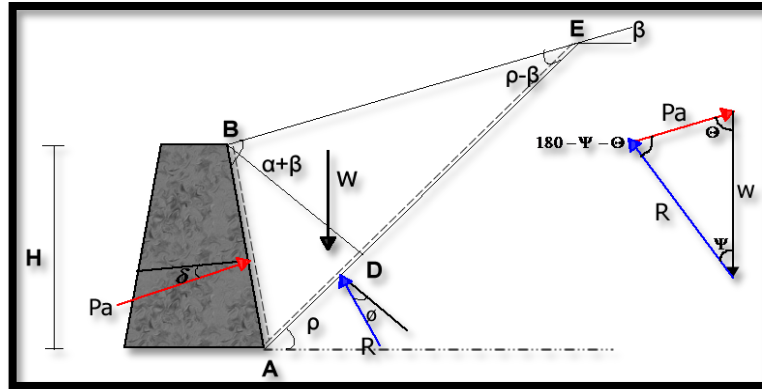
$$AB = \frac{H}{\text{sen} \alpha} \quad (69)$$

$$\text{Area} = \frac{1}{2} * \frac{H}{\text{sen} \alpha} * \text{sen}(\alpha + \rho) * \frac{H}{\text{sen} \alpha} * \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \quad (70)$$

$$A = \frac{H^2}{2 * \text{sen}^2 \alpha} * \frac{\text{sen}(\alpha + \beta) \text{sen}(\alpha + \rho)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \quad (71)$$

Coulomb establece un polígono de fuerzas donde actúan el peso de la cuña, una resultante R y el empuje activo como se muestra en la figura 31.

Figura 31: Fuerzas actuantes y condiciones de falla



Fuente: Coulomb 1776

El peso de la cuña ABE es $W = \sigma A_{ABE}$

$$W = \frac{\sigma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} * \left[\text{sen}(\alpha + \rho) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \right] \quad (72)$$

Según el triángulo de fuerzas, P_A es una función de W . Aplicando el teorema de los senos:

$$\frac{P_A}{\text{Sen}(\rho - \varphi)} = \frac{W}{\text{Sen}(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

$$P_A = \frac{W \text{sen}(\rho - \varphi)}{\text{Sen}(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (73)$$

En esta ecuación puede verse que $P_A = f(\rho)$

Esto es, que si en un determinado problema todos los términos permanecen constantes, P_A variara con ρ de una manera importante, pues define la geometría de la cuña y su peso.

Reemplazando se tiene:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2 \text{Sen}^2 \alpha} \left[\text{Sen}(\alpha + \rho) \frac{\text{Sen}(\alpha + \beta)}{\text{Sen}(\rho - \beta)} \right] \frac{\text{Sen}(\rho - \varphi)}{\text{Sen}(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (74)$$

Si se deriva $\frac{dP_A}{dp} = 0$ y se iguala a cero, se encuentra el máximo valor del empuje activo, P_a , siendo:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{Sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\varphi + \delta) \text{Sen}(\varphi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (75)$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (76)$$

Siendo K_a

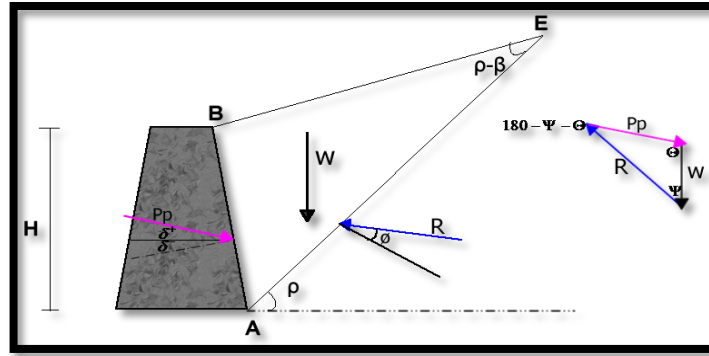
$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{Sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\varphi + \delta) \text{Sen}(\varphi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (77)$$

En el caso particular en que $\beta=0$, $\delta=0$ y $\alpha= 90^\circ$ (muro liso vertical y relleno horizontal):

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1 - \text{Sen} \varphi}{1 + \text{Sen} \varphi} = \frac{\gamma H^2}{2} \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (78)$$

EMPUJE PASIVO

Figura 32: Teoría de Empuje Pasivo de Coulomb (1776)



Fuente: Coulomb 1776

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{Sen}(\alpha + \rho) \text{Sen}(\alpha + \beta)}{\text{Sen}(\rho + \beta)} \quad (79)$$

Del triángulo de fuerzas (Teorema de los senos)

$$P_p = W \frac{\text{Sen}(\rho + \varphi)}{\text{Sen}(180 - \rho - \varphi - \delta - \alpha)} \quad (80)$$

Reemplazando y tomando $\frac{dP_p}{d\rho} = 0$ Resulta el mínimo valor de P_p

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{\text{Sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{Sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\varphi + \delta) \text{Sen}(\varphi + \beta)}{\text{Sen}(\alpha + \delta) \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (81)$$

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{Sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\varphi + \delta) \text{Sen}(\varphi + \beta)}{\text{Sen}(\alpha + \delta) \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (82)$$

Por lo tanto simplificando

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (83)$$

En el caso de $\delta = \beta = 0$ y $\alpha = 90$ (Muro liso vertical, relleno Horizontal)

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1 + \text{Sen}\varphi}{1 - \text{Sen}\varphi} = \frac{\gamma H^2}{2} \text{Tan}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (84)$$

Tabla 3: valores del ángulo de fricción muro-suelo (δ)

MATERIALES EN CONTACTO	ANGULO DE FICCIÓN EN GRADOS (δ)
Roca sana limpia	35
Grava Limpia, Mezclas Grava-Arena, Arena Gruesa	29-31
Arena Fina A Media Limpia, Arena Fina A Gruesa Limosa, Gravas Limosas O Arcillosas	24-29
Limo Arenoso, Limo De Baja Plasticidad	17-19
Arena Fina, Arena Fina A Media Limosa O Arcillosa	19-24
Arcilla Residual Dura O Presión Sólida	22-26
Arcilla, Arcilla Limosa Dura	19-19

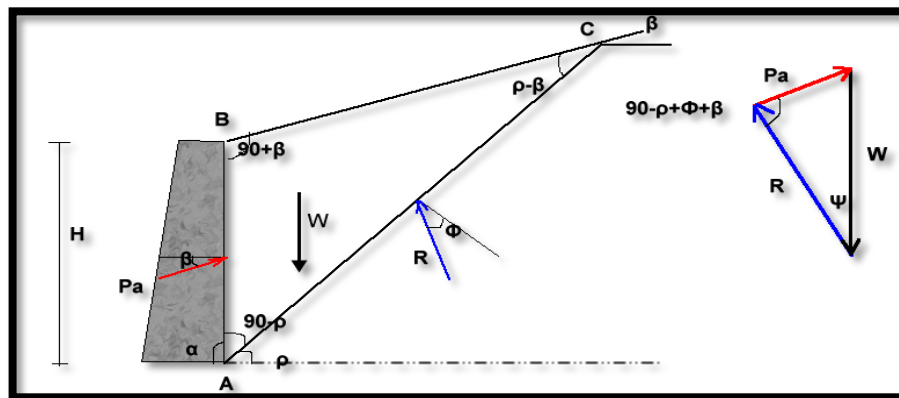
Tabla 4: valores del ángulo de fricción muro-suelo (δ) para materiales combinados con acero.

Grava limpia, mezclas grava- arena, fragmentos de roca	22
Arena limpia, mezclas de grava-arena- limo	17
Arena limosa, mezclas de grava o arena- limo o arcilla	14
Limo arenoso, limos de baja plasticidad	11

2.5.2 Teoría De Empuje De Tierras De Rankine: Rankine en 1857 considero el suelo en un estado de equilibrio plástico y consideró esencialmente las mismas hipótesis de Coulomb, excepto la referente a fricción pared-suelo. Rankine asumió que no existe tal fricción, lo cual simplifica significativamente el problema.

EMPUJE ACTIVO

Figura 33: Teoría de Empuje activo de Rankine (1857)



Fuente Rankine (1857)

Área:

$$ABC = \frac{1}{2} H^2 \frac{\text{Sen}(90 - \rho) \text{Sen}(90 + \beta)}{\text{Sen}(\rho - \beta)} \quad (85)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\text{Cos} \rho \text{Cos} \beta}{\text{Sen}(\rho - \beta)} \quad (86)$$

Del triángulo de fuerzas: $P_a = W \frac{\text{Sen}(\rho - \phi)}{\text{Sen}(90^\circ - \rho + \phi + \beta)}$

Substituyendo y tomando $\frac{dp}{d\beta} = 0$, se obtiene:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \text{Cos} \beta \frac{\text{Cos} \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos} \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}} = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (87)$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (88)$$

EMPUJE PASIVO

Mediante un proceso análogo al del empuje activo, se determina el empuje pasivo.

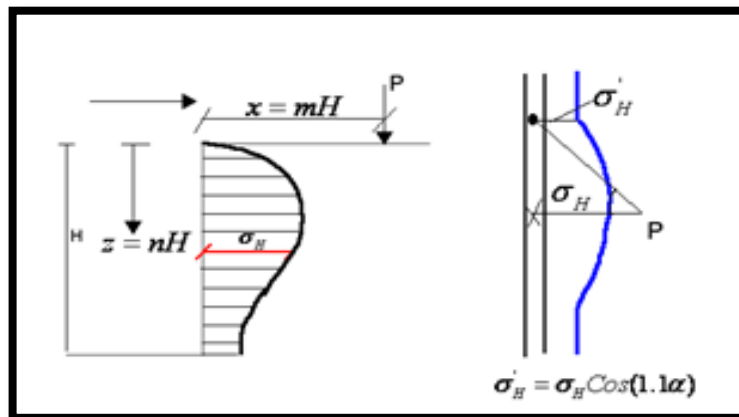
$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \underbrace{\left(\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right)}_{K_p} \quad (89)$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (90)$$

2.5.3 Efectos De Cargas: La teoría de elasticidad se utiliza también para determinar la presión lateral sobre estructuras de retención caudadas por varios tipos de cargas como las siguientes.

- Carga puntual: las figura 34 muestra el diagrama de esfuerzos producidos por el efecto de una carga puntual en un suelo

Figura 34: efecto producido por carga puntual



Fuente: Braja M. Das

$$m > 0.4$$

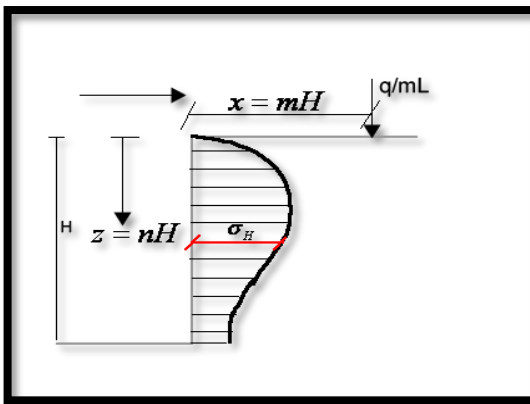
$$\sigma_H = \frac{1.77P}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$m < 0.4$$

$$\sigma_H = \frac{0.28P}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

- Carga lineal: el diagrama de esfuerzos que se produce por el efecto de una carga lineal se puede ver en la figura 35.

Figura 35: Efecto producido por carga lineal.



Fuente: Braja M. Das

$$m > 0.4$$

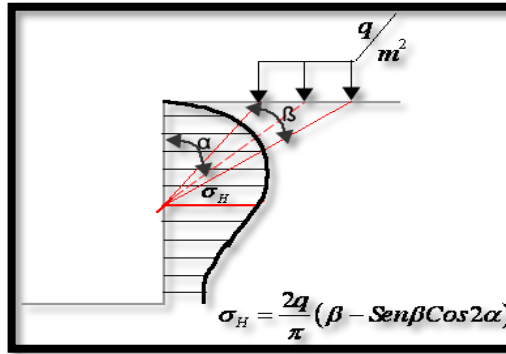
$$\sigma_H = \frac{4q}{\pi H} \left(\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \right)$$

$$m < 0.4$$

$$\sigma_H = \frac{q}{H} \left(\frac{0.203n}{(0.16 + n^2)^2} \right)$$

- **Carga de franja:** Para una carga de franja el diagrama de esfuerzos es el que se ve en la figura 36.

Figura 36: efecto producido por una carga de franja.

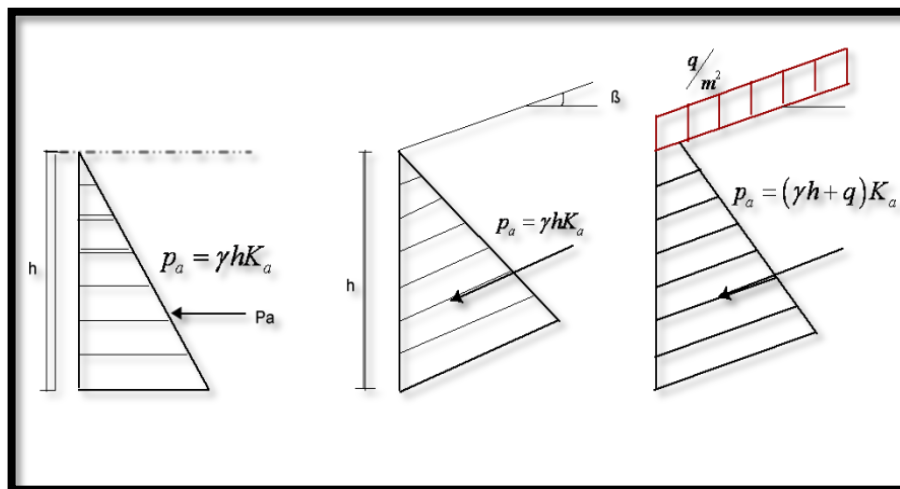


Fuente: Braja M. Das

$$\sigma_H = \frac{2q}{\pi} (B - \text{Sen}\beta \text{Cos}\alpha) \tag{91}$$

2.5.4 Efectos De Sobrecargas: Ha sido mostrado que para un material $c=0$ el diagrama de presiones es hidrostático, o sea, crece linealmente con la profundidad. Si una sobrecarga fuera aplicada en el material de relleno como en la figura, se tendría:

Figura 37: Efectos de las sobrecargas



$$P_a = \int_0^H (\gamma h + q) K_a dh = \left(\frac{\gamma h^2}{2} + qh \right) K_a \quad (92)$$

El punto de aplicación de la carga se encontraría tomando momentos con respecto a la parte superior del número:

$$P_a y = \int_0^H (\gamma h + q) K_a h dh = \left(\frac{\gamma H^3}{3} + \frac{qH^2}{2} \right) K_a$$

Medido desde arriba del muro el siguiente es el punto de aplicación:

$$y = \frac{2\gamma H^2 + 3qH}{3(\gamma H + 2q)} \quad (93)$$

Medido desde la base

$$\bar{y} = H - y \quad (94)$$

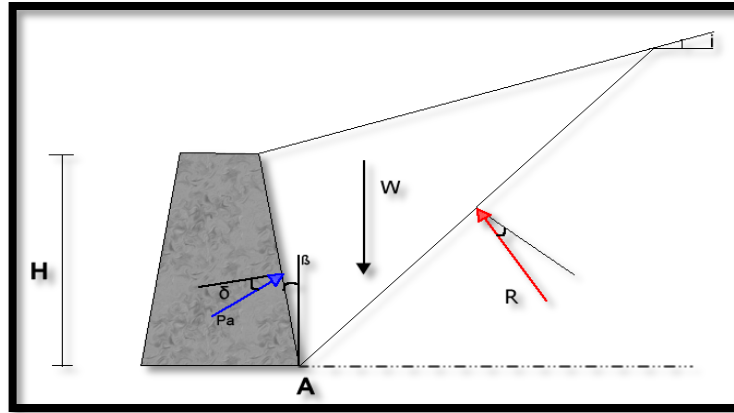
2.5.5 Efectos De Sismos Sobre Muros: Para determinar el efecto de los sismos en muros existen varios métodos los cuales se describen a continuación:

Método Empírico: Permite una evaluación rápida del incremento del empuje activo por sismo pero es aproximado. Durante un sismo, el empuje activo total es:

$$P_A (total) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A + \frac{3}{8} \gamma H^2 K_n \quad (95)$$

K_r =Valor de aceleración sísmica horizontal con respecto al valor de g en (%).
Corresponde al valor de la aceleración sísmica pico horizonte A_a de la NSR 98. El incremento por sismo es el segundo termino el cual se aplica a una altura de $0.6H$ por sobre la base del muro.

Figura 38: Método empírico Mononobe – Okabe



Fuente: Mononobe – Okabe

Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929), desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método de Mononobe-Okabe (M-O). Este método considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

Sin sismo, de acuerdo con la figura 38 el empuje activo es:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (96)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\beta - i)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (97)$$

Con Sismo:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_V) K_{AE} \quad (98)$$

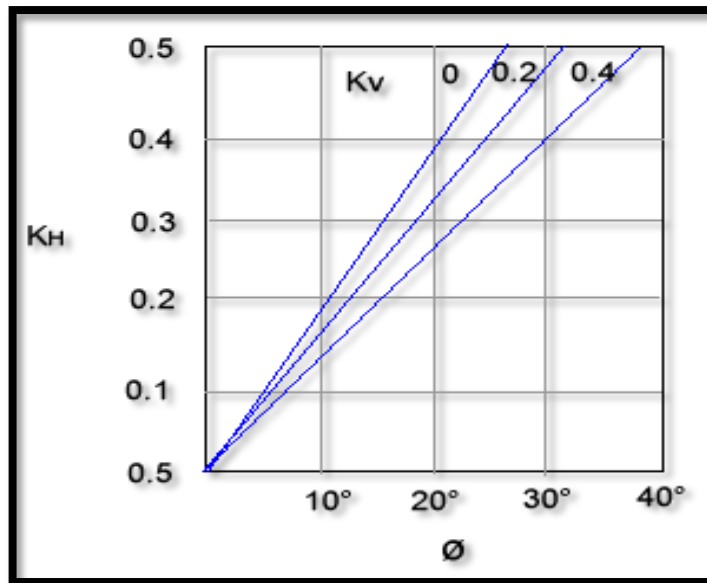
Donde el coeficiente dinámico de presión de suelo activo, K_{AE} , está dado por:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (99)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{K_H}{(1 - K_V)} \right] \quad (100)$$

K_H , y K_V son los valores de aceleración sísmica horizontal y vertical con respecto a g. Mononobe y Okabe presentan una relación entre K_H , K_V y ϕ mostrada en la figura 39. En Coulomb los valores de aceleración están dados por la NSR 98 para cada municipio del país.

Figura 39: relación entre K_H y K_V



Fuente: NSR 98

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$$

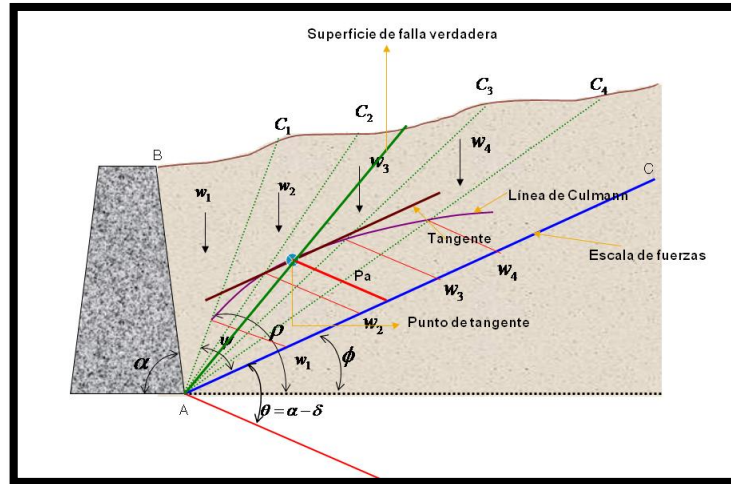
P_A se aplica a $\frac{H}{3}$ y de ΔP_{AE} a $0.6H$ a partir de la base del diagrama.

2.5.6 SOLUCIÓN GRÁFICA DE CULMANN-(1986):

- Dibuje el muro a una escala conveniente con la superficie de terreno, localizando las irregularidades del terreno, localizando las irregularidades, cargas puntuales, sobrecargas y la base del muro cuando sea en
- Desde el punto A, trace la línea AC, la cual forma un ángulo con la horizontal.
- Trace la línea AD, la cual forma un ángulo θ con la línea AC $\theta = \alpha - \delta$
- Trace las líneas hipotéticas de falla AC_1, AC_2, \dots etc., las cuales determinan las cuñas de ruptura ABC_1, ABC_2, \dots etc.
- Calcule el peso de las cuñas ABC_1, \dots etc., tratando de formar figuras geométricas de áreas conocidas. El peso es el área de la cuña ABC_i
- A lo largo de la línea AC, coloque según una escala conveniente de peso, el valor del peso de las cuñas hipotéticas de ruptura, localizando los puntos W_1, W_2, W_3, \dots etc.
- A partir de los puntos W_1, W_2, W_3, \dots etc. Trace líneas paralelas a la línea AD hasta encontrar la superficie de ruptura correspondiente a cada W_i . Así desde W_1 hasta la línea AC_1 , de W_2 hasta AC_2, \dots etc.
- Trace una curva que una los puntos encontrados en el paso 7 (curva o línea de Culmann). Trace una línea paralela a AC tangente a la curva de Culmann. Si hubiera más de una línea tangente a la curva, trácelas también.
- Desde el punto de tangencia establecido en el paso 8 proyecte una línea paralela a AD, hasta encontrar la línea AC. Según la misma escala de pesos, se mide esta línea y se determina P_a . Si desde el punto A se traza

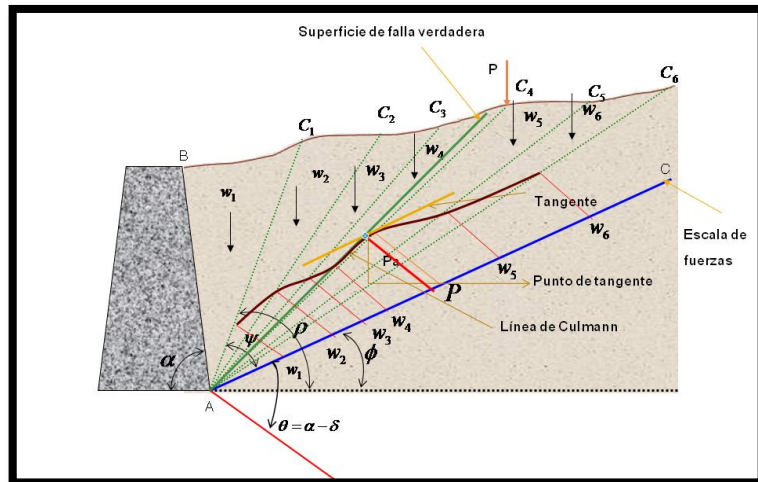
una línea que pase por el punto de tangencia del paso 8, se determinara la línea se falla AC_F a lo que es lo mismo la cuña de ruptura ABC_f . El segmento de la línea AC, desde A hasta P_a es el peso de la cuña de falla. Ver figuras 40 y 41

Figura 40: Solución grafica de Culmann



Fuente: Culmann

Figura 41 Solución grafica de Cullman Para cargas puntuales



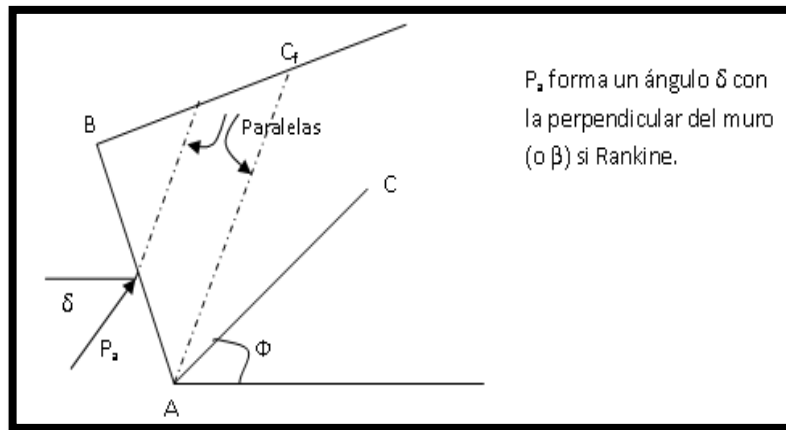
Fuente: Cullman

2.5.7 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN (TERZAGHI, 1943).

Caso 1: No hay cargas

- Encuentre el centro de gravedad de la cuña de ruptura.
- Trace una línea paralela a AC a partir del C.G de la cuña hasta interceptar la línea AB (muro) o la AB' (muro)

Figura 42: determinación del punto de aplicación caso 1



Fuente: Terzaghi, 1943

Caso 2: Carga concentrada o de línea dentro de la cuña de falla.

- Paralela a AC trace la línea $Vc'f$.
- Tómese un tercio de la distancia C_{cf} a partir de C' Para el punto de aplicación de P_a .

Este método permite calcular el empuje mediante una aplicación similar con las diferencias que se muestran en la figura 44.

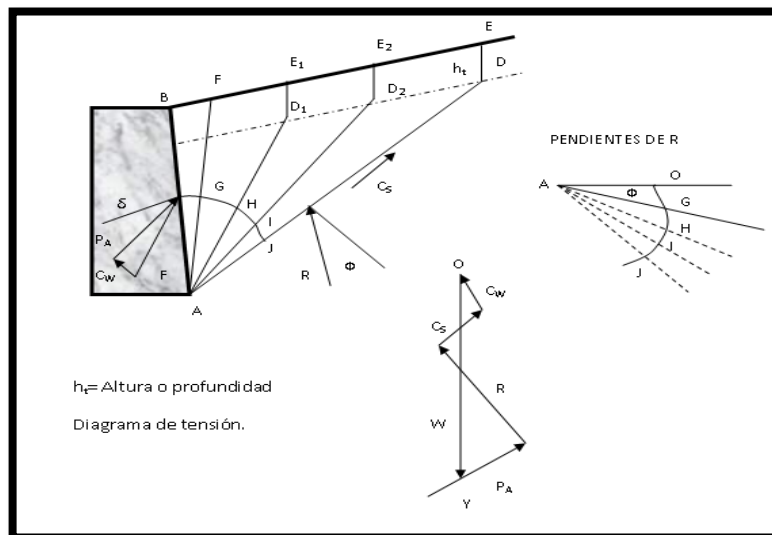
2.6 OTROS MÉTODOS GRÁFICOS

2.6.1 Método De Las Cuñas Tentativas: Es utilizado principalmente en suelos con cohesión, tiene en cuenta los siguientes parámetros:

- Fricción en el muro
- Fricción en la superficie de falla
- Peso de la cuña de falla
- Adhesión contra el muro
- Adhesión en superficie de falla

La figura 46 muestra la aplicación de este método en el caso pasivo para un muro.

Figura 45: Solución para el caso activo



$C_W = AB$. Cohesión (Dirección y magnitud conocidas)

$C_S = AD$. Cohesión (Dirección y magnitud conocidas)

W =Peso cuña (Dirección y magnitud conocidas)

R =Reacción (Dirección Conocida)

P_a =Empuje Activo (Dirección Conocida)

Pasos (Ver figura 45)

- Dibuje el muro y la superficie del terreno en una escala adecuada y calcule la profundidad $Z_0=h_t$ en la cual el diagrama de tracción se hace cero.
- La altura h_t determina la profundidad de las grietas de tracción que se presentara en el terreno.

$$h_t = \frac{2C}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (101)$$

- Dibuje una línea que determine h_t a lo largo del perfil del terreno.
- Dibuje una línea vertical AF y escoja cuñas de falla tentativas ABE_1D_1 , ABE_2D_2 ,...etc. y calcule sus senos correspondientes w_1 , w_2 ...etc.
- Calcule C_w Y C_s (Observar que C_w es constante para todas las cuñas) y sitúelos en el polígono de fuerzas como se indica. C_w actúa en la misma dirección de la cara interna del muro y C_s sobre la línea de acción de la superficie de falla supuesta.
- Si se supone una grieta contra el muro, entonces $C_w = (AB-h_t)$. Cohesión. Sitúe en una escala de fuerzas conveniente los pesos de las cuñas w_1 , w_2 ...etc. sobre un eje vertical correspondiente a la fuerza W (Eje OY) Coloque a partir del punto o la fuerza C_w de acuerdo con su inclinación. Coloque la fuerza C_s a partir del punto final de C_w de acuerdo con su inclinación.
- A partir de los puntos w_1 , w_2 ..., trace un vector P_a con su pendiente correcta. Obsérvese que la pendiente de P_a es constante.
- A partir del punto donde termina C_s , trace el vector R , sabiendo que la dirección de R forma un ángulo Φ con la perpendicular a la línea de falla supuesta.

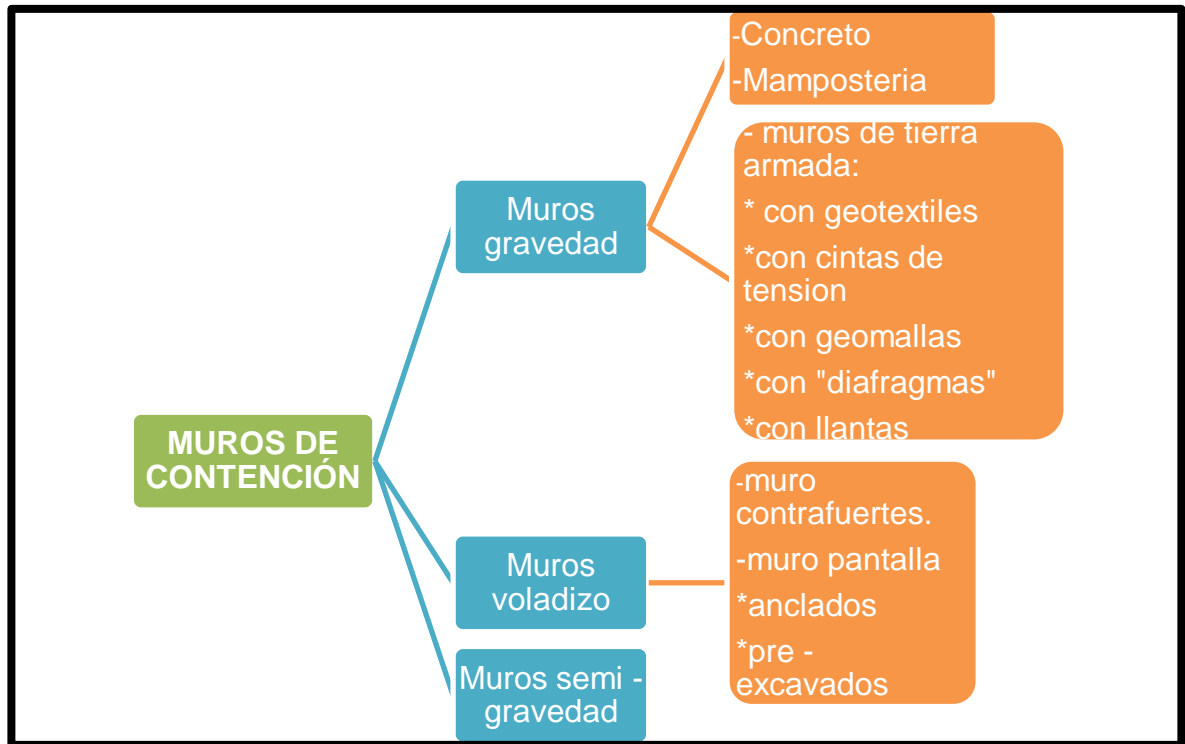
- La intersección de P_a y R determina para cada cuña un punto, a través del cual se traza una curva similar a la de Culmann.
- Trace una tangente a la curva paralela al vector W y trace el vector P_a a través del punto de tangencia al igual que en el método de Culmann, se pueden obtener varios puntos de tangencia (máximos) debe escogerse el mayor valor de P_a .
- La pendiente del vector R puede ser establecida convenientemente como sigue:
 - Trace un arco cualquiera GJ a partir de la línea vertical AF .
 - Trazamos la línea horizontal AO , marcamos un ángulo Φ y trazamos la línea de acción del vector R sobre la línea AF .
 - Ahora trazamos los arcos GH , HI , IJ de acuerdo con el mismo arco usado en el paso 1.
 - Las líneas AH , AI , AJ , etc. son las pendientes correspondientes del vector R a las curvas (Planos) de falla AD_1 , AD_2

2.7 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MUROS

Se define como *Muro de Contención* al elemento estructural dispuesto para contener un empuje lateral de un material.

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales, por ejemplo, se usan en la construcción de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano. Pueden ser utilizados como soporte de estructuras o como defensa contra erosión o inundación producida por ríos y corrientes de agua.

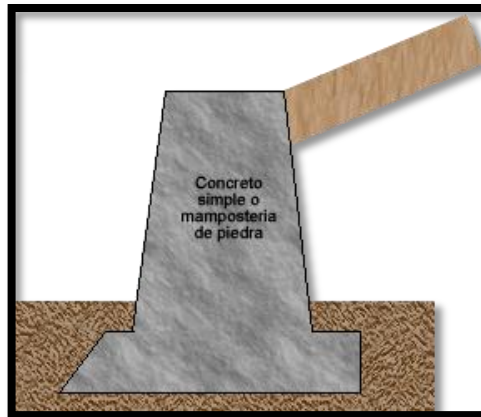
Figura 46: Clasificación de los muros de contención



2.7.1 MUROS CONVENCIONALES: Estos se clasifican como:

MUROS DE RETENCIÓN DE GRAVEDAD:

Figura 47: Muro de retención de gravedad.

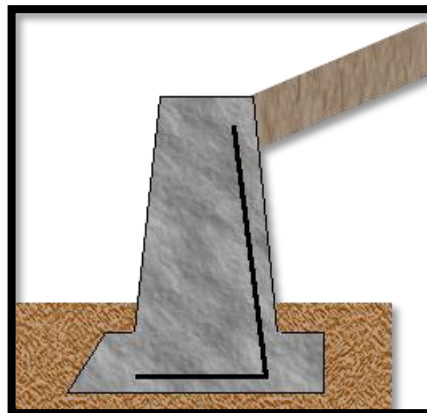


Fuente: Braja M. Das

Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. No es económico para muros altos.

MUROS DE RETENCIÓN DE SEMIGRAVEDAD:

Figura 48: Muro de retención de semigravedad

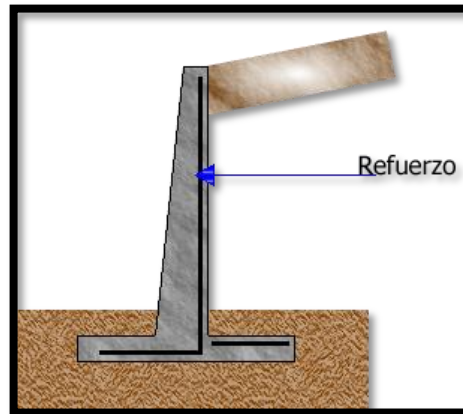


Fuente: Braja M. Das

Una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro.

MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO:

Figura 49: Muro en voladizo

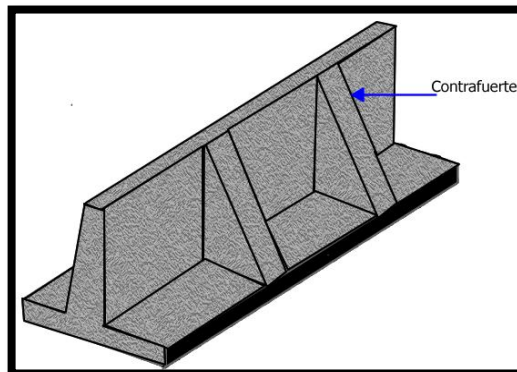


Fuente: Braja M. Das

Están hechos de concreto reforzado y constan de un vástago delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 8m.

MUROS DE RETENCIÓN CON CONTRAFUERTE:

Figura 50: Muro con contrafuertes



Fuente: Braja M. Das.

Son similares a los muros en voladizo. A intervalos regulares estos tienen losas delgadas de concreto conocidas como *contrafuertes* que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Algunos de los parámetros necesarios para diseñar apropiadamente los muros de retención son: el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro, y del suelo debajo de la losa de la base.

A los muros de contención en la fase de diseño hay que hacerle chequeo por estabilidad y por resistencia adecuada.

2.8 DIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE RETENCIÓN:

Se deben suponer algunas dimensiones para realizar el diseño que se revisarán durante el chequeo para la estabilidad.

Las proporciones más usuales para pre – diseño de muros así:

Figura 51: muro Cantilliver

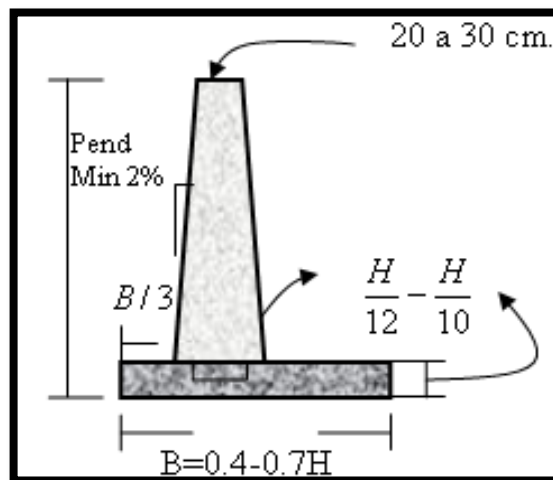
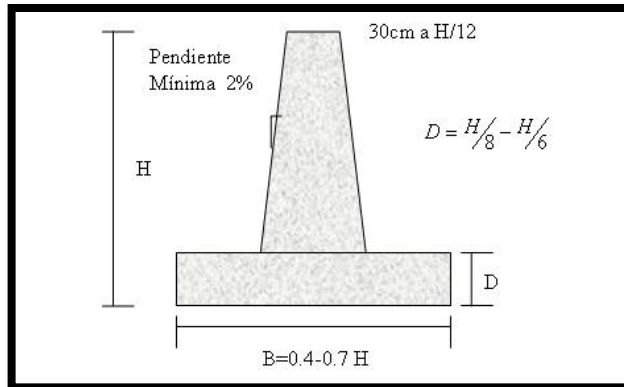


Figura 52: muro de gravedad

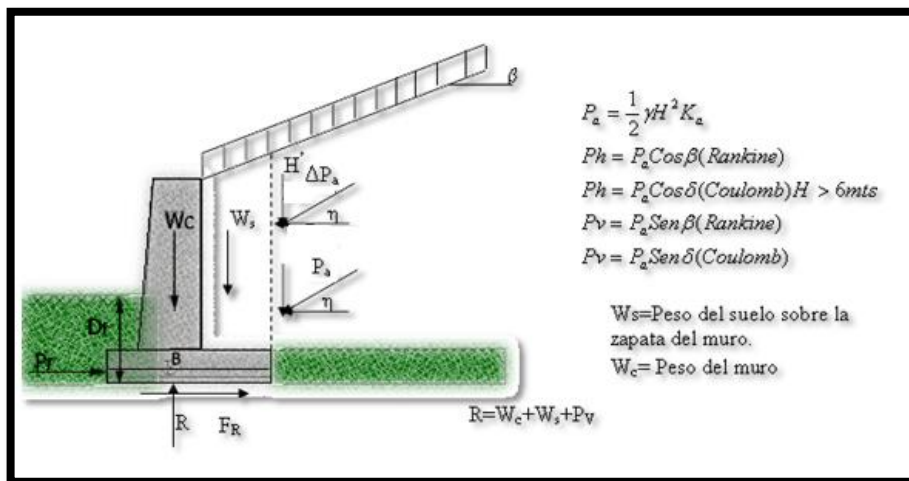


En un muro actúan fuerzas desestabilizantes y estabilizantes. Las primeras son las fuerzas de empuje activo por sismo e hidráulica. Las segundas son las verticales como el peso propio, el peso del suelo y las cargas externas sobre el muro y las componentes verticales de los empujes.

Fuerzas que actúan en un muro voladizo:

En la figura 53 se muestra un esquema de las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo.

Figura 53: Fuerzas que actúan en un muro voladizo.



La fuerza F_R está compuesta por una componente de fricción debida al ángulo Φ_a del contacto entre el cemento y el suelo y por otra debida a la cohesión

$$Fr = R \cdot \tan\phi + C'B \quad \text{Forma general}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma D_f^2 K_p$$

Debido al remolde es de esperarse que los parámetros del suelo varíen de forma importante. Por tanto se reduce las fuerzas de fricción de acuerdo con los siguientes límites:

$$0.67\phi < f < \tan\phi$$

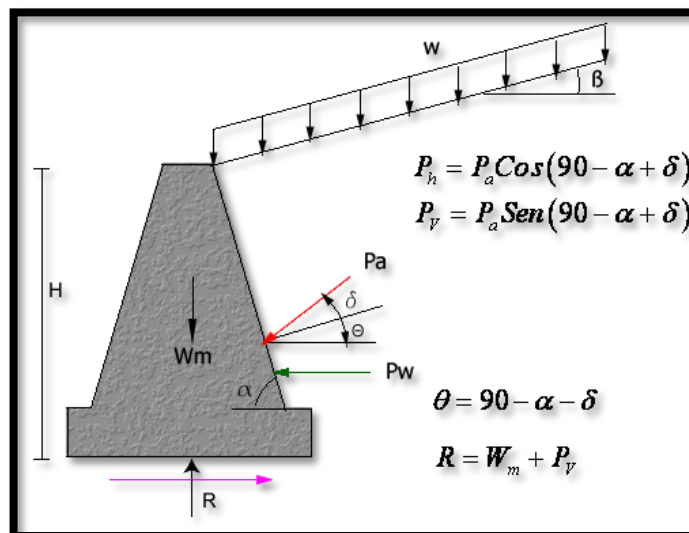
$$0.5C < C_a < 0.75C$$

2.8.1 ANÁLISIS DE MUROS:

- MURO DE GRAVEDAD:

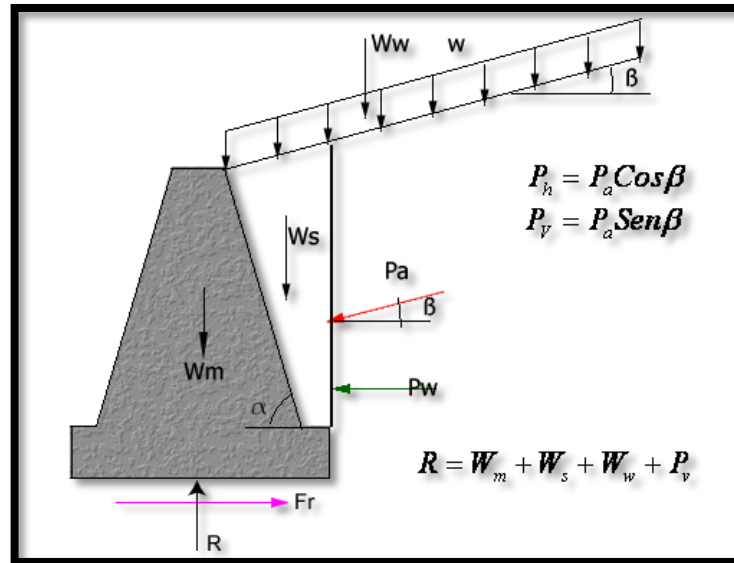
Las fuerzas dependen del planteamiento teórico de cada uno, (Coulomb o Rankine) de acuerdo con las figuras 54 y 55.

Figura 54: Fuerzas en los muros según Coulomb.



Fuente: Coulomb

Figura 55: Fuerzas en los muros según Rankine



Fuente: Rankine

2.8.2 Condiciones De Estabilidad: Los muros deben cumplir con las siguientes condiciones de estabilidad.

- **Deslizamiento**

El factor de seguridad contra deslizamiento se define como:

$$F_D = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistivas}}{\sum \text{Fuerzas Deslizamiento}} \quad (102)$$

$F_D \geq 1.5$ cimentación sobre suelos Granulares

$F_D \geq 2.0$ cimentación sobre suelos Cohesivos

De acuerdo con lo comentado en la sección 2.4.2 para la movilización del empuje pasivo se requiere de un desplazamiento mucho mayor que el necesario para que se llegue al estado activo. Por otra parte la condición del suelo del lado pasivo puede no ser favorable, bien porque sea producto de un relleno antrópico o porque

su permanencia no sea garantizada (en caso de muros en cortes de media ladera. Por lo tanto el uso de P_p como fuerza resistiva debe provenir de un análisis cuidadoso de estos factores.

- **Vuelco**

Debe revisarse la estabilización por vuelco respecto al punto más extremo de la base del muro. El factor de seguridad contra vuelco es:

$$F_v = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes al vuelco}}{\sum \text{Momentos de vuelco}} \quad (103)$$

$F_v \geq 3.0$ Cimentación en suelos Granulares

$F_v \geq 2.0$ Cimentación en suelos Cohesivos

- **Ruptura y deformación excesiva del suelo de cimentación**

La reacción del suelo debe caer en el tercio central de la base de muro.

Cuando cae fuera, ocasiona que el diagrama de presiones que resulta tiene mayores componentes del lado en que R es excéntrica, lo cual puede ocasionar:

- Esfuerzos negativos al otro lado.
- Esfuerzos superiores a la capacidad de soporte del suelo.
- Deformaciones excesivas del suelo del lado de mayor concentración de esfuerzos.

La posición de la resultante x es calculada como:

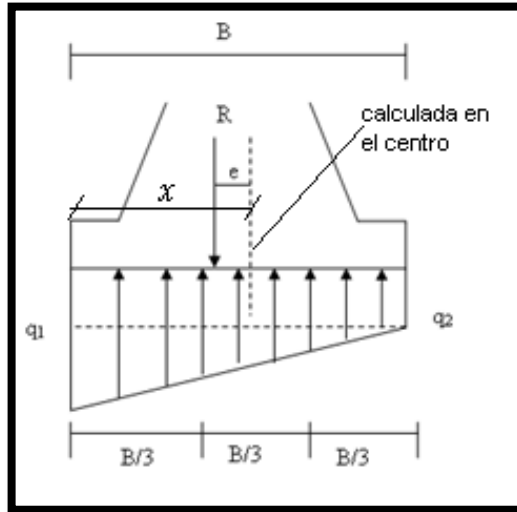
$$x = \frac{\sum Mr - \sum Mv}{\sum F_v} \quad (104)$$

Y la excentricidad es

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} \quad (105)$$

Cuando existe excentricidad, los esfuerzos debajo de la cimentación se pueden establecer a partir de la figura 56.

Figura 56: Excentricidad



$$\frac{q_1 + q_2}{2} B = R \quad \text{De aquí } q_2 = \left(\frac{R}{B} - \frac{q_1}{2} \right) \quad (106)$$

Tomando momentos con respecto a 1

$$\sum M_1 = 0 = q_2 * B * \frac{B}{2} + \frac{q_1 - q_2}{2} * B * \frac{2}{3} * B = R \left(\frac{B}{2} + e \right) \quad (107)$$

Desarrollando y reemplazando q2 se tiene:

$$q_1 = \frac{R}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) \quad (108)$$

Si reemplazamos q1 en q2 y generalizando:

$$q_{\max} = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (109)$$

$$R = \sum F_v \quad (110)$$

q_{máx.} no debe exceder a q_{adm.}

Los ángulos de fricción cimiento – suelo recomendados se resumen en la tabla 5:

Tabla 5: ángulos de fricción cimiento – suelo.

Material de relleno	Rango de δ (grados)
Grava	27 – 30
Arena gruesa	28 – 28
Arena fina	15 – 25
Arcilla firme	15 – 20
Arcilla limosa	12 - 26

- **REVISIONES POR ASENTAMIENTO**

Debe hacerse una revisión de los asentamientos de la base del muro; asentamientos excesivos pueden causar esfuerzos adicionales en la cimentación y posible falla por deformación.

- **ESTABILIDAD GENERAL**

Debe realizarse un chequeo de la estabilidad general del sitio, específicamente en el caso de muros, de taludes o laderas.

2.8.3 Otros Tipos De Muros: Existen otros tipos de muros de tierra:

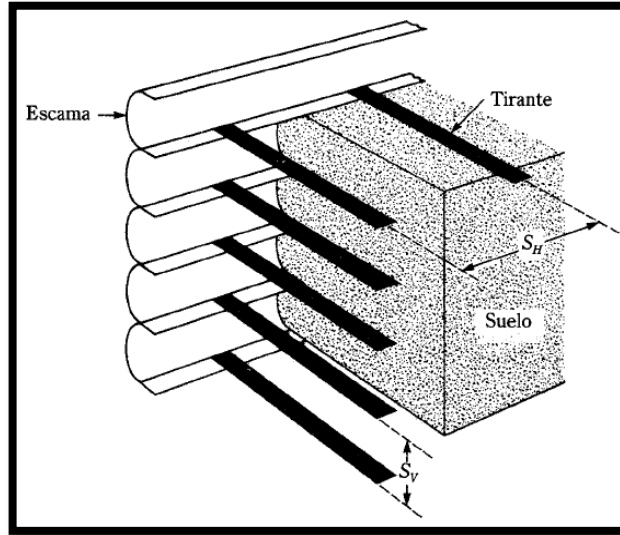
- **Muros de retención con tiras metálicas:**

Estos muros son muy flexibles, sus componentes principales son:

- El relleno, que es un suelo granular.

- Las tiras de refuerzo, que son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares
- El recubrimiento sobre la cara frontal, a la que se le llama escama.

Figura 57: Muro de retención de tierra reforzado



Fuente: Braja M. Das

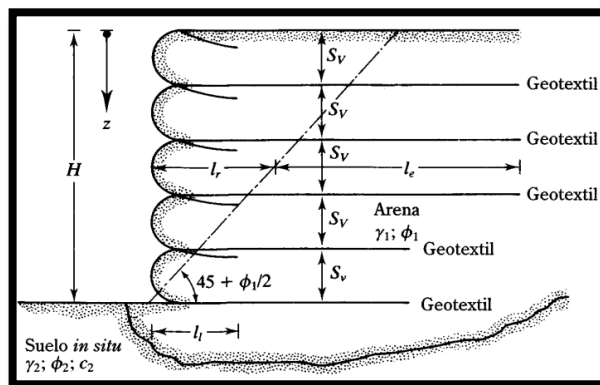
Figura 58: Muro de tierra reforzado



- **Muros de retención con refuerzo geotextil:**

El relleno es un suelo granular, la fachada del muro se forma traslapando las hojas como se muestra en la figura, con la longitud de traslape de l . Cuando se termina la construcción del muro, la cara expuesta de este debe recubrirse, para proteger el geotextil de la luz ultravioleta. Una emulsión bituminosa o Gunita, se rocía sobre la cara del muro.

Figura 59: Muros de retención con refuerzo geotextil.



Fuente: Braja M. Das

Tabla 6: relaciones de ángulo ϕ

TIPO	ϕ_F / ϕ_1
Tejido; monofilamento / arena de concreto	0,87
Tejido; película de limo / concreto arena	0,8
Tejido; película de limo / arena redondeada	0,86
Tejido; película de limo / arena limosa	0,92
No tejido; adherido por fusión / arena de concreto	0,87
No tejido; punzonado con aguja / arena de concreto	1
No tejido; punzonado con aguja / arena redondeada	0,93
No tejido; punzonado con aguja / arena limosa	0,91

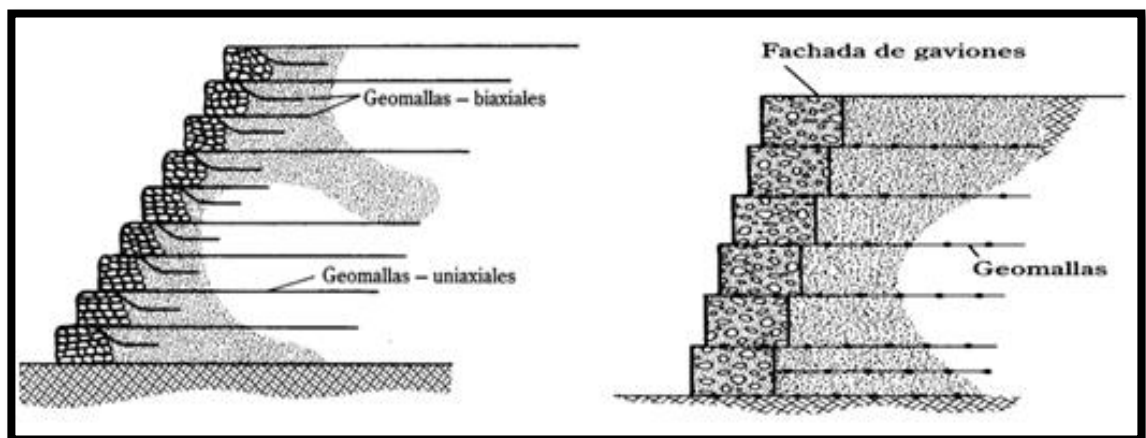
Figura 60: Muro con geotextil



- **Muros de retención con refuerzo de geomallas:**

Estas también se usan como refuerzo en terreno granular para la construcción de muros de retención. A continuación se muestra una comparación de presiones laterales medidas y de diseño (Berg y otros, 1986) de dos muros de retención construidos con fachadas de paneles precolados.

Figura 61: muro con geomallas



Fuente: Braja M. Das

Figura 62: Muro con geomallas



Muros de llantas

Figura 63: Muro de llantas



3. FUNDACIONES SUPERFICIALES

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o porque serán transmitidas cargas de estructuras livianas

En otro tipo de estructuras, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar su apoyo en terreno competente y evitar problemas de socavación en su base. Los cimientos superficiales se caracterizan además porque transmiten la carga al suelo a través de un plano de contacto que es precisamente la base de la cimentación.

3.1 TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

- Cimentaciones ciclópeas.
- Zapatas.
 - Zapatas aisladas.
 - Zapatas corridas.
 - Zapatas combinadas.

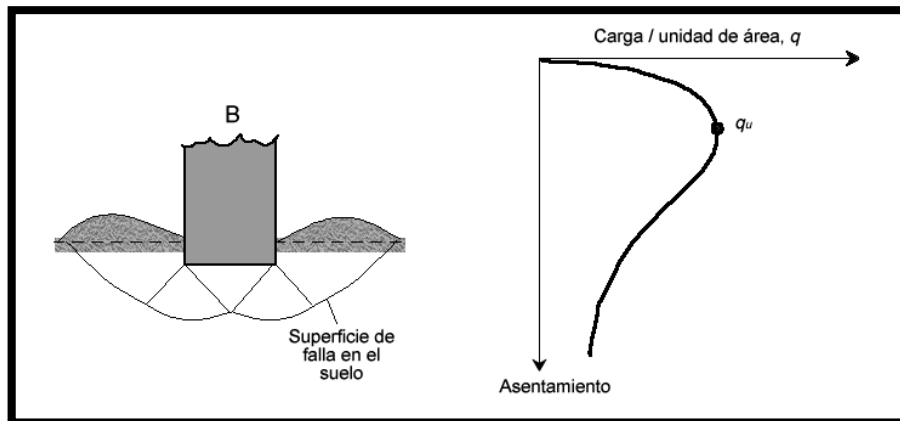
En general las cimentaciones superficiales deben ser seguras contra fallas del suelo que lo soporta, y no deben experimentar desplazamientos o asentamientos excesivos.

3.2 MODOS DE FALLA POR CAPACIDAD PORTANTE

Considérese una cimentación de ancho B sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo, rígido como en la figura 64

Ahora se le aplica carga gradualmente a la cimentación ocasionando que los asentamientos se incrementen, la grafica 65 muestra la variación de la carga por unidad de área q al igual que el asentamiento. Una falla súbita tendrá lugar al alcanzar el máximo esfuerzo q_u en el suelo que soporta la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno q_u se denomina capacidad de carga última de la cimentación. Este tipo de falla se conoce como falla general y ocurre en suelos de comportamiento frágil como arenas densas y arcillas rígidas o duras.

Figura 64: falla general de corte

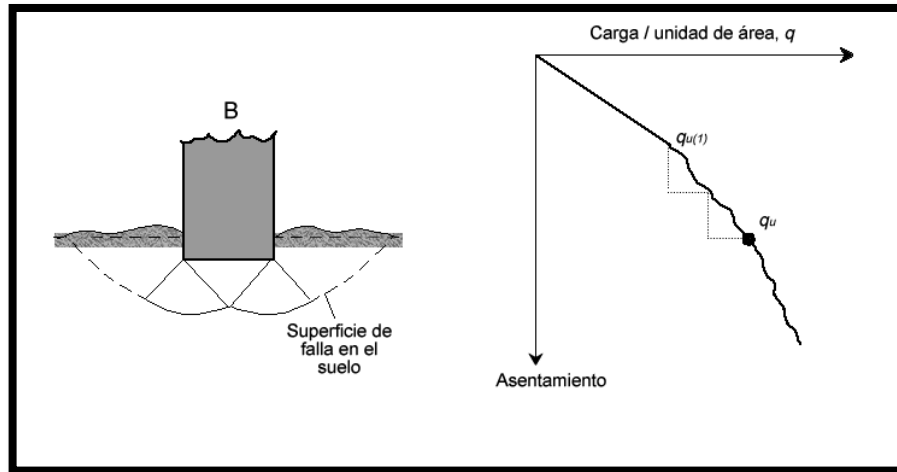


Fuente: Braja M Das

Otro caso importante a considerar es cuando la cimentación descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado, un incremento de carga sobre la cimentación también produce un aumento del asentamiento. Aquí la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera de la cimentación como en la figura 66.

Este tipo de falla se conoce como “falla local” y se produce en suelos de consistencia media de comportamiento esfuerzo – deformación de tipo plástico.

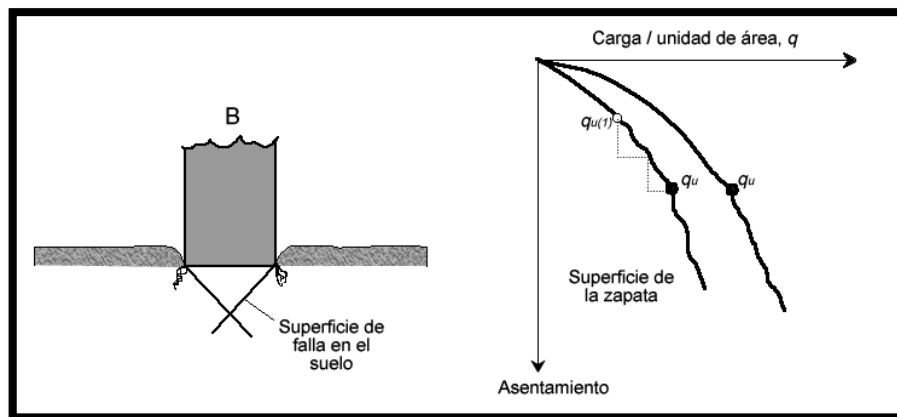
Figura 65: falla local.



Fuente: Braja M. Das

Si un suelo muy suelto soporta la cimentación, la zona de falla no se extenderá hasta la superficie del terreno. La grafica de carga – asentamiento se inclinara y prácticamente será lineal. Este tipo de falla se denomina falla de corte por punzonamiento y ocurre bajo grandes deformaciones verticales en suelos muy sueltos o muy blandos.

Figura 66: falla de corte por punzonamiento



Fuente: Braja M. Das

De estos tipos de fallas, Vésic 1973, propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas la cual se muestra en la figura 67. En ella se relaciona la compacidad relativa con la posibilidad de ocurrencia un tipo de falla en función de la relación $\frac{D_f}{B^*}$

Donde:

C_r = compacidad relativa de la arena

D_f = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno.

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad (111)$$

B =ancho de la cimentación

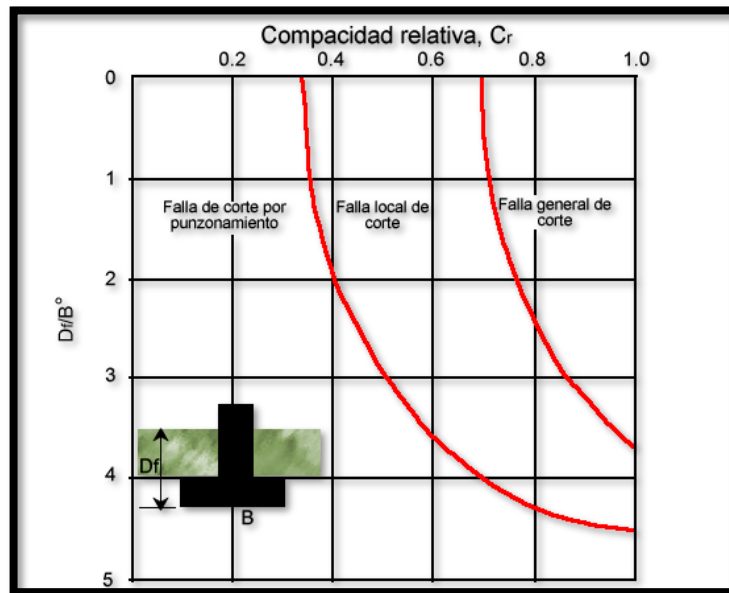
L = longitud de la cimentación.

L siempre es mayor que B .

Para cimentaciones cuadradas $B=L$; para cimentaciones circulares, $B=L$ =diámetro.

Por tanto $B^* = B$

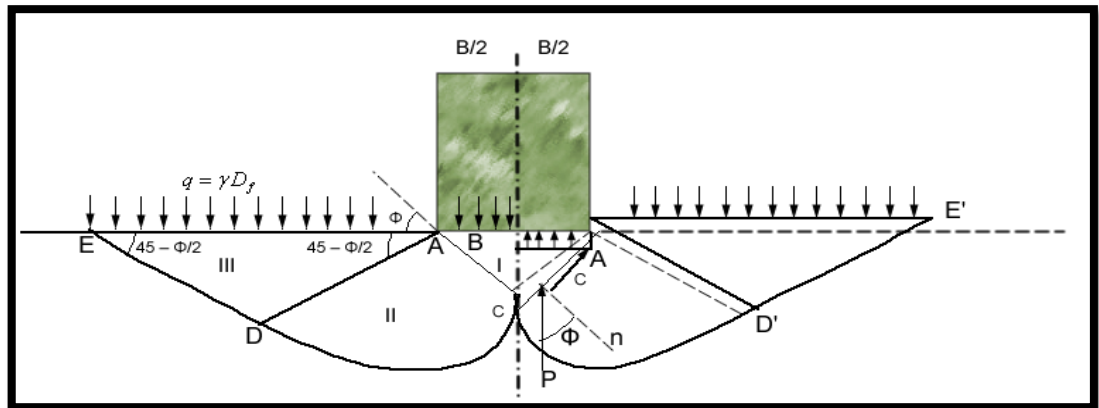
Figura 67: Modos de falla en cimentaciones sobre arenas



Fuente: Vésic 1973

3.2.1 Teoría De Capacidad De Carga De Terzaghi: En 1943 Terzaghi dio a conocer su trabajo en ingeniería de cimentaciones, fue el primero en abordar numéricamente datos sobre el comportamiento de los suelos, ejemplificados en su famosa fórmula sobre la capacidad portante de un terreno⁴, su modelo se muestra en la figura 68

Figura 68: Falla por capacidad de carga en el suelo.



Fuente: Rico y del Castillo

La superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse como en la figura 68 de donde las conclusiones más importantes son:

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede suponerse al reemplazar por una carga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$, Siendo γ el peso específico del suelo. La zona de ruptura puede dividirse en tres zonas:

- AA'C, debajo de la cimentación
- ADC y A'D'C, zonas de corte radial y DC y CD' arcos de espiral logarítmica.
- Zonas pasivas de Rankine triangulares ADE y A'D'E'

⁴ BRAJA, Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. pág. 156

La expresión de cálculo está dada por las siguientes expresiones:

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \quad (112)$$

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \quad (113)$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi} \quad (114)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad (115)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{P\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (116)$$

S_c y S_γ son factores de forma (tabla 7).

N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga que dependen de ϕ (ver tabla 8)

Tabla 7: Factores de forma.

	Largo	redondo	cuadrado
S_c	1.0	1.3	1.3
S_γ	1.0	0.6	0.8

Tabla: 8: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi

ϕ	Nc	Nq	Nγ
0	0	1	0
2	6,30	1,22	0,2
4	6,97	1,49	
6	7,73	1,81	
8	8,60	2,21	0,9
10	9,60	2,69	1,2
12	10,76	3,29	1,7
14	12,11	4,02	2,3
16	13,68	4,92	
18	15,52	6,04	3,9
20	17,69	7,44	4,9
22	20,27	9,19	5,8
24	23,36	11,40	7,8
26	27,09	14,21	11,7
28	31,61	17,81	
30	37,16	22,46	19,7
32	44,04	28,52	27,9
34	52,64	36,50	36
36	63,53	47,16	52
38	77,50	61,55	80
40	95,66	81,27	
42	119,67	108,75	257
44	151,95	147,74	297,5
46	196,22	204,19	420
48	258,29	287,85	780,1
50	347,51	415,15	1153,2

3.2.2 CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN MEYERHOF: La teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el sitio de la cimentación por arriba del nivel del desplante del cimiento, asumiendo una superficie de falla formada por una espiral logarítmica que se desarrolla completa hasta la superficie del terreno.

La figura 69 muestra el modo de falla propuesto por Meyerhof.

Las expresiones matemáticas para cálculos son las siguientes

$$\text{Carga vertical: } q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (117)$$

$$\text{Carga inclinada: } q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (118)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (119)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (120)$$

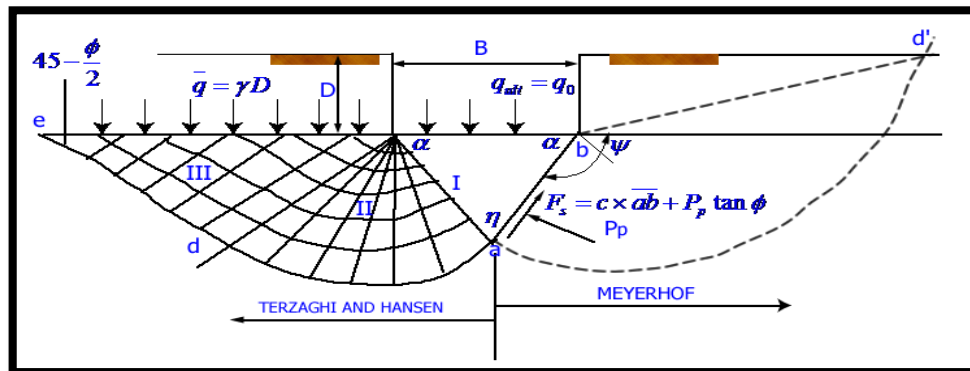
$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (121)$$

En la tabla 9 se pueden ver los factores para forma, profundidad e inclinación y en la 10 los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ .

Tabla: 9: Factores de forma profundidad e inclinación para las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof

FACTORES	VALOR	PARA
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$ $s_c = s = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$ $s_q = s_\gamma = 1$	Cualquier ϕ $\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ $d_c = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ $d_q = d_\gamma = 1$	Cualquier ϕ $\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$
Inclinación	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $i_\gamma \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ $i_\gamma = 0$	Cualquier ϕ $\phi > 0$ $\phi = 0$

Figura 69: comparación de la falla por capacidad de carga en el suelo.



De la figura 69:

$$\theta = \sphericalangle ace \quad \circ \quad \sphericalangle abd'$$

$$\Psi = \sphericalangle acd \quad \circ \quad \sphericalangle abd'$$

$$ad \quad \circ \quad ad' = \text{log espiral para } \phi > 0$$

$$\eta = 90 - \phi$$

$$\text{Para Hansen, Meyerhof: } \alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (122)$$

$$\text{Terzaghi: } \alpha = \phi$$

3.2.3 ECUACIÓN GENERAL DE CAPACIDAD DESCARGA SEGÚN HANSEN

Hansen hace una generalización que incluye consideraciones de Terzaghi y Meyerhof, e incluye efectos de forma, profundidades consideradas y los factores de inclinación de carga, superficie y base del cimiento.

Ecuación General:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (123)$$

Cuando $\phi = 0$ se usa:

$$q_{ult} = 5.14 S_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \quad (124)$$

N_q = Lo mismo que la ecuación de Meyerhof

N_c = Lo mismo que la ecuación de Meyerhof

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (125)$$

En la tabla 9 se pueden ver los factores para forma, profundidad e inclinación

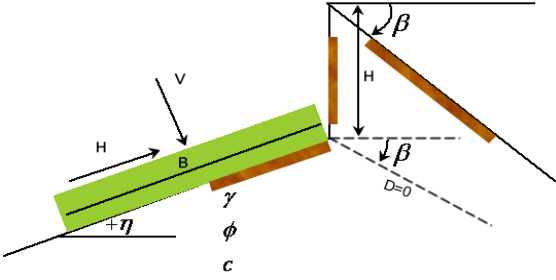
Tabla 10: Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vésic.

ϕ	Nc	Nq	N γ (M)	N γ (H)	N γ (v)	Nq/Nc	2tan Φ (1-sen Φ) ²
0	5.14	1	0	0	0	0.195	0
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.1	1.2	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.432	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.515	0.311
26	22.25	11.9	8.0	7.9	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	11.2	10.9	16.7	0.571	0.299
30	30.13	18.4	15.7	15.1	22.4	0.611	0.289
32	35.47	23.2	22.0	20.8	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	31.1	28.8	41	0.699	0.262
36	50.55	37.8	44.4	40.1	56.2	0.747	0.247
38	61.31	48.9	64.1	56.2	77.9	0.798	0.231
40	75.25	64.2	93.7	79.5	109.3	0.853	0.214
45	133.73	134.9	262.7	200.8	271.3	1.009	0.172
50	266.5	319.1	873.9	568.6	761.3	1.197	0.130

Tabla 11: Factores de corrección

FACTORES DE FORMA	FACTORES DE PROFUNDIDAD
$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$ $s_c = 1 \text{ Para cualquier } \phi$	$d'_c = 0.4k$ $d_c = 1 + 0.4k$

$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1.00$ para todos los ϕ
	$k = \frac{D}{B}$ para $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ para $\frac{D}{B} > 1(\text{rad})$
FACTORES DE INCLINACIÓN	INCLINACIÓN DE LA SUPERFICIE
$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$ $i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ (Hansen y Vésic)	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ Para Vésic usar $N_\gamma = -2 \sin \beta$ para $\phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
	$g_{q(H)} = g_{\gamma(H)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
	$g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$
$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$	
$i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m$	FACTORES DE BASE (BASE INCLINADA)
	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta = 0$)	$b_{q(H)} = e^{-2\eta \tan \phi}$
$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0.7H - \eta^\circ / 450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$ ($\eta > 0$)	$b_{\gamma(H)} = e^{-2.7\eta \tan \phi}$
	$b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$

$i_{\gamma(v)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{m+1}$	Nota: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{H paralela a B}$	
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{H paralela a L}$	
Nota: $i_q, i_\gamma > 0$	

3.3 RESISTENCIA DE ARCILLAS NO DRENADAS $\phi=0$

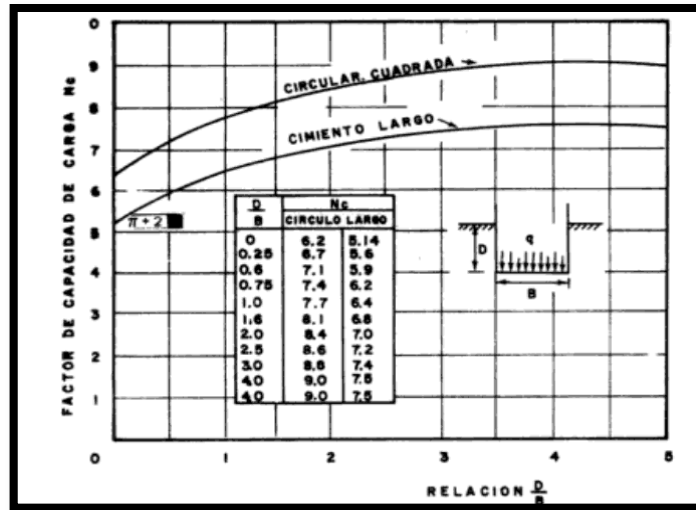
3.3.1 Solución De Skempton: Terzaghi, en su teoría aplicada a suelos cohesivos, no toma en cuenta para fijar el valor de N_c el ancho ni la profundidad de penetración del cimientto en el estrato de apoyo. Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos, se emplee una ecuación similar a la de Terzaghi pero ahora N_c no tiene un valor fijo de 5.7^5 . Cuando $\phi=0^\circ$, $N_q = 1.0$ y $N_\gamma = 0$ N_c toma los valores mínimos de 5.7 para la ecuación de Terzaghi y 5.14 para la de Meyerhof y Hansen

$$q_d = cN_c + \gamma Z \tag{126}$$

La figura 70 proporciona los valores de N_c propuestos por Skempton.

⁵ CRESPO VILLALAZ, Carlos Mecánica De Suelos Y Cimentaciones pág. 297

Figura 70: Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos



Fuente: Skempton

Tabla 12: Valores de N_c según Skempton

Z/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0	6,2	5,14
0,25	6,7	5,6
0,6	7,1	2,9
0,75	7,4	6,2
1	7,7	6,4
1,6	8,1	6,8
2	8,4	7
2,5	8,6	7,2
3	8,8	7,4
4	9	7,5
>4	9	7,5

3.3.2 EFECTOS DEL NIVEL FREÁTICO EN LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE LOS SUELOS

Caso I: Nivel freático entre $0 \leq D_1 \leq D_f$

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (127)$$

Donde

γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo

γ_w = Peso específico del agua.

El γ en el último término de la ecuación puede ser reemplazada por

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (128)$$

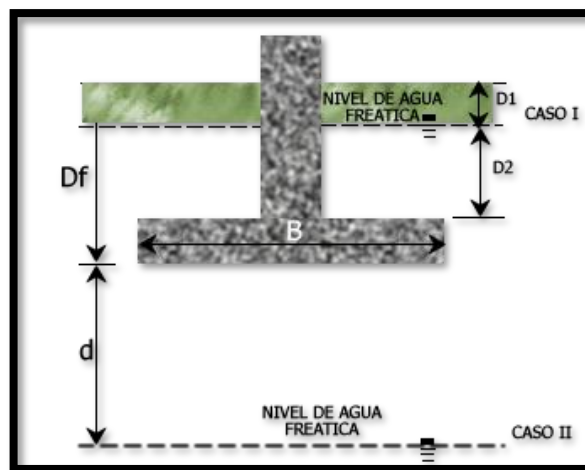
Caso II: Nivel freático entre $0 \leq D_1 \leq B$

$$q = \gamma D_f \quad (129)$$

El factor de γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (130)$$

Figura 71: Modificación del nivel freático



Caso III

Cuando el nivel freático se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectara la capacidad de carga ultima.

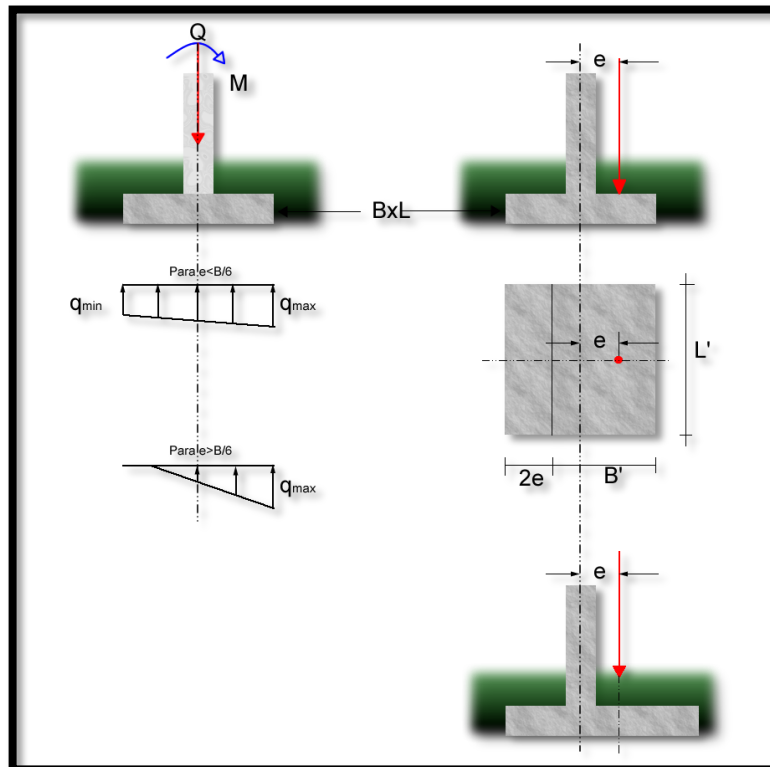
3.3.3 EFECTOS DE LA EXCENTRICIDAD EN LA CAPACIDAD DE CARGA:

Existen situaciones en donde las cimentaciones están sometidas a momentos además de la carga vertical, la distribución de cargas en el suelo no es uniforme.

Los principales casos que se presentan son:

- **EXCENTRICIDAD EN UNA DIRECCIÓN**

Figura 72: Excentricidad en una dirección



La excentricidad e se define como la distancia desde el punto de aplicación de la carga hasta el centro de la cimentación.

$$e = \frac{M}{Q} \quad (131)$$

La capacidad de carga de estas cimentaciones puede evaluarse teniendo en cuenta el procedimiento sugerido por Meyerhof (método del área efectiva). Al igual que con otros tipos de cimentaciones se debe tener en cuenta el factor de seguridad.

Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación:

$$B' = B - 2e \quad \text{Ancho efectivo}$$

$$L' = L \quad \text{Largo efectivo}$$

Determinar la capacidad de carga última:

$$q'_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (132)$$

Todos los factores se calculan teniendo en cuenta los métodos anteriormente enunciados.

Para S_c , S_q y S_γ usar B' y L'

Calcular la carga total última de la cimentación

$$Q_{ult} = A' \quad (133)$$

$$Q_{ult} = q'_u (B')(L')$$

Donde A' es el área efectiva

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (134)$$

Verificar el factor de seguridad respecto a q_{\max} , o, $FS = \frac{q'_u}{q_{\max}}$

- **EXCENTRICIDADES EN 2 DIRECCIONES:**

También existen cimentaciones que son sometidas a la carga vertical Q_{ult} y a un momento M , (ver figura 73) para este caso el momento tiene dos componentes respecto a los ejes x y y , que se denominan M_x y M_y , es decir la carga Q_{ult} es colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x=e_x$ y $y=e_y$, a partir de esto se pueden expresar las siguientes ecuaciones

La excentricidad en x y y esta dada por:

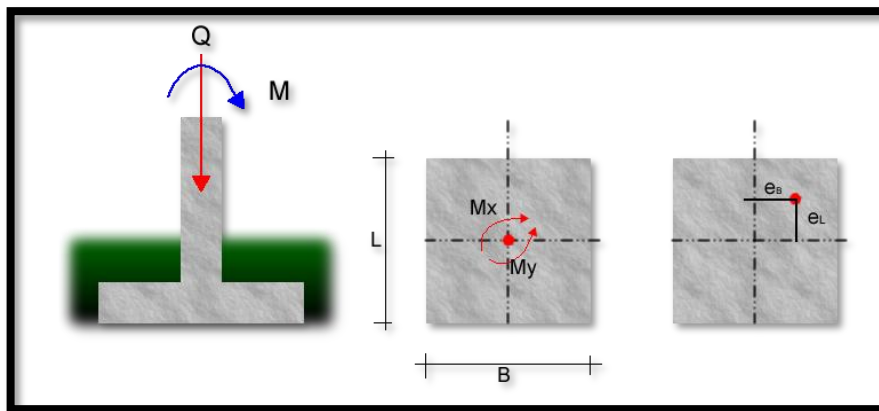
$$e_x = My/Q \quad \text{Y} \quad e_y = Mx/Q$$

$$B' = B - 2e_x, \quad L' = L - 2e_y \quad \text{Y} \quad A' = B' \times L'$$

$$q'u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (135)$$

Para S_c, S_q y S_γ usar B' y L'

Figura 73: Excentricidad en dos direcciones.



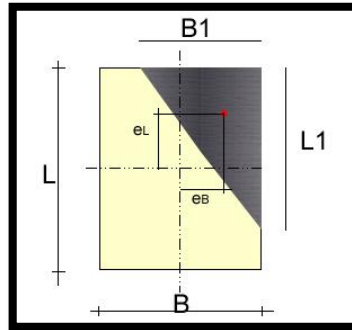
Al determinar el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y el largo efectivo (L'), pueden presentarse cuatro casos posibles (Highter y Anders, 1985)

• CASO I

$$e_L/L \geq 1/6 \quad \text{Y}$$

$$e_B/B \geq 1/6$$

Figura 74: Caso I



El área efectiva esta dada por: $A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$

Donde:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (136)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (137)$$

$L' = L_1$ o B_1 , El mayor de las dos dimensiones, por tanto el ancho efectivo es:

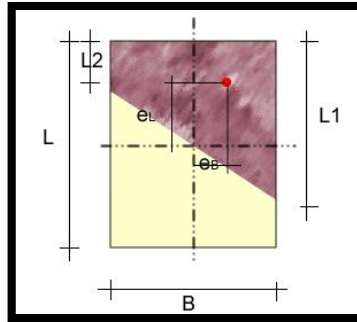
$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (138)$$

• CASO II

$$e_L/L < 0.5 \quad \text{Y}$$

$$0 < e_B/B < 1/6$$

Figura 75: Caso II



Para este caso, el área efectiva esta dada por:

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \quad (139)$$

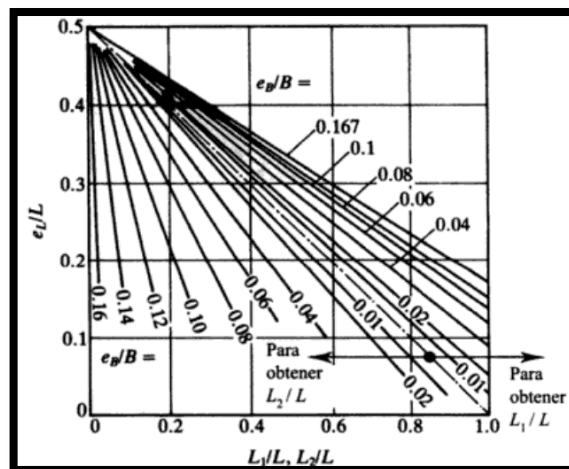
Para las dimensiones \$L_1\$ y \$L_2\$ ver figura 76.

El ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L_1 L_2 (\text{el que sea mayor})} \quad (140)$$

El largo efectivo: \$L' = L_1\$ o \$L_2\$ el que sea mayor.

Figura 76: área efectiva para el caso de \$e_L/L < 0.5\$ y \$e_B/B < 1/6\$

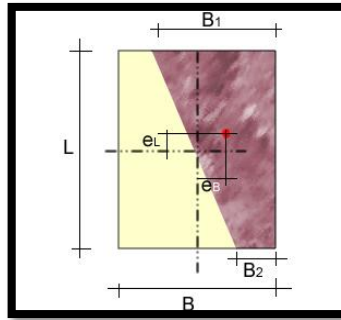


Fuente: Highter y Anders, 1985

• CASO III

$$e_L/L < \frac{1}{6} \quad \text{y} \quad 0 < e_B/B < 0.5$$

Figura 77: Caso III



El área efectiva es:

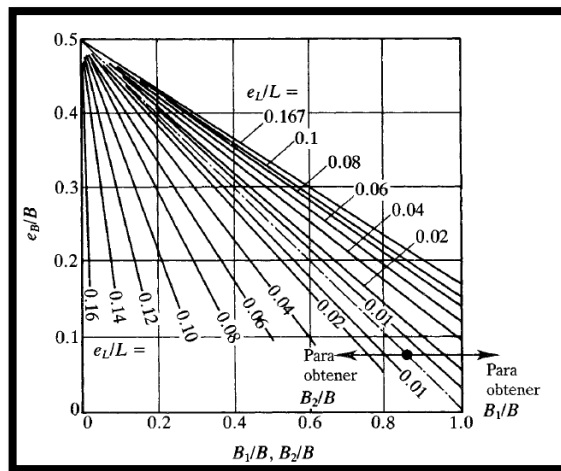
$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{141}$$

Para B_1 y B_2 ver figura 80.

El largo efectivo es: $L'=L$

$$\text{Ancho efectivo: } B' = \frac{A'}{L} \tag{142}$$

Figura 78: área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 0.5$



Fuente: Hightler y Anders, 1985

• **CASO IV**

$$e_L/L < \frac{1}{6} \quad \text{Y} \quad e_B/B < \frac{1}{6}$$

La relación B_2/B puede determinarse usando las curvas de la figura 80, de igual forma, la relación L_2/L puede determinarse usando las curvas de la figura 80.

El área efectiva es:

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \quad (143)$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (144)$$

Largo Efectivo

$$L' = L$$

Figura 79: caso IV

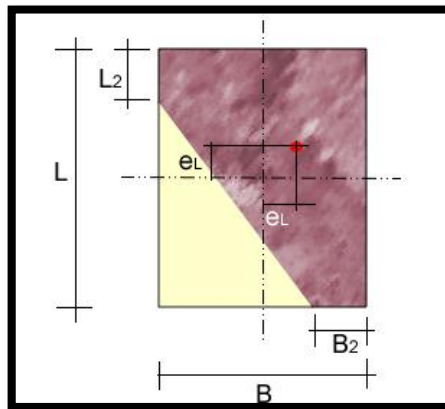
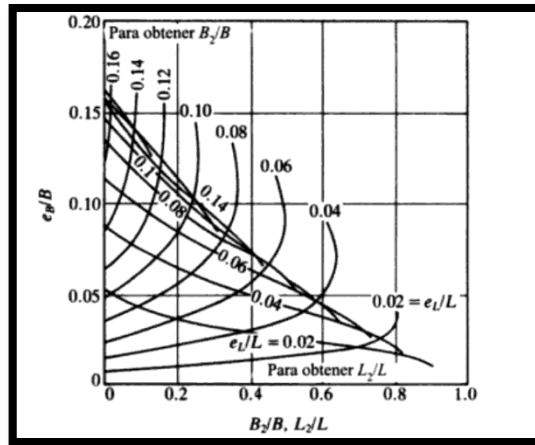


Figura 80: área efectiva para el caso de $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$



Fuente: Hightler y Anders, 1985

3.3.4 Capacidad De Carga De Cimentaciones Sobre Un Talud: La falla que representa un cimiento de un talud es la que muestra la figura 81. H es la altura del talud, y β es el ángulo que se forma de la pendiente con la horizontal. El borde de la cimentación se localiza a una distancia b de la parte superior del talud, y la falla bajo carga ultima q_u , es como se muestra en la figura.

Según Meyerhof la relación teórica la cimentación corrida está dada por:

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (145)$$

Si el suelo es granular $c=0$

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (146)$$

Para un suelo cohesivo $\phi=0$, por lo tanto:

$$q_u = cN_{cq} \quad (147)$$

Las figuras 82 y 83 muestran las variaciones de $N_{\gamma q}$ y N_{cq} , para usar la figura de N_{cq} se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones.

El término N_s se define como el número de estabilidad:

$$q_u = \frac{\gamma H}{c} \tag{148}$$

Si $B < H$, use las curvas para $N_s = 0$.

Si $B \geq H$, use las curvas para el numero N_s de estabilidad calculado.

Figura 81: cimentación superficial sobre un talud

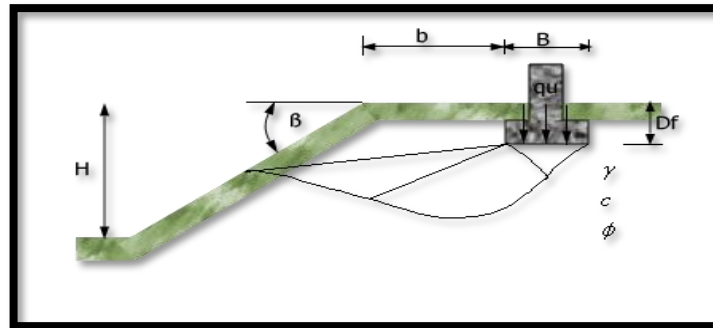
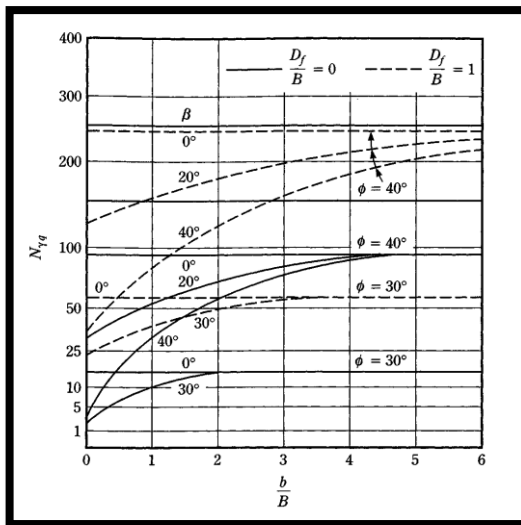
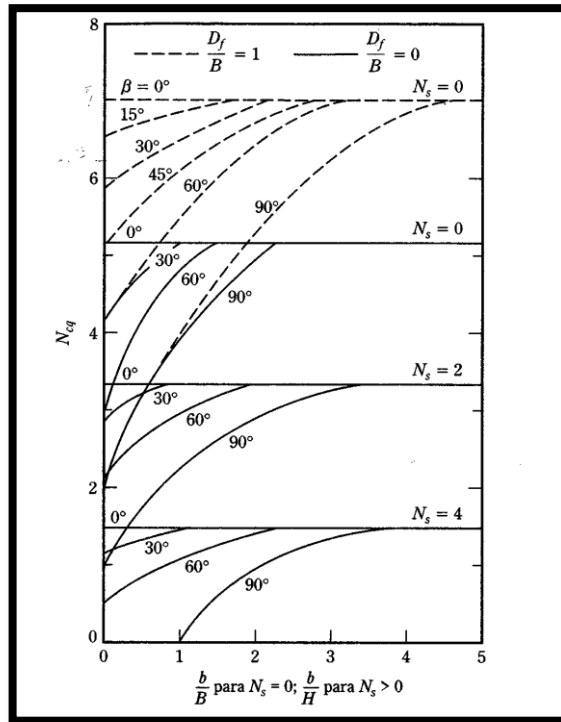


Figura 82: factor de capacidad de apoyo N_{Vq} de Meyerhof para suelo granular ($c=0$)



Fuente: Meyerhof

Figura 83: factor de capacidad de carga N_{cq} , de Meyerhof para un suelo puramente cohesivo



3.3.5 CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS ESTRATIFICADOS:

- **SUELO MÁS FUERTE SOBRE SUELO MÁS DÉBIL**

Existen casos en donde el suelo no es homogéneo, sino que es estratificado, en estos casos la superficie de falla bajo carga última puede extenderse a dos o más estratos, su determinación solo se hace en un determinado número de casos.

Describiendo el caso de la figura 84, es una cimentación superficial corrida soportada por un estrato de suelo más fuerte sobre un suelo más débil, extendida hasta una gran profundidad. Los parámetros de los suelos serán los descritos en la tabla 13:

Tabla13: Parámetros necesarios

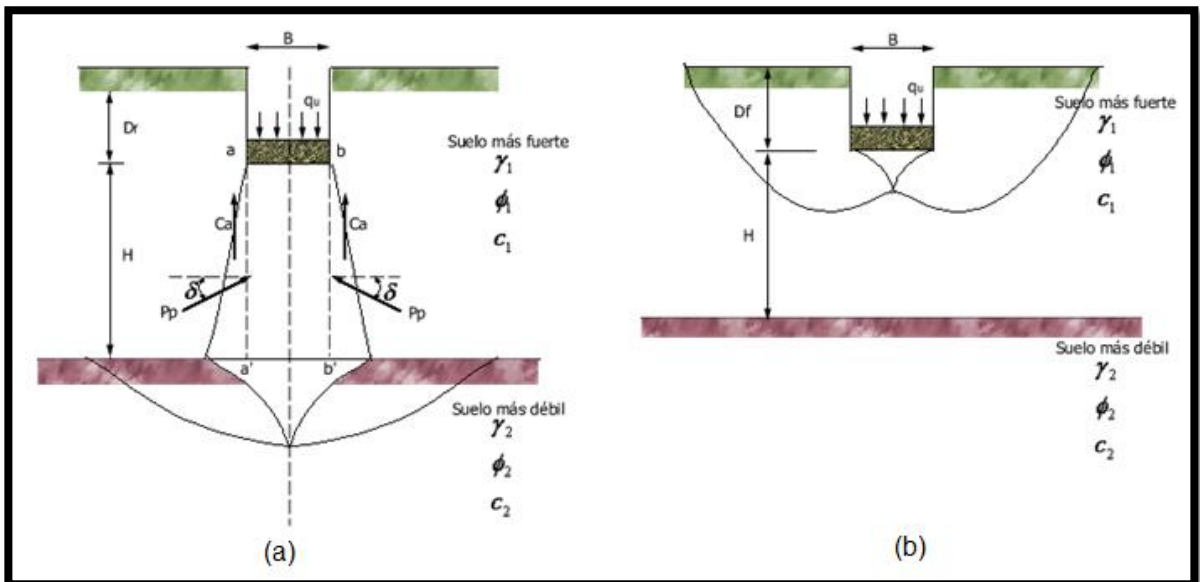
Estrato	Peso específico	Angulo de fricción	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ_1	c_1
Inferior	γ_2	ϕ_2	c_2

Bajo carga ultima por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como se muestra en la figura 84.

Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla por corte de punzonamiento en la capa superior del suelo, en el estrato inferior ocurrirá una falla por corte general.

Pero si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior, que es el límite superior para la capacidad de carga última.

Figura 84: capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado.



La capacidad de carga última es:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \text{sen} \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (149)$$

Donde:

B = ancho de la cimentación

C_a = fuerza adhesiva

P_p = fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'

q_b = capacidad de carga en el estrato inferior del suelo

δ = inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal.

$$\text{Además, } C_a = c_a H \quad (150)$$

Donde c_a = adhesión

La capacidad de carga última también puede expresarse como:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2Df}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (151)$$

Donde K_{pH} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra.

$$\text{Sin embargo, } K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad (152)$$

K_s = coeficiente de corte por punzonamiento.

Por tanto la capacidad de carga última es:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2Df}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (153)$$

El coeficiente de corte por punzonamiento está en función de:

$$K_s = f \left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1 \right)$$

Donde q_1 y q_2 son las capacidades de carga de la cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de los estratos homogéneos del suelo superior e inferior, o

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad \text{Y} \quad q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (154)$$

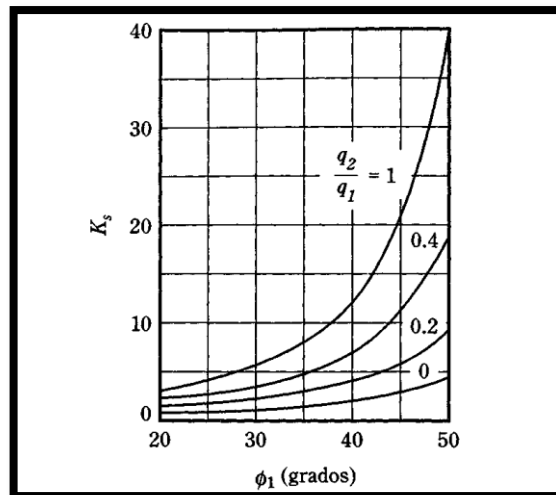
Donde

$N_{c(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_1 tabla 10

$N_{c(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_2 tabla 10

Como una anotación importante, para el estrato superior de un suelo más fuerte q_2/q_1 debe ser menor que 1.

Figura 85: coeficiente K_s de corte por punzonamiento



Fuente: Meyerhof y Hanna (1978).

Las figuras 85 y 86 muestran la variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 y de c_a/c_1 con q_2/q_1

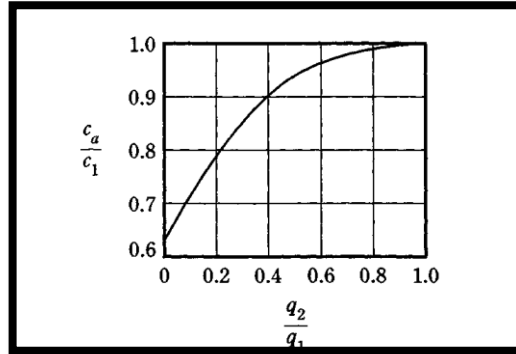
Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior del suelo más fuerte.

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)} \quad (155)$$

Donde

$N_{q(1)}$ = factor de capacidad de carga para $\phi = \phi_2$ y $q = \gamma_1 D_f$

Figura 86: variación de C_a/C_1 versus q_2/q_1 basada en la teoría.



Fuente: Meyerhof y Hanna (1978)

Combinando las ecuaciones (1) y (2)

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

Para cimientos rectangulares:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (156)$$

$$q_b = c_2 N_{c(2)} S_{c(2)} + \gamma_1 (Df + H) N_{q(2)} S_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} S_{\gamma(2)} \quad (157)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} S_{c(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} S_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(1)} S_{\gamma(1)} \quad (158)$$

Donde $S_{c(1)}$, $S_{q(1)}$, $S_{\gamma(1)}$ = factores de forma con respecto a la capa superior del suelo. Tabla 10

$S_{c(2)}$, $S_{q(2)}$, $S_{\gamma(2)}$ = factores de forma respecto a la capa inferior del suelo. (Ver Tabla 10)

CASOS ESPECIALES:

El estrato superior es arena fuerte y el estrato inferior es arcilla suave saturada ($\phi_2 = 0$).

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 (D_f + H) \quad (159)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} S_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} S_{\gamma(1)} \quad (160)$$

Donde:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(\frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} S_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} S_{\gamma(1)} \quad (161)$$

Para determinar K_s ver figura 88

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (162)$$

El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil, ($c_1=0$, $c_2=0$).

La capacidad de carga última puede darse por:

$$q_u = \left(\gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} S_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} S_{\gamma(2)} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (163)$$

Donde

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} S_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} S_{\gamma(1)} \quad (164)$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \quad (165)$$

El estrato superior es arcilla saturada más fuerte $\phi_1 = 0$ y el estrato inferior es arcilla saturada más débil $\phi_2 = 0$.

La capacidad de carga última puede darse por:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (166)$$

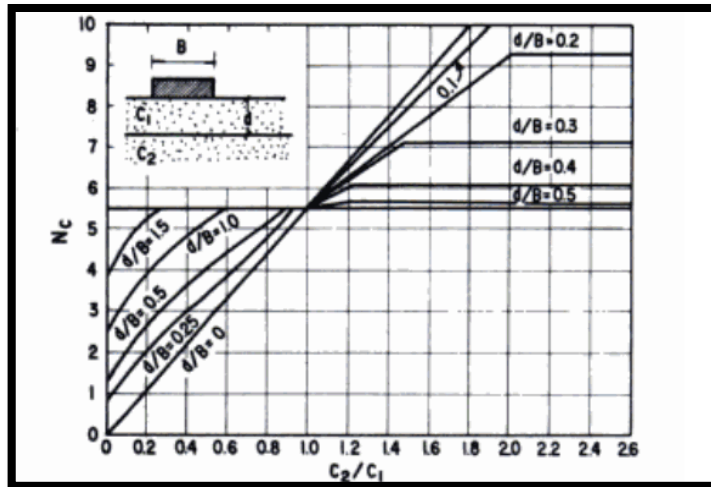
$$q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_1 + \gamma_1 D_f \quad (167)$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{5.14c_1} = \frac{c_2}{c_1} \quad (168)$$

SOLUCIÓN DE BUTTON: La figura 87 muestra la solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos con cohesión c_1 y c_2 . La solución cubre tanto el caso en que el estrato más resistente sea el superior como el inverso. En la figura se ve que el efecto cuando esta abajo es disminuir la capacidad de carga del fuerte y esta disminución depende tanto de la relación de las cohesiones de ambos suelos como de la relación d/B . por el contrario si el estrato débil está arriba, su capacidad de carga aumenta al tener un estrato fuerte debajo. Si el estrato inferior es mucho más fuerte que el superior, la superficie de falla será tangente a su frontera y la resistencia del estrato inferior no influirá en la capacidad de carga del cimiento⁶.

⁶ Rico y del castillo.

Figura 87: solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos



Fuente: Button

3.4 CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAYOS EN EL SITIO:

Existen diferentes ensayos realizados en sitio que son muy útiles para determinar la capacidad de carga en el suelo, entre estos están:

- Ensayo de penetración estándar
- Ensayo de penetración por cono
- Prueba de carga.

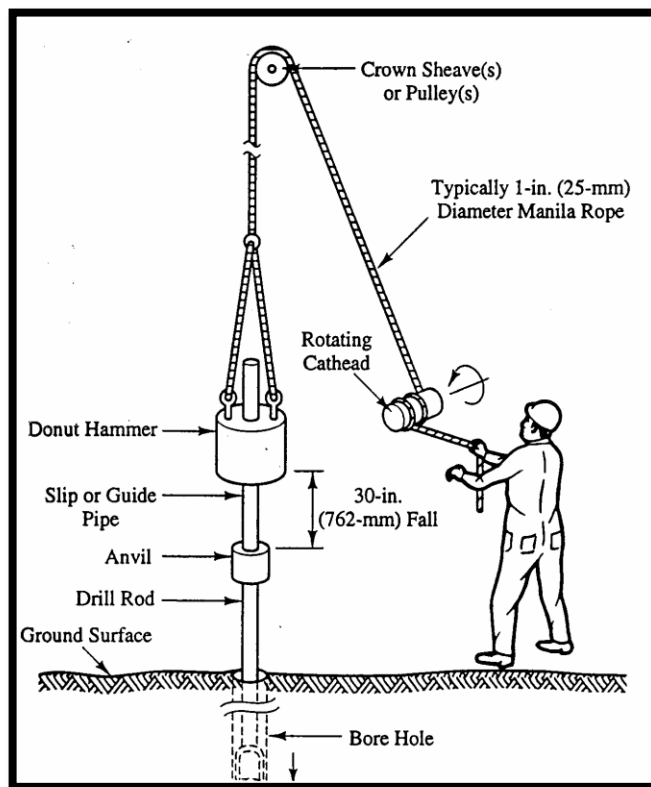
3.4.1 Ensayo De Penetración Estándar: Debido a su sencillez de ejecución el método de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) es el más económico y usado en la exploración de suelos. El método ha sido estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D1586) y consiste en hincar un tomamuestras partido de 18 in (0,45 m) de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140 lb (63,5 kg) que se deja caer libremente desde una altura de 30 in (0,76 m), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6 in (0,15 m). El valor normalizado de penetración N es para 12 in (0,30 m), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra “rechazo” si: (a) N es mayor de 50

golpes/6 in, (b) N es igual a 100 golpes/pie o (c) No hay avance luego de 10 golpes.

N es afectado por presión efectiva de sobrecarga en suelos granulares, por lo tanto debe ser corregido para corresponder a un valor estándar de esfuerzo.

$$N_{CORR} = C_N N_F \quad (169)$$

Figura 88: esquema ilustrado del Ensayo de Penetración Estándar



Fuente: Kovacs y Salomone 1982

En la tabla 14 se dan propuestas para corrección por sobrecarga C_N y en la 15 y 16 la relación entre N y consistencia de los suelos arenosos y arcillosos.

Tabla 14: C_N para ensayo de penetración estándar

FUENTE	C_N
Liao y Whitman (1986)	$\sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + \sigma'_v}$
Seed y otros (1975)	$1 - 1.25 \text{Log} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_l} \right)$ donde $\sigma'_v = 1U.S. \text{ ton} / \text{pie}^2$
Peck y otros (1974)	$0.77 \text{Log} \left(\frac{20}{\sigma'_v} \right)$ para $\sigma'_v \geq 0.25U.S. \text{ ton} / \text{pie}^2$

Tabla 15: Relación entre los valores de N_{corr} y las características de las arenas,

CONSISTENCIA	N	Dr (%)
Arena muy suelta	0 - 3	0 - 15
Arena suelta	3 - 8	15 - 35
Arena media	8 - 25	35 - 65
Arena compacta o densa	25 - 42	65 - 85
Arena muy compacta o muy densa	42 - 58	85 - 100

Fuente: Kowski. (1988)

Tabla 16: Relación entre los valores de penetración estándar y características de arcilla,

CONSISTENCIA	N	qu= (KN/m2)
Arcilla muy blanda	0-2	0-25
Arcilla blanda	2-5	25-50
Arcilla medio firme	5-10	50-100
Arcilla firme	10-20	100-200
Arcilla muy firme	20-30	200-400
Arcilla dura	>30	>400

Fuente: Das, 1999.

- **CORRELACIONES DE LOS VALORES DE “N”:** Los valores de N pueden ser correlacionados con algunas propiedades de los suelos como producto de investigaciones de algunos autores. Algunas de ellas son:

- Stroud (1974): cohesión no drenada de arcillas

$$C_u = K \cdot N_f \quad (170)$$

K=Constante entre 3.5 y 6.5 KN/m², promedio de 4.4 KN/m²

N_f= penetración estándar obtenida en campo

- Hara y otros (1971): cohesión no drenada de arcillas

$$C_u \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 29 N_f^{0.72} \quad (171)$$

- Mayne y Kemper (1988): relación de sobreconsolidación

$$OCR = 0.193 \left(\frac{Nf}{\sigma'_v} \right)^{0.689} \quad (172)$$

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en MN/m²

- Marcuson y Bieganousky (1977): compacidad relativa de arenas

$$C_R (\%) = 11.7 + 0.76 (222Nf + 1600 - 53\sigma'_v - 50CU^2)^{0.5} \quad (173)$$

CR= Compacidad relativa

Nf= Penetración estándar de campo

σ'_v = Presión efectiva de sobrecarga

CU=Coeficiente de uniformidad de la arena

- Peck, Hanson y Thornburn (1974): ángulo de fricción interna de arenas.

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{CORR} - 0.00054N_{CORR}^2 \quad (174)$$

- Schmertmann (1975): ángulo de fricción interna de arenas

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{Nf}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (175)$$

- Hatanaka y Uchida (1996): ángulo de fricción interna de arenas

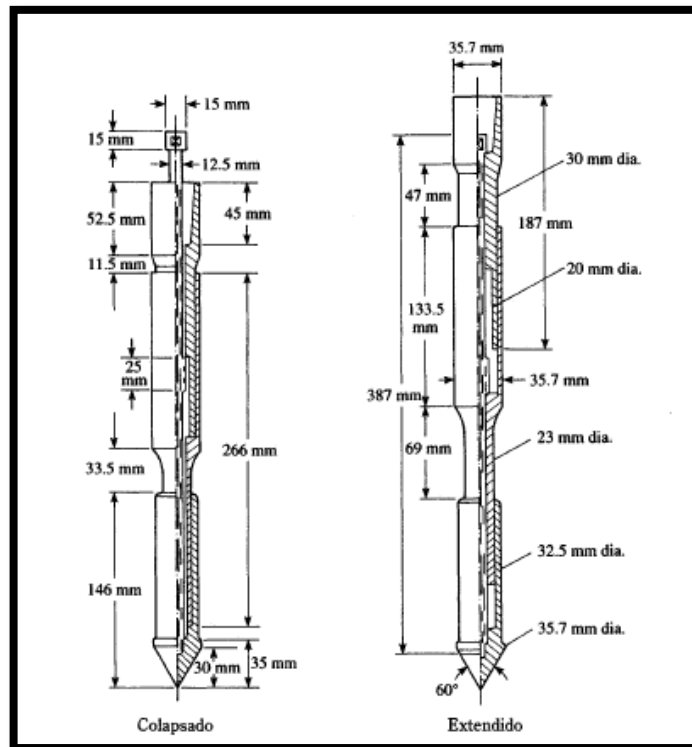
$$\phi = \sqrt{20N_{CORR}} + 20 \quad (176)$$

3.4.2 Penetración Por Cono: La prueba de penetración por cono (CPT) conocida originalmente como la prueba de penetración con cono holandés, es un método versátil de sondeo usado para determinar los materiales de un perfil en el suelo y estimar sus propiedades ingenieriles, no son necesarios los barrenos para llevarla

a cabo. El ensayo consiste en que a un cono a 60° con área de la base de 10 cm^2 se empuja en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s midiendo la resistencia a la penetración. (Resistencia de punta). Actualmente se utilizan penetrometros de cono, que miden:

- La resistencia de cono q_c a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada.
- La resistencia por fricción f_c que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono en el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Figura 89: Penetrometro de cono de fricción mecánico.



Fuente: ASTM 1972

3.5 CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO Y ASENTAMIENTOS EN SUELO GRANULAR:

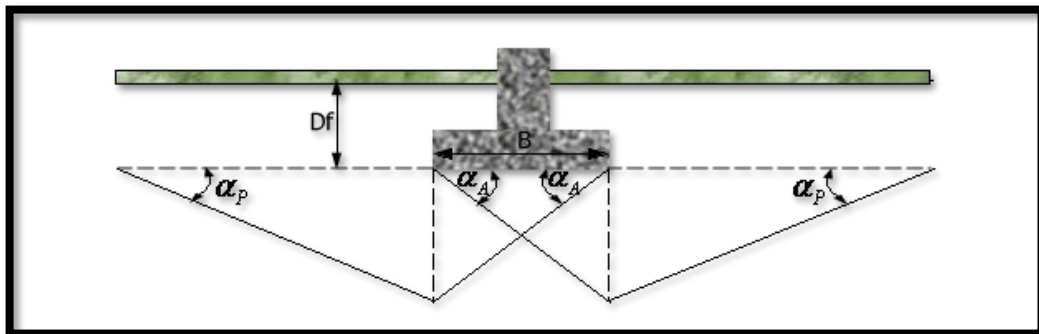
La figura 90 muestra la naturaleza de la falla del suelo supuesta para el análisis para condiciones estáticas., y la figura 91 muestra las fallas bajo condiciones sísmicas. Donde:

α_A, α_{AE} = Ángulos de inclinación para condiciones de empuje activo.

α_P, α_{PE} = Ángulos de inclinación para condiciones de empuje pasivo.

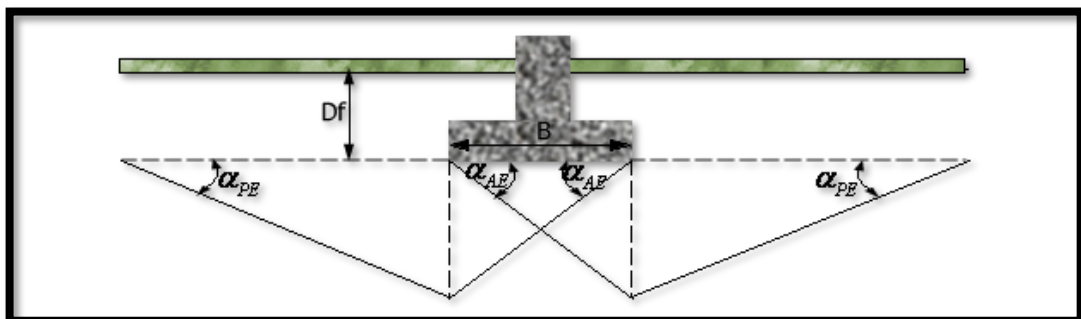
Figura 90: superficie de falla en suelo para el análisis de capacidad de carga

estática ($\alpha_A = 45 + \frac{\alpha}{2}$ y $\alpha_P = 45 - \frac{\phi}{2}$)



Fuente: Braja M. Das

Figura 91: superficie de falla para análisis sísmico de capacidad de carga.



Fuente: Braja M. Das

De acuerdo con las teorías de Richards y otros (1993), las capacidades de cargas ultimas para cimentaciones corridas en suelo granular son:

$$\text{Condiciones estáticas: } q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (177)$$

$$\text{Condiciones sísmicas: } q_{uE} = qN_{qE} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E} \quad (178)$$

$$\text{Donde: } N_q, N_\gamma, N_{qE}, N_{\gamma E} = \text{factores de capacidad de carga y } q = \gamma D_f \quad (179)$$

Estos factores están en función del ángulo ϕ y de la tangente del ángulo θ .

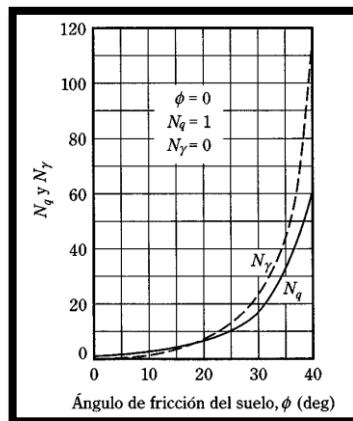
$$\text{Donde } \tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (180)$$

k_h = coeficiente horizontal de aceleración debida a un sismo.

k_v = coeficiente vertical de aceleración debida a un sismo.

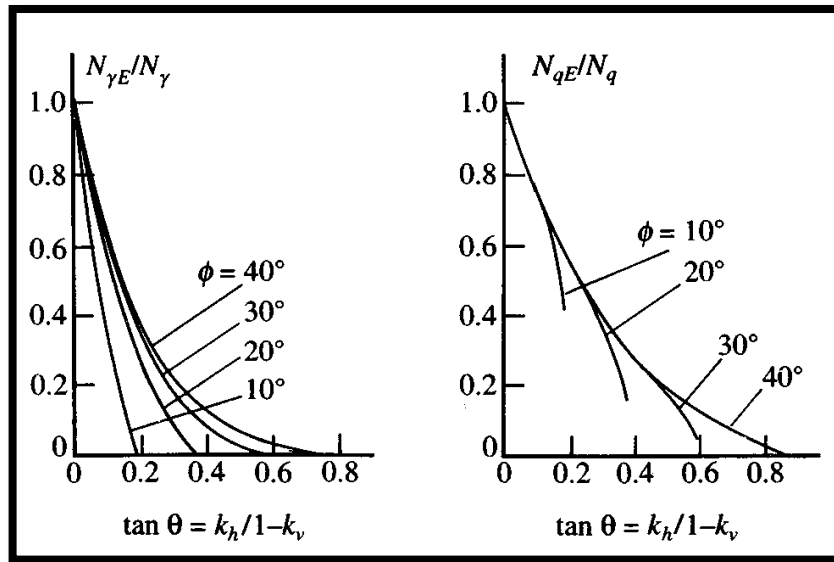
Las variaciones de N_q, N_γ con el ángulo ϕ se muestran en las figuras 92 y 93.

Figura 92: variación de N_q y N_γ basada en la superficie de falla basada en la superficie de falla de la figura 91



Fuente: Richard y otros, (1993)

Figura 93: variación de $N_{\gamma E}/N_{\gamma}$ y N_{qE}/N_q



Fuente: Richard y otros, (1993)

Richard y otros también estimaron la relación de asentamientos de una cimentación corrida debida a sismo (S_{Eq}) así:

$$S_{Eq} (m) = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{k_h^*}{A} \right|^{-4} \tan \alpha_{AE} \quad (181)$$

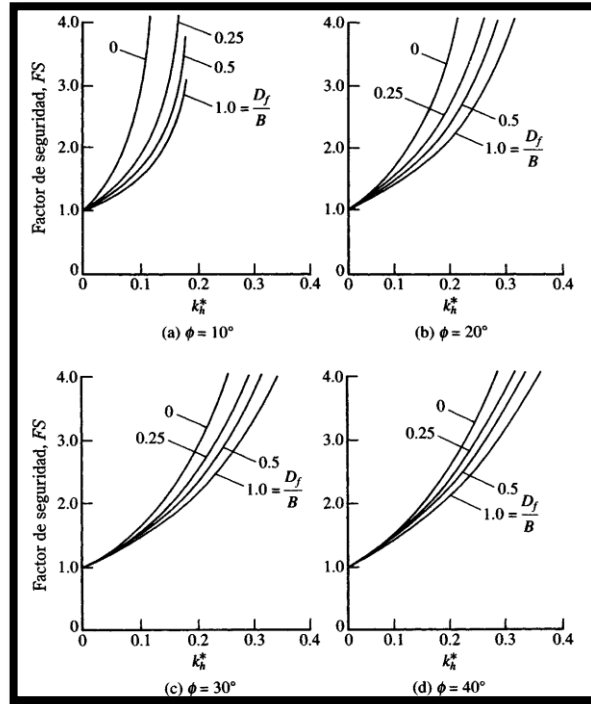
Donde:

V=velocidad máxima para el sismo de diseño (m/s)

A= coeficiente de aceleración para el sismo de diseño.

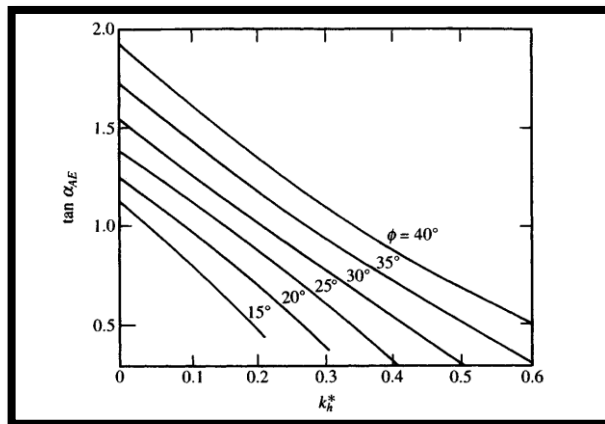
g= aceleración de la gravedad (9.8m/s²)

Figura 94: aceleración crítica k_h^* para $c=0$



Fuente: Richard y otros, 1993

Figura 95: variación de $\tan \alpha_{AE}$ con k_h^* y ángulo de fricción del suelo ϕ



Fuente: Richard y otros, 1993

3.6 IDEAS SOBRE CIMENTACIONES EN SUELO REFORZADO

3.6.1 Cimentaciones Con Refuerzo Geotextil: Los principales refuerzos utilizados últimamente en cimentaciones superficiales son: tiras metálicas, geotextiles y mallas.

- **Cimentaciones sobre arena con refuerzo geotextil:**

Los principales estudios en cimentaciones cuadradas soportadas por arena suelta y reforzadas por capas de geotextiles, fueron reportadas por Guido y otros (1985). Los principales resultados de estas pruebas se presentan en las figuras 98 y 99. Los parámetros variados en estos estudios fueron, d , ΔH y L_o , el número de capas de geotextiles N y la resistencia por tensión σ_G de los geotextiles. El principal resultado de estas pruebas fue que cuando las capas de geotextiles se colocan dentro de una profundidad igual al ancho de la cimentación, se incrementa la capacidad de carga soporte de una cimentación, pero solo después que un asentamiento medible tuvo lugar.

Figura 96: capacidad de carga de una cimentación cuadrada

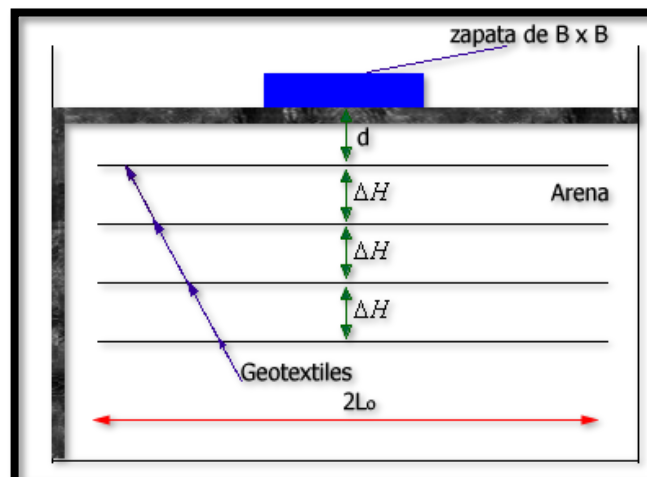
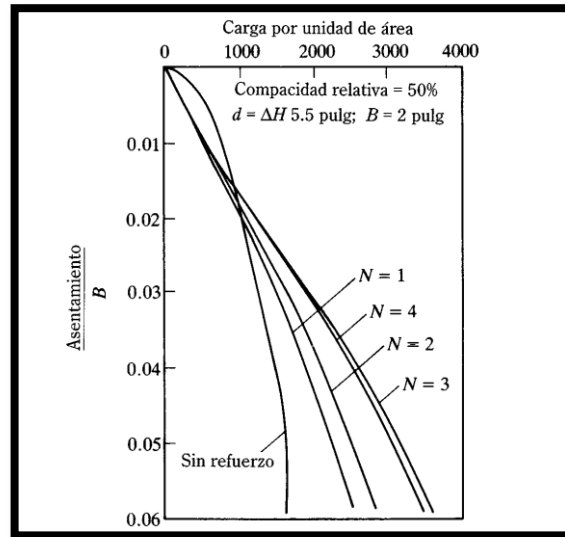


Figura 97: prueba de capacidad de carga de una cimentación cuadrada sobre arena suelta con refuerzo geotextil; N=numero de capas de refuerzo.



Fuente: Guido y otros, 1985

- **Cimentaciones sobre arcilla saturada ($\phi = 0$), con refuerzo geotextil.**

Los estudios con respecto a este tema son relativamente escasos, Sakti y Das (1987) hicieron algunas pruebas de capacidad de carga de una cimentación corrida sobre una arcilla saturada, las conclusiones del estudio son:

- los efectos benéficos de un refuerzo geotextil se logran cuando este se coloca dentro de una distancia igual al ancho de la cimentación.
- La primera capa de refuerzo geotextil debe colocarse a una distancia $d=0.35B$, (B = ancho de la cimentación) para obtener un beneficio máximo.
- El valor más económico de L_0/B es aproximadamente 2. (ver figura 100)

Figura 98: prueba de capacidad de carga de una zapata corrida sobre arcilla saturada con refuerzo geotextil; N= numero de capas de refuerzo.

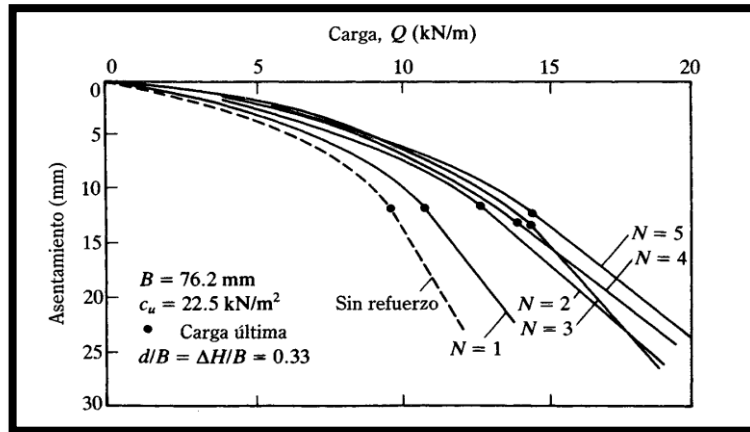


Figura: Sakti y Das, 1987

- **Cimentaciones sobre arena con refuerzo de geomallas:**

Entre los principales investigadores del uso de capas de geomallas con refuerzo en arenas para soportar cimentaciones superficiales están: Guido y otros (1986, 1987), Khing y otros (1993), Omar y otros (1993), los resúmenes de estos estudios se muestran en las figuras 100 y 101.

Figura 99 cimentación rectangular sobre arena con refuerzo de geomallas

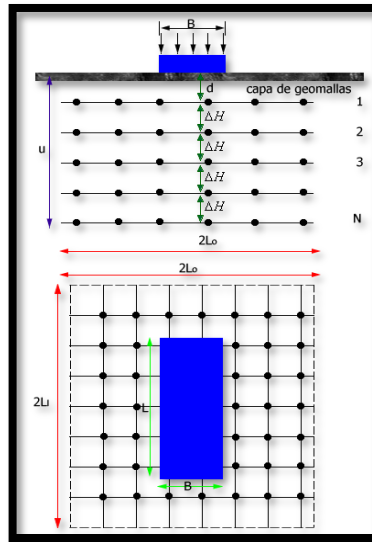
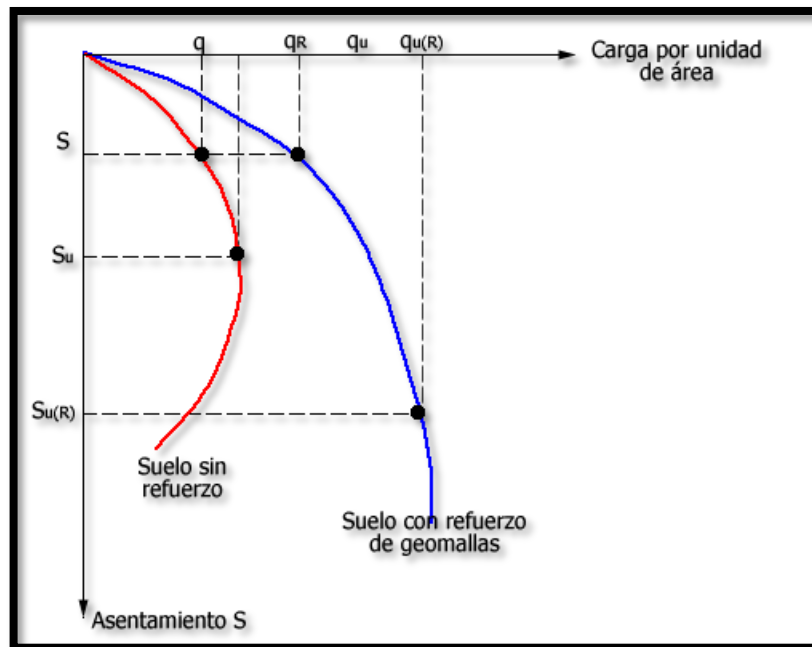
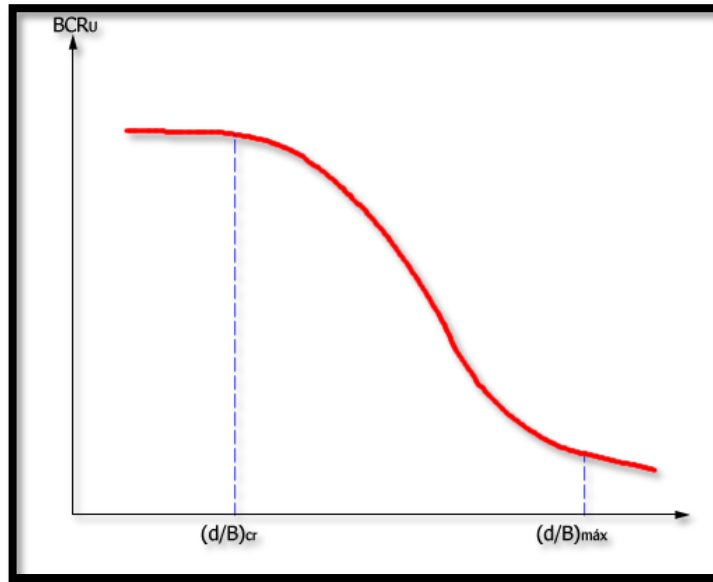


Figura100: Curva carga – asentamiento para suelo sin refuerzo y con refuerzo de geomallas que soportan una cimentación.



Fuente: Braja M. Das

Figura 101: naturaleza de la variación de BCR_u con d/B para valores dados de L_o/B , $L1/B$, $\Delta H/B$ y N



Fuente: Braja M. Das

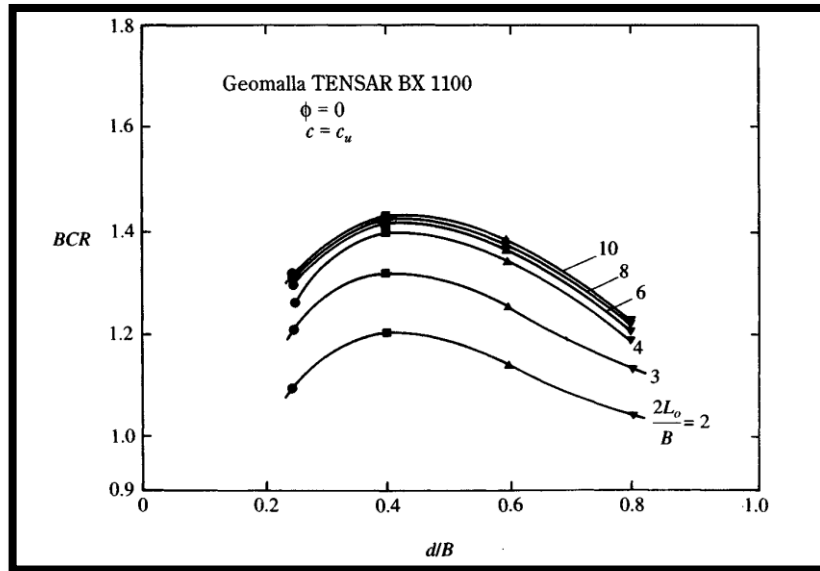
- **Cimentaciones corridas sobre arcillas saturadas ($\phi=0$) con refuerzos de geomallas:**

En este tema los principales investigadores en este tema son: Shin y otros (1993). Las figuras con los resultados de estos estudios se muestran a continuación.

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 0.4 \qquad \left(\frac{2L_o}{B}\right)_{cr} \approx 4.0a4.5$$

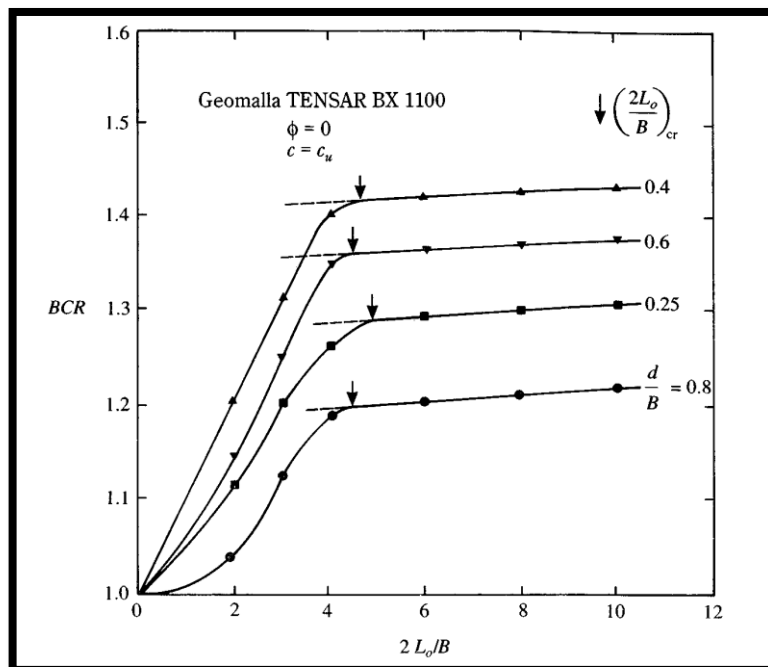
$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 0.9-1.0 \qquad \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} \approx 1.8$$

Figura 102: variación de BCR con d/B para $C_u=3.14\text{kN/m}^2$, $\Delta H/B=0.333$ y $N=4$



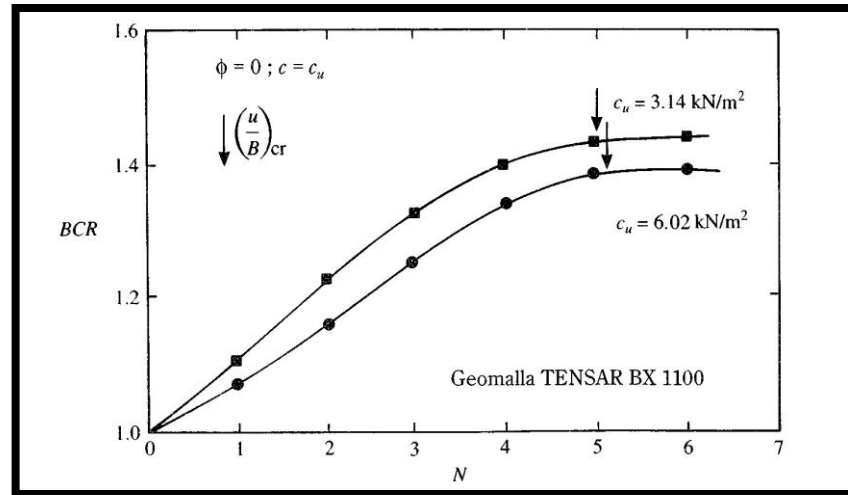
Fuente: Shin y otros 1993

Figura 103 variación de BCR con $2L_0/B$ para $C_u=3.14 \text{ kN/m}^2$, $\Delta H/B=0.333$ y $N=4$



Fuente: Shin y otros 1993

Figura 104 variación de BCR con $N (u/B)$ para $2L_0/B=4$, $d/B=0.4$ y $\Delta H/B=0.333$



Fuente: Shin y otros 1993

3.7 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos en las cimentaciones se dividen principalmente en dos grupos:

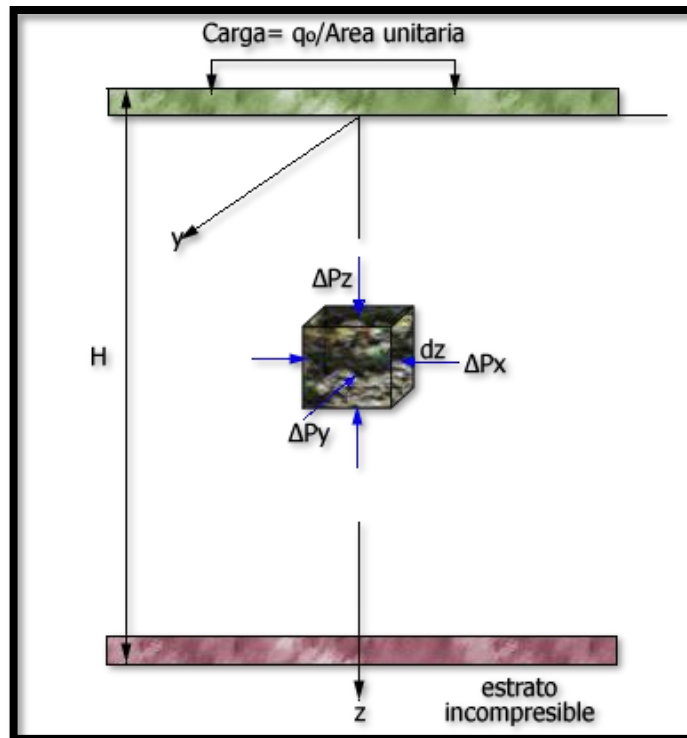
- asentamiento elástico o inmediato
- asentamientos por consolidación.

La suma de estos dos tipos de asentamientos da lugar al asentamiento total.

3.7.1 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS: Este tipo de asentamientos tiene lugar durante o seguidamente después de la construcción de la estructura.

Para realizar el cálculo de este tipo de asentamientos se hace uso de la teoría de elasticidad y aplicando la ley de Hooke.

Figura 105: asentamiento elástico de cimentación superficial.



Donde:

S_e = asentamiento elástico

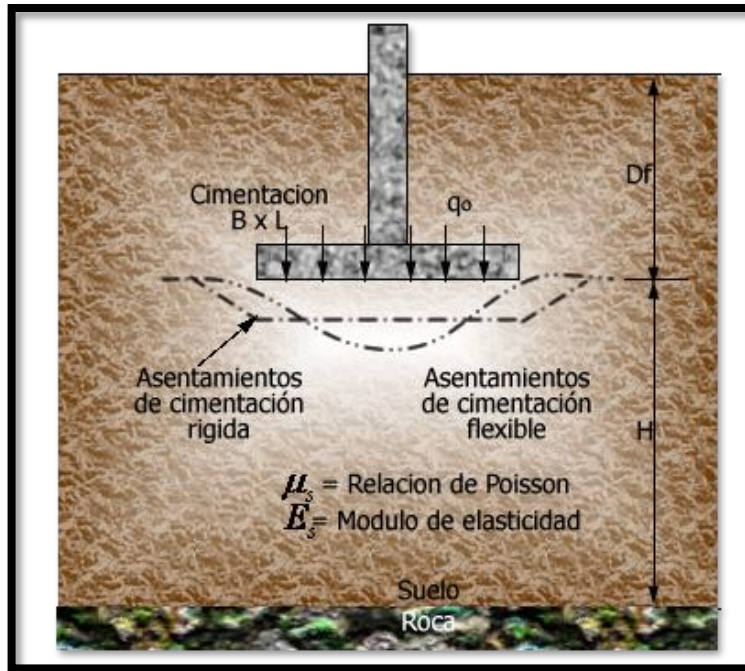
E_s = modulo de elasticidad del suelo

H = espesor del estrato de suelo

μ_s = Relación de Poisson del suelo.

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ = Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x , y y z .

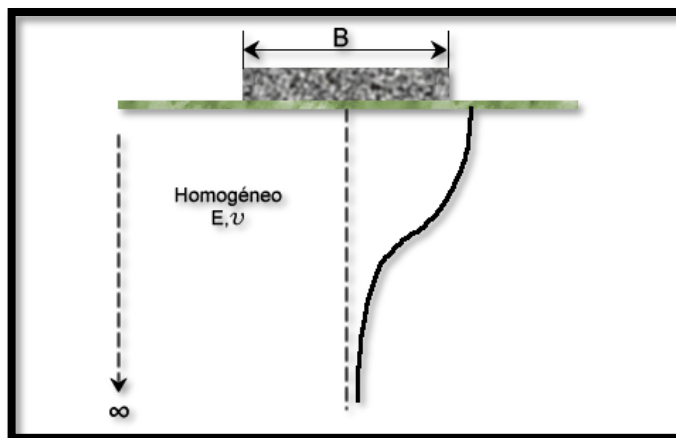
Figura 106: asentamientos elásticos de cimentaciones flexibles y rígidas.



- **ARCILLAS**

ESPACIO SEMI – INFINITO

Figura 107: asentamientos en arcillas espacio semi – infinito



$$\rho = \frac{q_c \times B(1-\nu^2)}{E} C_d \quad (182)$$

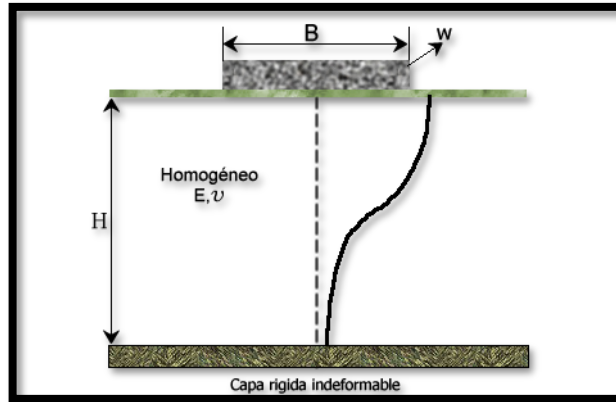
Cd= coeficiente o factor de forma que depende de la geometría del problema, rigidez del plano cargado y forma de la carga.

Tabla 17: Factor De Forma Y Rigidez, Cd Para Calculo De Asentamiento De Puntos Bajo Áreas Cargadas En Un Espacio Semi - Infinito

FACTOR DE FORMA Y RIGIDEZ, Cd PARA CALCULO DE ASENTAMIENTO DE PUNTOS BAJO ÁREAS CARGADAS EN UN ESPACIO SEMI - INFINITO					
	CENTRO	ESQUIN A	MITAD DEL LADO CORTO	MITAD DEL LADO LARGO	PROMEDIO
Circular flexible	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
circular rígido	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
cuadrado rígido	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
RECTANGULAR					
Largo/Ancho					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2.0	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3.0	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5.0	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.29
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15

CAPA LIMITADA POR UNA BASE RÍGIDA:

Figura 108: capa limitada por una base rígida

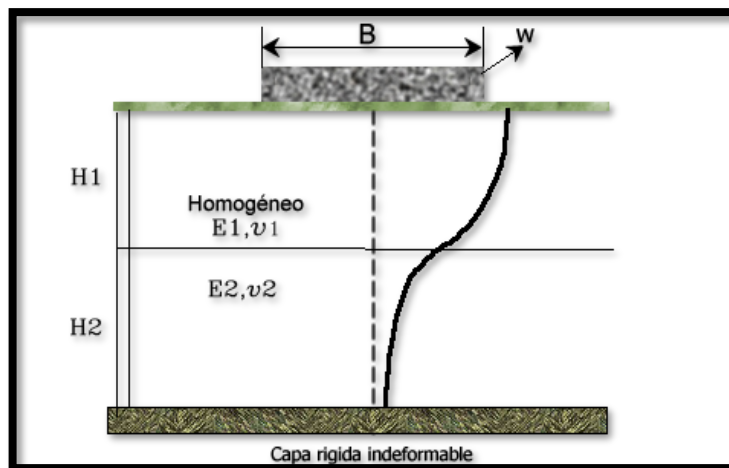


$$\rho = \frac{q_c \times B(1-\nu^2)}{E} C'_d \quad (183)$$

C'd= tiene el mismo sentido que Cd y depende además del espesor de la capa H.

DOS O MÁS CAPAS LIMITADAS POR UNA BASE RÍGIDA

Figura109: Dos O Más Capas Limitadas Por Una Base Rígida



$$\rho = \frac{q_c \times B(1-\nu^2)}{E} C'_d \quad (184)$$

C'_d tiene el mismo sentido que C_d y depende además del espesor de la capa H.

El asentamiento total es:

$$\rho_T = \rho_1 + \rho_2 \quad (185)$$

El asentamiento de la capa 1 es calculada como en el caso (b), considerando que la capa rígida se encuentra a la profundidad H1.

El de la capa 2 es determinado así:

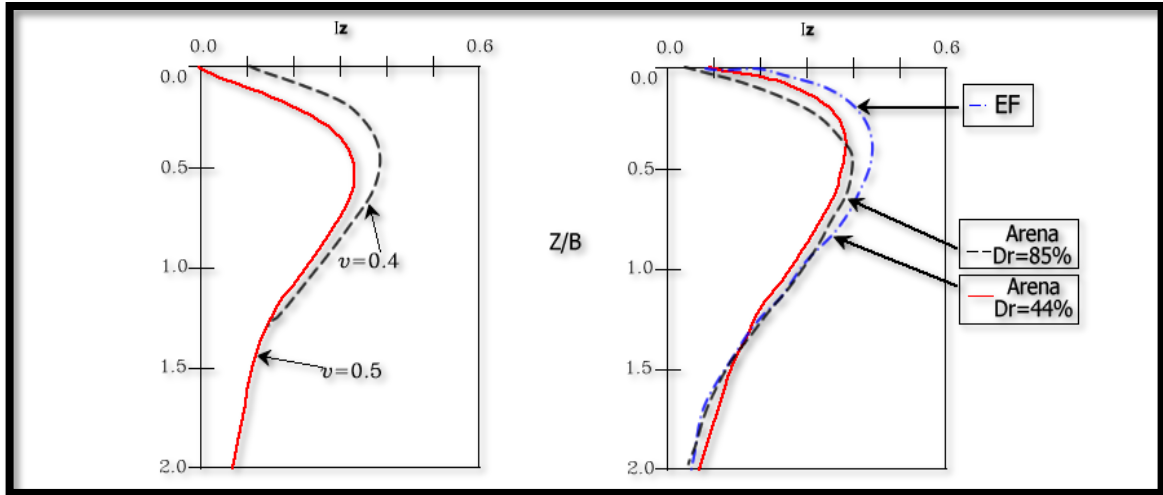
- Se calcula el asentamiento total de la capa H1 + H2 con las características del suelo de la capa 2.
- Se calcula el asentamiento de la capa 1 con las características del suelo de la capa 2.
- Este ultimo valor es restado del cálculo para H1+H2.

SUELOS GRANULARES: Para evaluar los asentamientos en este tipo de suelos, se utiliza el valor de influencia semiempirico que fue propuesto por: Schmertmann Y Hartman (1978)

MÉTODO DE SCHMERTMANN Y HARTMAN (1978)

$$\varepsilon = \frac{\Delta P}{E} I_z \quad (186)$$

Figura110: Método De Schmertmann Y Hartman (1978)



Fuente: Schmertmann y Hartman

I_z es la variable con la profundidad y E puede ser también variable con la profundidad o la resistencia a la penetración del suelo, bien por SPT o por CPT.

Proponen la siguiente ecuación:

$$\rho = C_1 \cdot C_2 \cdot q_c \cdot \sum_l^n \left(\frac{I_z}{E} \right) \cdot \Delta z \quad (187)$$

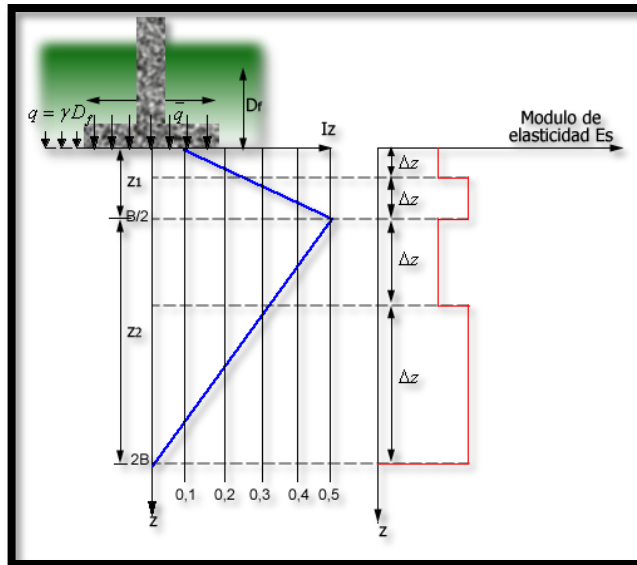
C_1 y C_2 son factores de corrección

q_c = presión de contacto neta.

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_o}{q_c} \right) \geq 0.5 \quad (188)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad t = \text{años} \quad (189)$$

Figura 111: cálculo del asentamiento elástico



Las capas se determinan de acuerdo con la variación de I_z o con la penetración o sea con E .

El valor de E se determina a partir de la penetración de acuerdo con las siguientes relaciones:

$$E = k \cdot q_c \quad (190)$$

$k=1.5$ para limos arenosos

$k=2.0$ para arena compacta

$k=3.0$ para arena densa

$k=4.0$ para arena con gravas⁷

Para Schmertmann y Hartman: $k=2.5$ para cimientos cuadrados y 3.5 para largos.

q_c y N se relacionan de la siguiente manera:

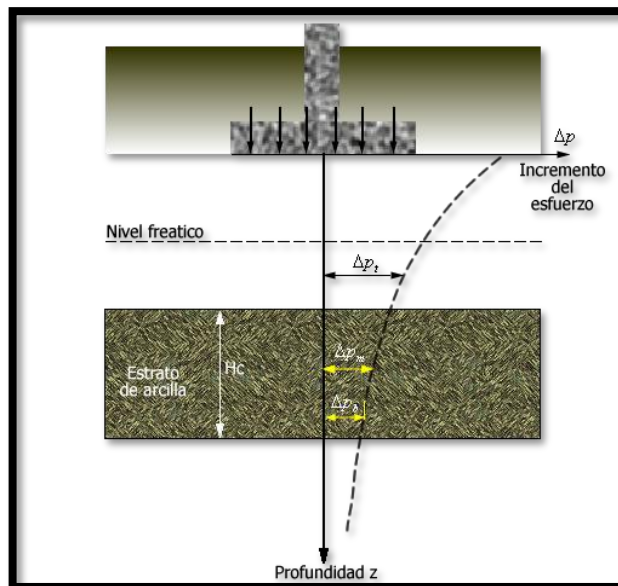
⁷ Norma Sismo Resistente NSR -98

Tabla 18: valores de q_c/N para varios tipos de suelo-

TIPO DE SUELOS	q_c / N	OBSERVACIONES
Limo, limo arenoso, mezclas de limo y arena ligeramente cohesivos.	2.0	q_c en Kg/cm^2 en Ton/pie^2 N =golpes por pie
Arena fina a media limpia o algo limosa.	3.5	
Arena gruesa, arenas con grava pequeña.	5.0	
Grava arenosa o gravas.	6.0	

3.7.2 Asentamientos por consolidación.: Los asentamientos por consolidación ocurren a lo largo del tiempo, y ocurren en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación.

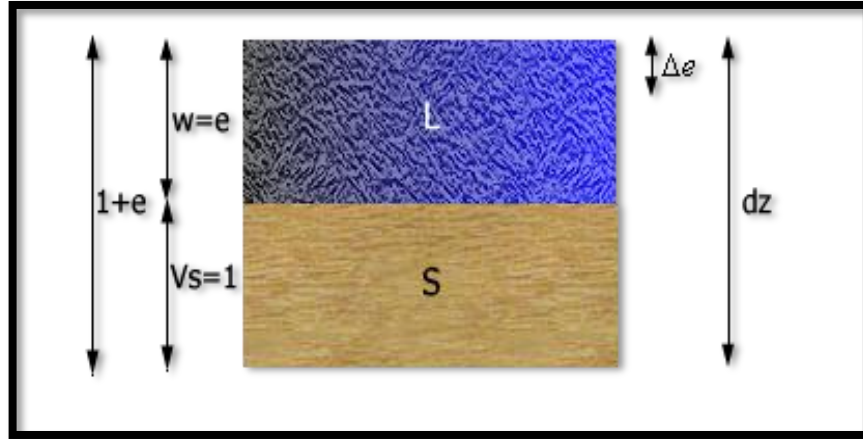
Figura: 112: calculo de asentamientos por consolidación



Se vio que a partir de la consideración del suelo en sus fases, la variación volumétrica es:

$$\Delta dV = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot dz \quad (191)$$

Figura 113: Relación con la variación de volumen



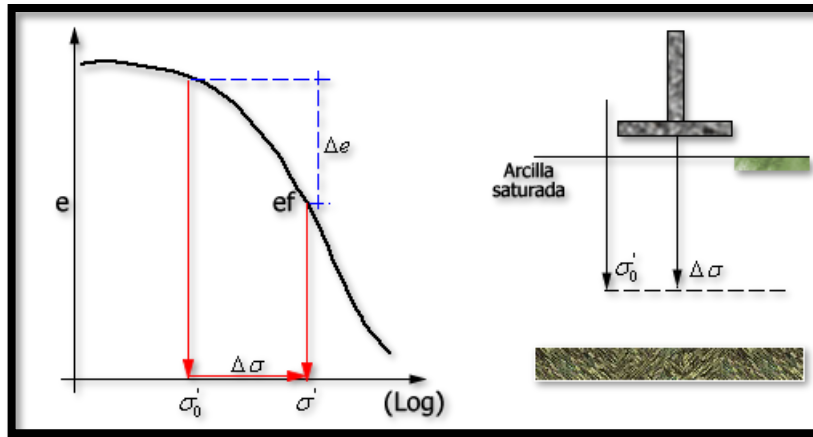
Sea que la deformación total por compresión se puede calcular por la expresión:

$$\rho = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot H \quad (192)$$

En la cual Δe es la variación de la relación de vacíos por los esfuerzos colocados, e es la relación de vacíos donde inicia la compresión y H es el espesor de la capa que se comprime.

A partir de la curva de consolidación, la ecuación se aplica de la siguiente manera (ver figura 114):

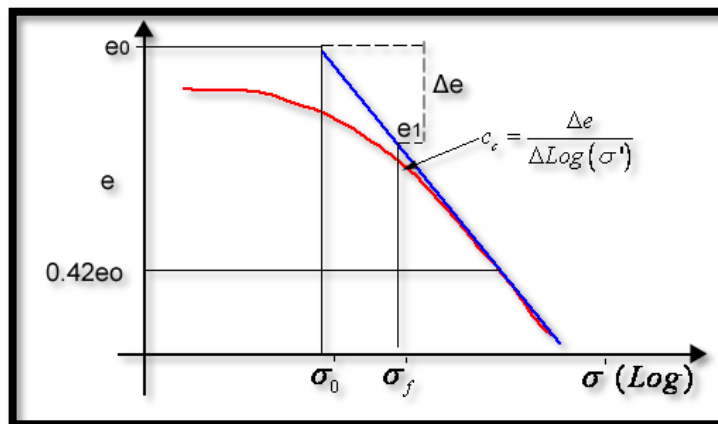
Figura 114: asentamientos por consolidación



- MODIFICACIÓN A LA ECUACIÓN DEBIDA A SCHMERTMANN (1970)

SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS

Figura 115: suelos normalmente consolidados.

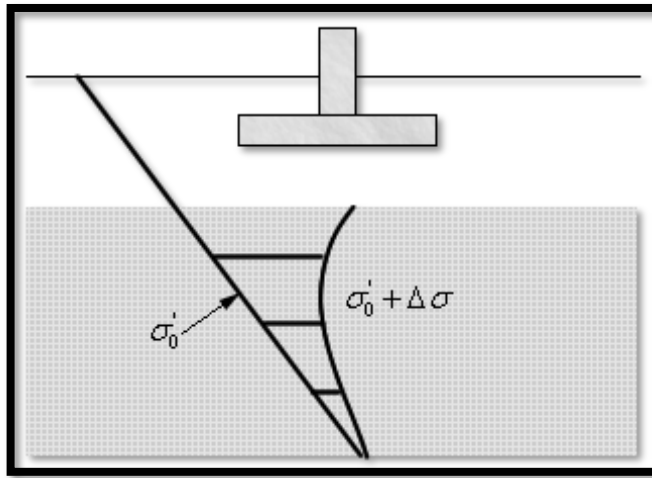


Fuente: Schmertmann (1970)

$$\rho = \frac{H}{1+e_o} Cc \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (193)$$

Distribución de estrato compresible en suelos normalmente consolidados:

Figura 116: suelo normalmente consolidados

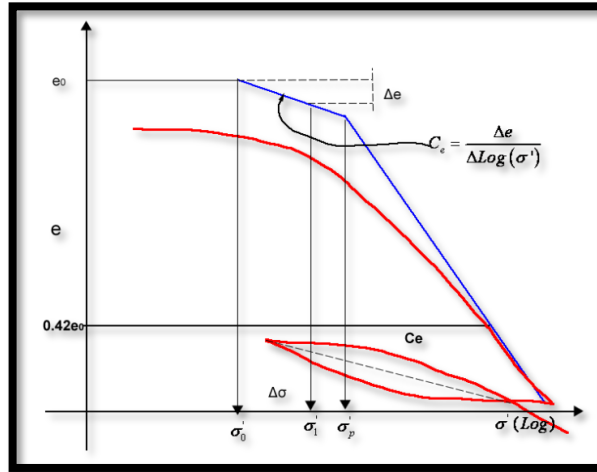


$$\rho = \sum_1^n \frac{H}{1+e_o} Cc \cdot \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (194)$$

SUELOS PRE CONSOLIDADOS

Caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_o$

Figura 117: suelos pre consolidados caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_o$

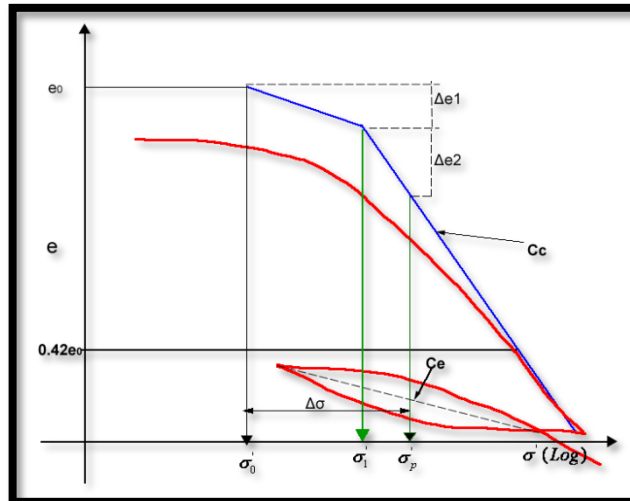


Fuente: Schmertmann (1970)

$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} C_e \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \quad (195)$$

Caso $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_o$

Figura 118: suelos pre consolidados $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_o$

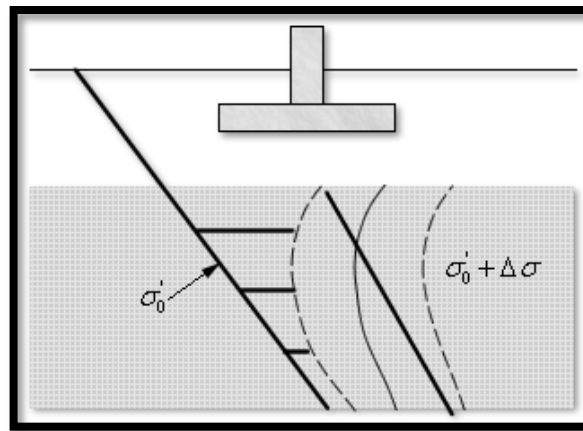


Fuente: Fuente: Schmertmann (1970)

$$\rho = \frac{H}{1+e_0} \left[C_e \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \cdot \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (196)$$

Distribución de estrato compresible en suelos pre consolidados:

Figura 119: suelos pre consolidados



3.8 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LAS MASAS DE SUELOS

Las cargas que se aplican en la superficie de dos depósitos de suelo generan dos tipos de esfuerzos sobre el mismo, a saber:

- Esfuerzos Superficiales (Presiones de Contacto): se generan en la superficie de contacto suelo-cimentación, es la reacción que ofrece el suelo sobre la estructura de cimentación. Estas presiones nos permiten conocer todos los elementos mecánicos mediante los cuales es posible diseñar estructuralmente a la cimentación.
- Esfuerzos Sub-Superficiales: son inducidos por las cargas superficiales en el interior del suelo, su conocimiento resulta básico en el cálculo de desplazamientos.

3.8.1 Teorías De Buossinesq: Considera un estado de deformación tridimensional y cuya solución se basa en las siguientes hipótesis generales:

- El suelo es un material Homogéneo
- El suelo es un material Isótropo
- El suelo es un material Elástico-lineal
- El suelo es un material Semi-infinito
- El suelo es un material Continuo

Para la solución se considera los siguientes casos:

Caso I: Carga Puntual - La distribución de esfuerzos se determinara mediante las isobaras que son curvas que unen puntos de igual esfuerzo (bulbos de presión)

Caso II: Carga Lineal - Fadum realizo la integración de la solución de Boussinesq para el caso de la carga puntual, extendiéndola para el caso de la carga lineal, considerando lo siguiente:

- La carga lineal siempre estará sobre el eje y alojada a una distancia $X \geq 0$
- La carga lineal deberá empezar tocando el eje X

El punto de cálculo debe de estar sobre el eje Z

Caso III: Carga Uniformemente Distribuida - En este caso, la solución planteada por Fadum, la realiza haciendo la consideración de que el punto donde se desea obtener el esfuerzo debe de estar en la esquina del área cargada

Caso IV: Carga Circular Uniformemente Distribuida

3.8.2 Ábacos De Newmark: El incremento de esfuerzo vertical bajo cualquier tipo de superficie flexible cargada es fácilmente determinado con el uso de la carta de

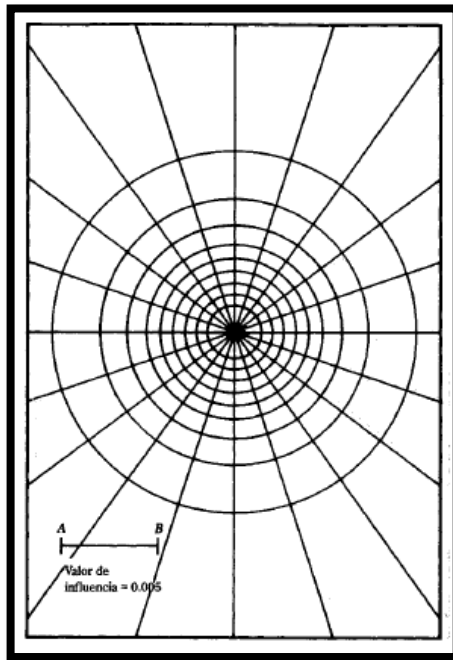
influencia de Newmark (1942). En principio la carta se basa en la ecuación (197) para la estimación del incremento esfuerzo vertical bajo el centro de una superficie circular cuadrada.

$$\Delta p = q_o \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{B}{2z} \right)^2 \right)^{3/2}} \right\} \quad (197)$$

$B/2 = \text{radio de la superficie cargada} = R$

$$\frac{R}{z} = \left[\left(1 - \frac{\Delta p}{q_o} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \quad (198)$$

Figura 120: Carta de Newmark



Fuente: Newmark 1942

A continuación se presenta la tabla con los valores de R/z para varios valores de $\Delta p/sq_o$ y la carta de Newmark

Tabla 19: Valores de R/z para varios valores de $\Delta p/sq_0$

$\Delta p/sq_0$	R/z
0	0
0,1	0,2698
0,2	0,4005
0,3	0,5181
0,4	0,637
0,5	0,7664
0,6	0,9174
0,7	1,1097
0,8	1,3871
0,9	1,9084
1	

Fuente: Newmark 1942

Para utilizar esta carta se siguen los siguientes pasos:

- Identificar la profundidad z bajo la superficie cargada donde va a determinarse el esfuerzo.
- Adoptar una escala $z=\overline{AB}$ de acuerdo a la longitud unitaria de la carta de Newmark
- Dibujar la planta de la superficie cargada con base en la superficie adoptada en el paso anterior.
- Colocar la planta dibujada en el paso anterior sobre la carta de Newmark de manera que el punto bajo en el cual el esfuerzo va a ser determinado, quede directamente arriba del centro de la carta.
- Contar el número de elementos de la carta que caen dentro de la planta. Estos son igual a N .
- Calcular el incremento de esfuerzo como:

$$\Delta P = (IV)(N)(q_0) \quad (199)$$

$$\text{Donde } IV = \frac{1}{\text{numero de elementos sobre la carta}} \quad (200)$$

q_0 =Carga por área unitaria sobre superficie cargada.

4. FUNDACIONES PROFUNDAS

Con la demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando, surge el pilote de concreto que era capaz de soportar compresiones y tensiones mayores. Además puede hacerse en cualquier forma estructural de acuerdo a las cargas y el tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se utilizaron los pilotes in-situ. Posteriormente se utilizaron los pilotes de acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades.

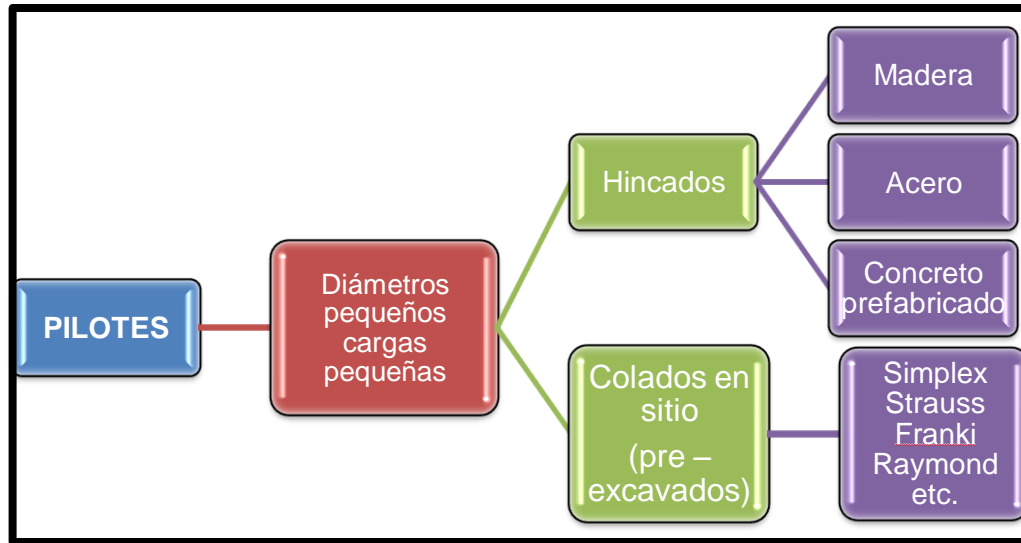
4.1 TIPOS DE FUNDACIONES PROFUNDAS:

Los principales tipos de fundaciones profundas son:

- Pilotes: diámetros con cargas pequeñas.
- Pilas: gran diámetro y gran carga.
- Cajones (Cayssons)

4.1.1 **Pilotes:** Los pilotes son una de las técnicas más antiguas para superar las dificultades de cimentación de estructuras en suelos blandos. Inicialmente los pilotes eran de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad. La capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse.

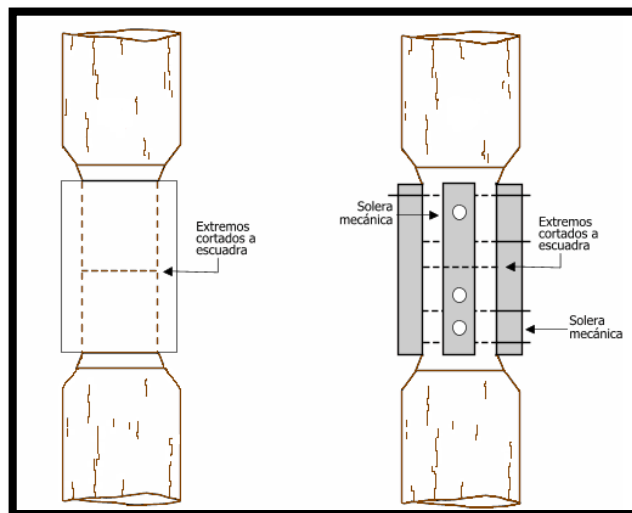
Figura: 121: Clasificación de los pilotes



- MATERIAL CONSTITUTIVO DEL PILOTE

Pilotes de madera

Figura 122: Pilotes en Madera



Fuente: Braja M. Das

La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Existen varias tipos de estos pilotes:

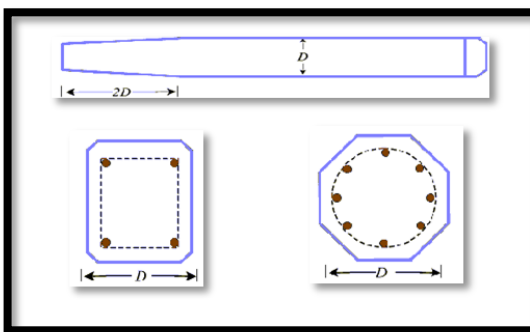
Pilotes clase A, que están sometidos a cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe estar alrededor de 356 mm.

Pilotes clase B se usan para tomar cargas medias. Con un diámetro mínimo del fuste alrededor de 220 mm.

Pilotes de clase C, se usan para trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote esta debajo del nivel freático. El diámetro del fuste esta alrededor de 305 mm.

Pilotes de concreto: Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías: (a) pilotes prefabricados y (b) colados in situ. Los prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario, con sección transversal como en la figura. Se diseña el refuerzo para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral, si la tuviere. Los pilotes son fabricados en las longitudes requeridas y curados antes de transportarlo al sitio.

Figura: 123: Pilotes en concreto

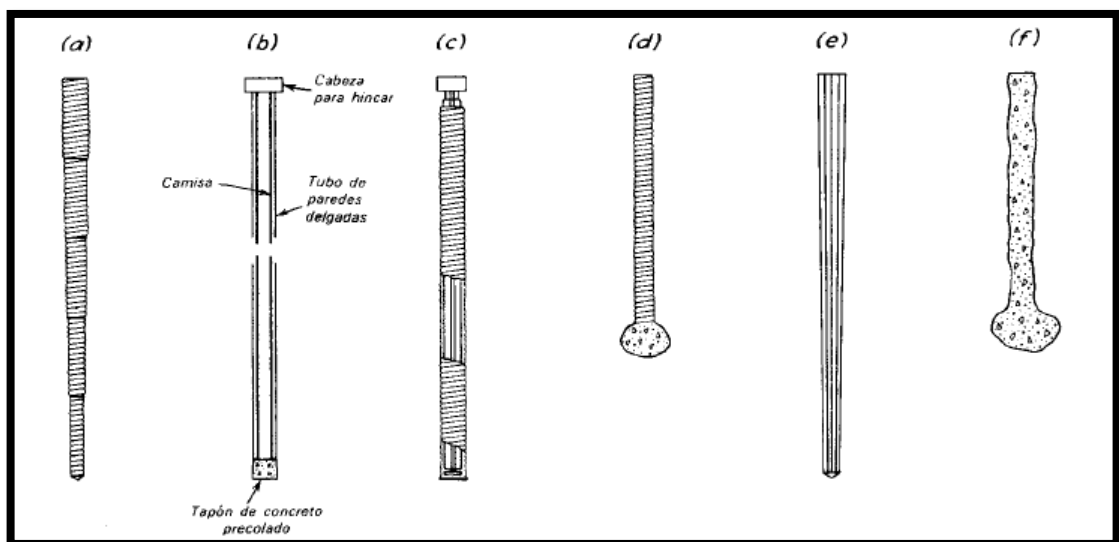


Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de preesfuerzo de acero de alta resistencia. Durante el colado de los pilotes, los cables se

pretensan y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote.

Los pilotes colados in situ se construyen perforando el agujero en el terreno y llenándolo con concreto. Varios tipos de pilotes de concretos in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes. Esos pilotes se dividen en dos amplias categorías: (a) ademados o revestidos y (b) no ademados. Ambos tipos tienen un pedestal en el fondo.

Figura:124: pilotes de concreto colocados in situ. (a) Pilotes Raymond (b) Pilotes Armco (c) Pilotes tipo Cobi. (d) Pilote ademado de Franki. (e) Pilote Unión Metal Monotube. (f) Pilote Franki no ademado



Fuente: Rico y del Castillo

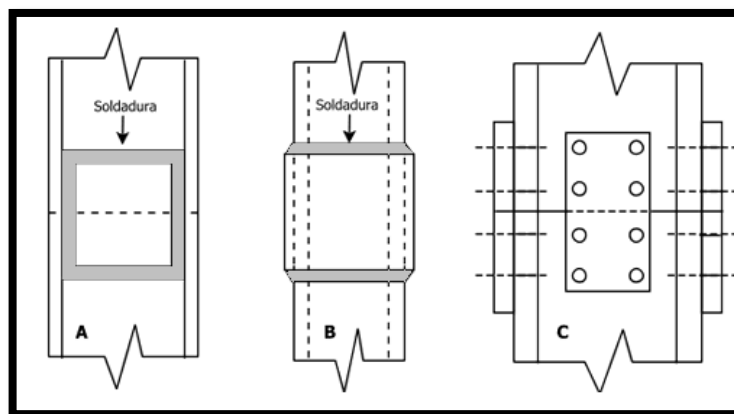
La figura 124 muestra ejemplos de pilotes colocados in situ:

- Pilotes Raymond cónicos escalonados hincados con mandril
- Pilotes Armco de tubo de pared delgada hincados con un vástago, con el extremo cerrado por una punta precolada.

- Pilotes tipo Cobi cilíndricos corrugados de paredes delgadas, hincados con mandril que se aprieta contra el tubo por medio de aire comprimido.
- Pilote ademado de Franki hincado por medio de un martinete de gravedad que cae en el concreto fresco que está dentro del ademe.
- Pilote Unión Metal Monotube que se hinca con mandril.
- Pilote Franki no ademado.

Pilotes de acero: Los pilotes de acero son generalmente a base de tubos o de perfiles H laminados; se pueden hincar en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero patín ancho y de sección I también se usan. Sin embargo, se prefiere los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales. En las vigas de patín ancho y de sección I, los espesores de alma son menores que los espesores de los patines. En algunos casos, los pilotes de acero se empalman por medio de soldaduras, remaches o tornillos, tal como se muestra en las figuras:

Figura 125: Empalme de pilotes, (A) pilote H con soldadura; (B) tubo con soldadura; (C) pilote H con remache y tornillo

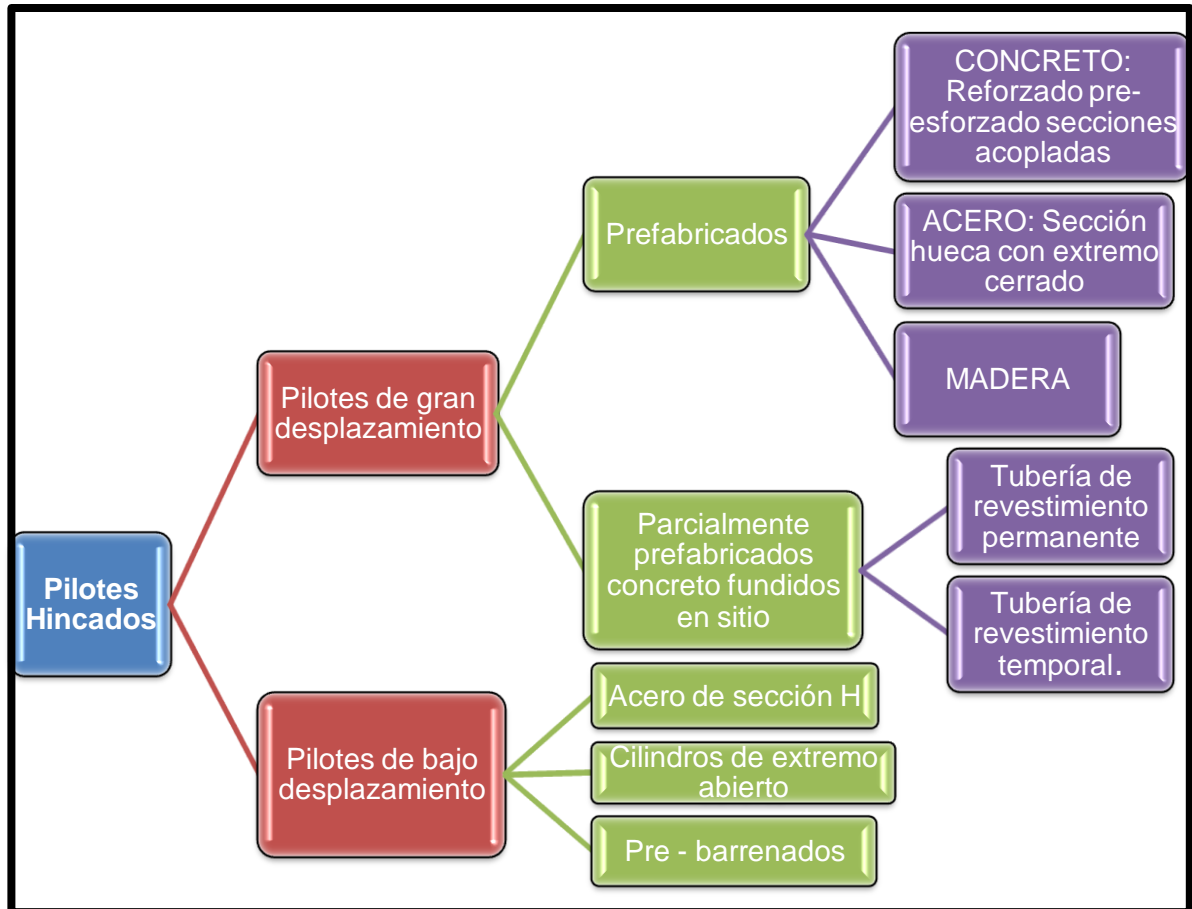


En casos de condiciones difíciles de hincado, como a través de grava densa, lutitas y roca blanca, los pilotes de acero se usan adaptados con puntas o zapatas

de hincado, la figura 125 b muestran dos tipos de zapatas usadas en pilotes de tubo. Los pilotes de acero llegan a estar sometidos a corrosión, especialmente en suelos pantanosos, como turbas y otros suelos orgánicos. Para compensar el efecto de la corrosión se recomienda considerar un espesor adicional de acero (sobre el área de la sección transversal real de diseño). En muchas circunstancias, los recubrimientos epóxicos, aplicados en la fábrica, sobre los pilotes funcionan satisfactoriamente. Esos recubrimientos no son dañados fácilmente por el hincado del pilote.

- **Funciones de los pilotes:** Los pilotes constituyen elementos de fundación apreciablemente versátiles, en razón a que pueden realizar gran variedad de funciones, tales como las que se describen a continuación:
- **Forma de instalación:** Un criterio aplicado en muchos sistemas de clasificación es distinguir dos categorías referentes a diferencias básicas en las acciones sobre el suelo vecino al pilote durante la instalación y, por consiguiente, al comportamiento de los pilotes bajo carga.

Figura 126: Pilotes hincados



Pilotes hincados: En este sistema el suelo es desplazado del espacio que va a ocupar el pilote, por acción de los esfuerzos de penetración. Puede generarse una densificación, posiblemente benéfica, en los suelos granulares sueltos. En otros medios tiene lugar levantamientos del terreno, empujes sobre elementos vecinos y otras consecuencias casi siempre nocivas para estructuras y servicios aledaños al sitio de instalación. Algunos los clasifican como de bajo o alto desplazamiento, de acuerdo con su diámetro o dimensión, lo que produce un menor o mayor volumen de material a desplazar. Dentro de esta categoría los más importantes son:

- Pilotes prefabricados, hincados por el impacto de martillos

- Pilotes hincados por impacto y fundidos en el sitio
- Pilotes atornillados
- Pilotes penetrados mediante presión continua, como la producida por gatos

Pilotes pre excavados (o perforados): En este sistema de pilotaje, se remueve el suelo del espacio que va ocupar el pilote, al aplicar varias posibles técnicas de excavación o perforación, formando así una cavidad que en caso necesario se protege del derrumbe de sus paredes, en cuyo interior se funde el concreto integrante de cuerpo del pilote:

TRANSFERENCIA DE CARGA: La transferencia de carga axial depende de muchos factores relacionados con las condiciones del subsuelo, la disposición geométrica y estructural del pilote, el método constructivo y el tiempo transcurrido desde la construcción. Algunos de estos factores son:

- Resistencia por fricción en el fuste y resistencia portante en la base. En función de los desplazamientos.
- Relación entre la resistencia última en el fuste y la resistencia al corte inicial no drenado de los suelos en contacto con el mismo.
- Rigidez del pilote comparada con el material de soporte.
- Dimensiones del pilote, sección en la base y instalación.
- Consecuencias producto de la instalación, como alteraciones y cambios en las características de esfuerzos del suelo vecino.

4.2 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE PILOTES

La estimación de carga última de un pilote se puede hacer por diferentes métodos tanto estáticos como dinámicos, para este estudio se consideran los mecanismos

en pilotes verticales cargados axialmente, los cuales se basan en métodos mecánicos del suelo se tiene una formula general que se basa en la resistencia total por fricción y por punta.

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{up} - W_p \quad (201)$$

Q_u = capacidad ultima del pilote

Q_{up} = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_{uf} = resistencia por fricción

W_p = peso del pilote

4.2.1 Capacidad De Carga De La Punta (Q_{up}): En el caculo de la capacidad por punta, Q_{up} , se utilizaron los estudios previos para la estimación de la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales realizados por Terzaghi (1943)

Para cimentaciones cuadradas superficiales

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (202)$$

Para cimentaciones circulares superficiales

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (203)$$

Meyerhof (1963) estableció una ecuación general para la estimación de capacidad de carga última en cimentaciones superficiales para carga vertical

$$q_u = cN_c F_{CS} F_{CD} + qN_q F_{qs} F_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma F_{\gamma S} F_{\gamma d} \quad (204)$$

De donde $F_{CS}, F_{qs}, F_{\gamma S}$ = factores de forma

$F_{CD}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

De manera general la presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar como

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (205)$$

De donde N_c^*, N_q^*, N_γ^* son los factores de capacidad de carga integrales que incluyen los factores de forma y profundidad. La presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar de manera similar a la de cimentaciones superficiales, con algunas modificaciones como la sustitución del término B por D (ancho del pilote) y teniendo en cuenta que la determinación de los valores N_c^*, N_q^*, N_γ^* se hacen de forma diferente. Por tanto:

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \quad (206)$$

Esta expresión puede modificarse teniendo en cuenta que generalmente el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, por tanto el término γDN_γ^* puede ser omitido sin producir un error serio, además el término q se puede sustituir por q' para indicar que se trata del esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote. La capacidad de carga por punta última es entonces:

$$Q_u = A_p q_{up} = A_p (cN_c^* + q' N_q^*) \quad (207)$$

Donde A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_{up} = resistencia unitaria de punta

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

4.2.2 Resistencia Por Fricción (Q_s): Para pilotes se puede expresar la resistencia por fricción o superficial como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (208)$$

Donde: p = perímetro del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se asumen constantes

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

4.2.3 MÉTODOS PARA ESTIMAR Q_p y Q_s

- Método De Poulos Y Davis: Basados en las experiencias obtenidas por varios autores como, Tomlinson, Meyerhof, Vésic y otros, Poulos y Davis (1980), propusieron el siguiente método de análisis de capacidad de carga en pilote:

Capacidad de carga:

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{up} - W_p \quad (209)$$

Carga ultima por punta:

$$Q_{up} = A_p (cN_c + \sigma'_{vb} N_q + 0.3\gamma DN_\gamma) \quad (210)$$

Carga ultima por fricción:

$$Q_{uf} = \int_0^L P (C_a + \overline{\sigma'_{vb}} K_s \tan \phi_a) dz \quad (211)$$

Donde:

A_p = área del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

σ'_{vb} = esfuerzo vertical efectivo en la punta

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

p = perímetro del pilote

D = diámetro del pilote

C_a = adhesión

$\overline{\sigma'_{vb}}$ = esfuerzo vertical efectivo medio en la longitud

ϕ_a = ángulo de fricción suelo – pilote.

- CAPACIDAD DE CARGA DE ARCILLAS NO DRENADAS ($\phi=0^\circ$): Para pilotes en arcilla, Poulos y Davis, trabajaron con la condición de capacidad de carga no drenada, con $\phi = 0: \phi_a = 0 \quad C = C_u \quad N\gamma \neq 0 \quad N_q = 1$

Tomando: $A_p \sigma'_{vb} \approx W_p$

Como los efectos que produce el factor $N\gamma$, es mínimo este se puede despreciar, por tanto:

$$Q_u = A_p c_u N_c + \int_0^L P c_a dz \quad (212)$$

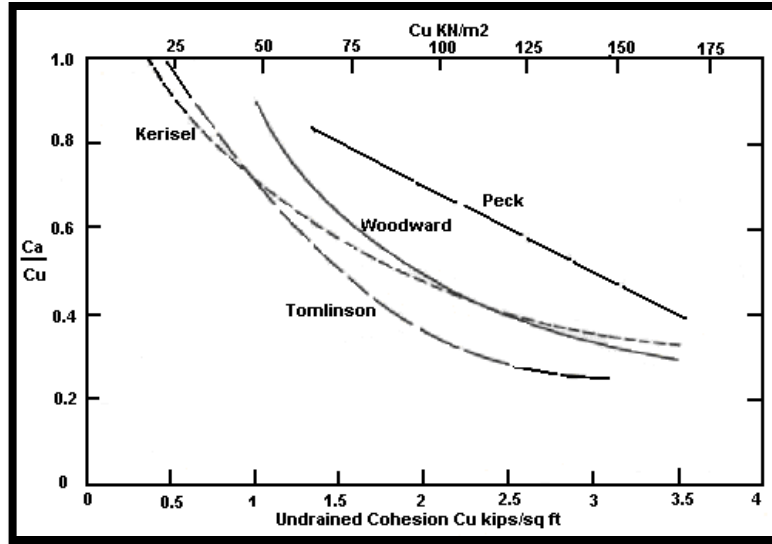
Donde: c_a = adhesión no drenada

La adhesión no drenada varía considerablemente con:

- Material del pilote
- Tipo de suelo
- Forma de instalación

Para obtener c_a Poulos y Davis, recomiendan el uso de los valores experimentales obtenidos por varios autores. Para arcillas blandas presentan la compilación de McClelland (1974) en la que relaciona la cohesión no drenada con el factor de adhesión, $\frac{c_a}{c_u}$.

Figura 127: Factores de adhesión para pilotes hincados en arcillas saturadas



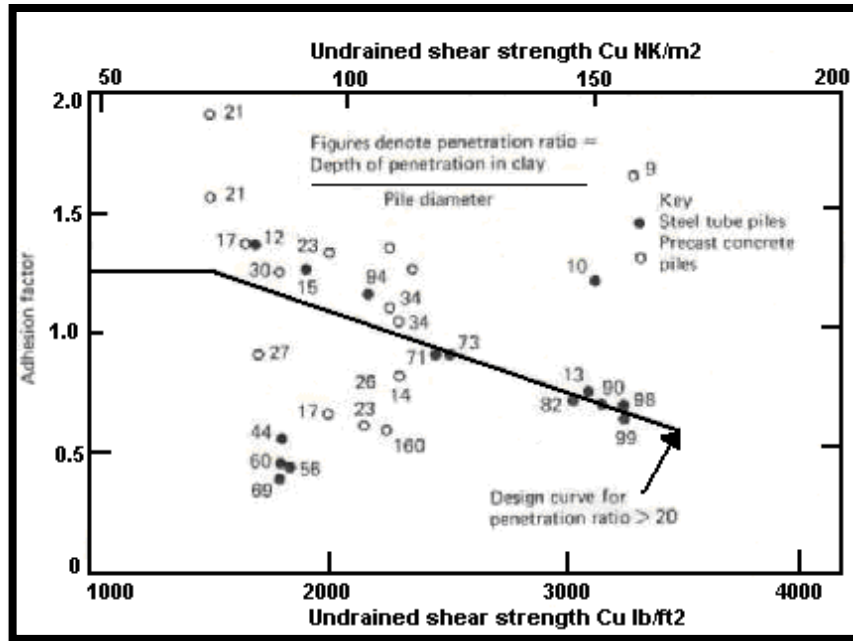
Fuente: Mc Cleland (1974)

Para el caso de las arcillas rígidas recomiendan la siguiente tabla N° 20 de Tomlinson así como las figuras 128 y 129.

Tabla 20: Capacidad de carga para arcillas rígidas

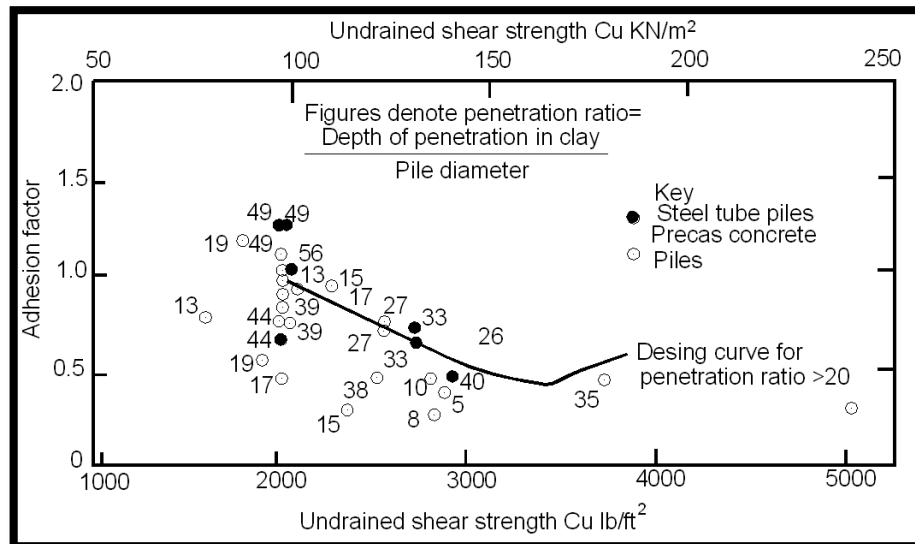
CASO	CONDICIÓN DEL SUELO	RELACIÓN DE PENETRACIÓN	c_a / c_u
I	Arenas o suelos arenosos sobre arcilla rígida.	<20>20	1.25 Figura 128
II	Arcillas blandas o limos sobre arcilla rígida.	<20(>8)>20	0.4 0.7
III	Deposito de arcilla rígida.	<20>20	0.4 Figura 129

Figura:128: Factores de adhesión caso I.



Fuente: Tomlinson, 1970.

Figura129: Factores de adhesión caso III. Fuente Tomlinson, 1970. El factor de carga se obtiene de la grafica propuesta por Skempton (1951).

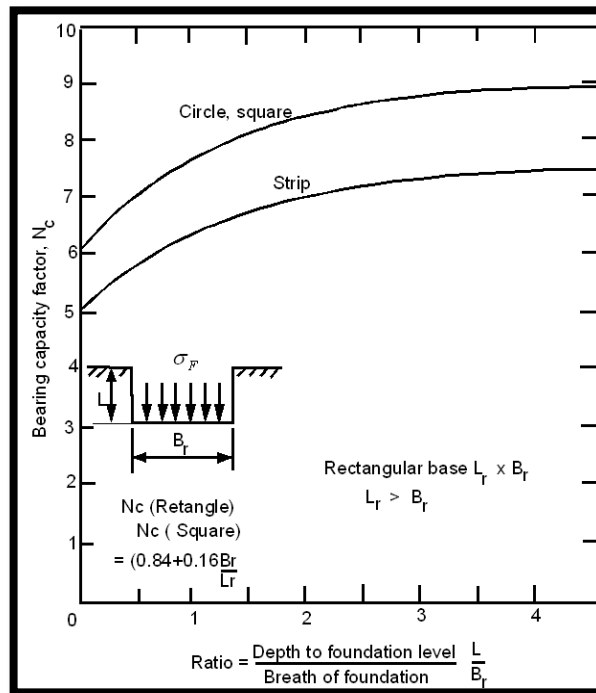


Fuente: Tomlinson, 1970.

El valor de N_c es obtenido de la figura 130 de Skempton (1951) en función de la relación de penetración del pilote en la capa de arcilla. Se observa que N_c se vuelve asintótico con valor de 9 para relación de penetración baja, por lo que muchos autores adoptan el valor de $N_c=9$ y:

$$Q_p = 9A_p C_u \quad (213)$$

Figura 130: Factor de capacidad de carga N_c en arcillas.



Skempton

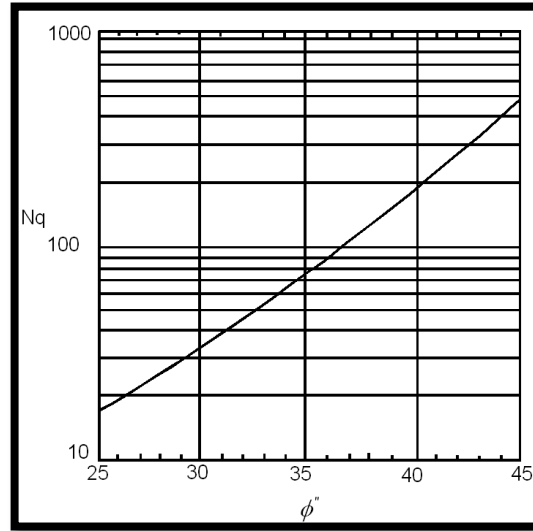
- **ARCILLAS DRENADAS:**

Para esta condición se asume $c = 0$ por tanto $c_a = 0$

$$Q_u = A_p \sigma'_{vb} N_q + \int_0^L P \left(\overline{\sigma'_{vb}} K_s \tan \phi_a \right) dz \quad (214)$$

Donde: N_q , se obtiene de La grafica 131

Figura 131: Relación entre el factor de carga N_q y el ángulo de fricción del suelo ϕ'' .



Fuente: Skempton

Para Arcillas normalmente consolidadas:

$K_s \tan \phi_a$, este factor se obtiene de los aportes hechos por Burland (1973), y Meyerhof (1976), los cuales sugieren:

$$K_s \tan \phi_a = \beta \quad \beta = (1 - \text{sen} \phi) \tan \phi \quad (215)$$

$$0.24 < \beta < 0.29 \quad \text{Para } 20^\circ < \phi < 30^\circ$$

Para pilotes largos ($L > 60\text{m}$): $\beta \approx 0.15$

Para Arcillas rígidas pre consolidadas:

$$K_s = 1.5K_0 \quad (216)$$

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi) \sqrt{RSC} \quad (217)$$

$$\phi_a = \phi \quad (218)$$

4.2.4 CAPACIDAD DE CARGA DE ARENAS:

- MÉTODO DE MEYERHOF PARA EL CÁLCULO DE Q_{up}

Arena:

Meyerhof (1976) estableció la relación de variación de L_b/D con el ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo ϕ (en grados), del cual se determinan los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* .

Donde: L_b = longitud de penetración en el estrato de apoyo

La capacidad de punta de un pilote en arena crece generalmente con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$

En el caso en que el pilote penetre en un estrato de apoyo, $L_b < L$, se observa que después de $(L_b / D)_{cr}$ el valor de $q_p = q_t$, tal como se observa en la grafica 132.

Figura 132: Variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea.

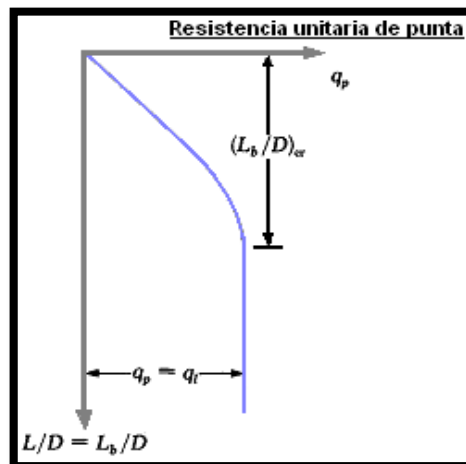
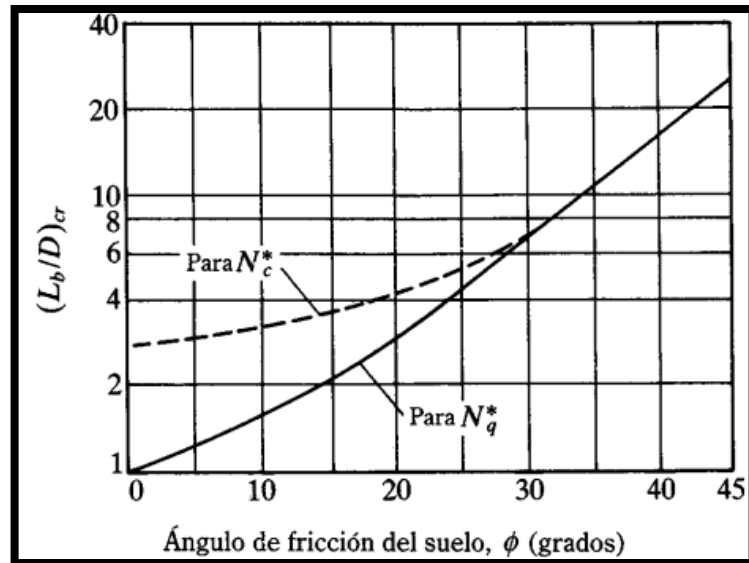


Figura 133: Variación $(L_b / D)_{cr}$ con ϕ .



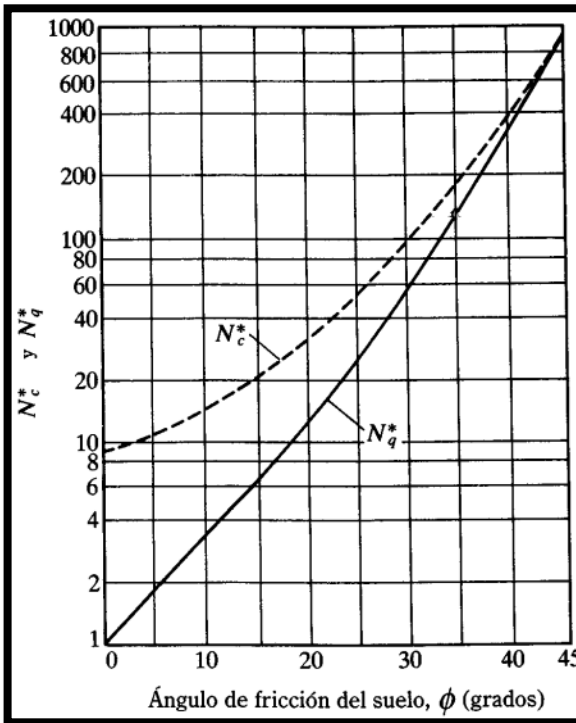
Fuente: Meyerhof 1976

De la figura 134 se puede apreciar la variación de los factores N_c^* y N_q^* respecto a la relación L_b/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ . Estos factores alcanzan un valor máximo en $L_b/D = 0.5 (L_b / D)_{cr}$

La figura indica que $(L_b / D)_{cr}$ para $\phi = 45^\circ$ es aproximadamente de 25 y decrece al disminuir el ángulo de fricción.

Generalmente en pilotes la magnitud $L_b/D > 0.5 (L_b / D)_{cr}$, por tanto para la estimación de estos valores máximos de N_c^* y N_q^* se obtienen de la grafica 134

Figura 134: Variación de valores máximos de N_c^* y N_q^* con ϕ .



Fuente: Meyerhof 1976

Si se toman pilotes en arena con $c=0$ la ecuación (1) se simplifica como:

$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \longrightarrow Q_u = A_p q_p = A_p (q'N_q^*) \quad (219)$$

Sin embargo, Q_{up} no debe exceder el valor límite $A_p q_l$ por tanto

$$Q_{up} = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (220)$$

De donde la resistencia límite es

$$q_l (KN / m^2) = 50N_q^* \tan \phi \quad \text{O} \quad q_l (lb / pies^2) = 1000N_q^* \tan \phi \quad (221)$$

Meyerhof (1976) basado en sus estudios de campo sugirió que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) se obtenga de los números de penetración estándar como

$$q_p (KN / m^2) = 40N_{cor} L / D \leq 400N_{COR} \quad (222)$$

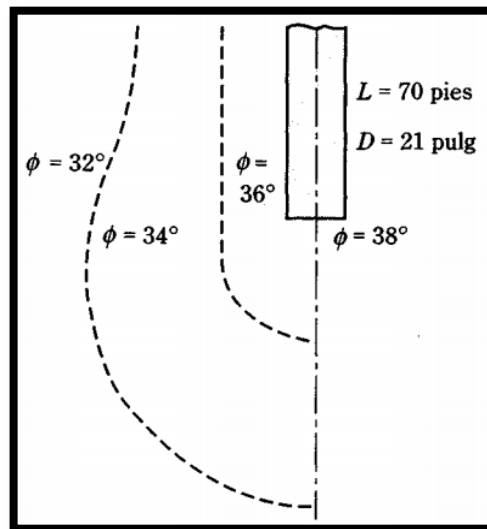
$$q_p (\text{lb} / \text{pies}^2) = 800N_{cor} L / D \leq 8000N_{COR} \quad (223)$$

N_{COR} = numero de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente 10D arriba y 4D abajo de la punta del pilote).

• **MÉTODO DE MEYERHOF PARA EL CÁLCULO DE Q_s .** Para el cálculo de la resistencia unitaria (f) se debe tener en cuenta la instalación del pilote, porque en el caso de pilotes hincados en arena la vibración generada en el hincado interviene en la densificación del suelo contiguo.

Meyerhof (1961), obtuvo una grafica en el que se muestra la variación del ángulo de fricción ϕ alrededor de un pilote debido al hincado, con ángulo de fricción del suelo original de 32° .

Figura 135: Compactación de arena cercana a pilotes hincados.



Fuente: Meyerhof 1961.

De la figura 137 se puede apreciar que la zona de densificación que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

La variación de f en campo se puede apreciar aproximadamente en la figura 136 donde la fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y después permanece constante.

También se aprecia que la magnitud de la profundidad crítica L' está entre 15 y 20 veces el diámetro del pilote. Por tanto:

$$L' = 15D$$

D = diámetro del pilote

$$\text{Para } z = 0 \text{ hasta } z = L' \longrightarrow f = K\sigma'_v \tan \delta$$

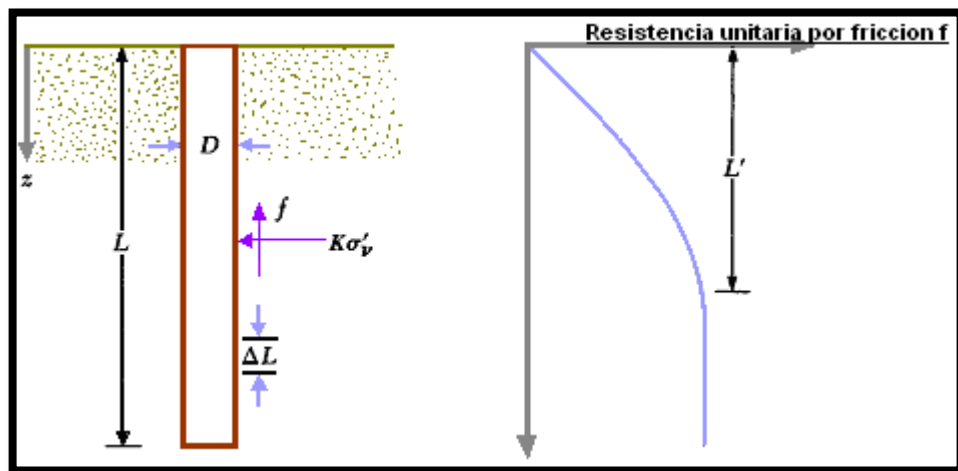
$$\text{Para } z = L' \text{ hasta } z = L \longrightarrow f = f_{z=L'}$$

Donde K = coeficiente de presión lateral

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

Figura 136: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Se tienen los siguientes valores promedio recomendados para el cálculo de K :

Tabla 21: valores recomendados de K

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.4 $K_0 = 1.4(1 - \text{sen}\phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.8 $K_0 = 1.8(1 - \text{sen}\phi)$

Para pilotes hincados de gran desplazamiento Bhusan (1982) recomendó:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r \quad \text{Y} \quad K = 0.5 + 0.008C_r$$

Donde C_r = compacidad relativa (%)

Meyerhof (1976) estableció la resistencia por fricción unitaria promedio como:

Para pilotes hincados de gran desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN / m^2) = 2 \bar{N}_{cor} \quad (224)$$

$$f_{prom} = (lb / pies^2) = 40 \bar{N}_{cor}$$

Donde \bar{N}_{cor} = valor corregido de la resistencia a la penetración estándar.

Para pilotes hincados de pequeño desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN / m^2) = \bar{N}_{cor} \quad (225)$$

$$f_{prom} = (lb / pies^2) = 20 \bar{N}_{cor}$$

Por tanto:

$$Q_s = pLf_{prom} \quad (226)$$

Método De Meyerhof Para El Cálculo De Q_{up} En Arcilla: Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas $\phi = 0$,

Tomando los resultados de Skempton (1959), $N_c = 9$

$$Q_{up} = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (227)$$

c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

4.3 ASENTAMIENTOS EN PILOTES

Un pilote sometido a carga vertical Q_w sufre asentamiento debido a tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (228)$$

Donde: s = asentamiento total del pilote

s_1 = asentamiento elástico del pilote

s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

s_3 = asentamiento del pilote por la carga transmitida en el fuste.

Suponiendo el material del pilote elástico, la deformación del fuste se evalúa como:

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (229)$$

Donde: Q_{up} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

A_p = área de la sección del pilote.

E_p = modulo de elasticidad del material del pilote

L = longitud del pilote.

4.3.1 Método De Vésic En Arenas, Arcillas Y Limos: Método de Vésic para el cálculo del asentamiento de un pilote: Vésic (1977), propuso la magnitud $\xi = 0.67$,

donde ξ depende de la distribución de la resistencia por fricción que para el caso se estima de forma triangular, entonces s_1 :

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + 0.67Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (230)$$

Para la estimación de la variable s_2 propuso un método semiempírico:

$$s_2 = \frac{Q_{up} C_p}{Dq_p} \quad (231)$$

Donde: Q_{wp} = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

D = diámetro del pilote.

q_p = resistencia última en la punta del pilote.

C_p = coeficiente empírico.

Vésic dio valores tipo para C_p :

Tabla 22: Valores de C_p según Vesic

TIPO DE SUELO	PILOTES HINCADOS	PILOTES PERFORADO
Arena (densa o suelta)	0.02 - 0.04	0.09 – 0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Para la estimación de s_3 propuso una relación empírica:

$$s_3 = \frac{Q_{up} C_s}{Lq_p} \quad (232)$$

Donde: L = longitud del pilote.

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{C_p \frac{L}{D}} \right) = \text{constante empírica} \quad (233)$$

4.4 GRUPOS DE PILOTES

4.4.1 EFICIENCIA DE GRUPO

Definido por: $\eta = \frac{Q_{g(u)}}{Q_u}$ (234)

Donde: η = eficiencia del grupo

$Q_{g(u)}$ = capacidad ultima de carga del grupo de pilotes

Q_u = capacidad ultima de carga pilote sin el efecto del grupo.

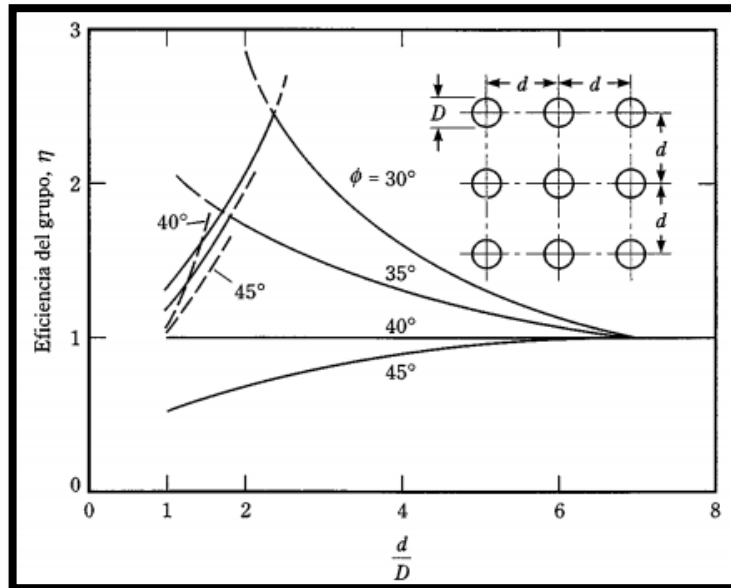
Entre las ecuaciones más utilizadas para la estimación de la eficiencia de grupo de pilotes se tienen:

Tabla 23: ecuaciones en grupos de pilotes

NOMBRE	ECUACIÓN
Ecuación Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 * n_1 * n_2} \right] \theta$ <p>Donde θ (grados) = $\tan^{-1}(D / d)$</p>
Ecuación Los Ángeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi * d * n_1 + n_2} \left[n_1(n_2 - 1) \right]$ $+ n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)$
Ecuación Seiler-Keeney (Seiler y Keeney, 1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ <p>Donde d esta en pies</p>

Las siguientes figuras muestran los resultados de las investigaciones de varios autores respecto a la eficiencia de un grupo de pilotes.

Figura 137: variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena. Pilotes de (3 x 3)



Fuente: Kishida y Meyerhof (1965)

4.4.2 Capacidad De Carga De Grupos De Pilotes: Feld (1943), sugirió un método para estimar la capacidad de carga de pilotes individuales de (fricción) en un grupo hincados en arena, y consistía en reducir 1/16 por cada pilote adyacente la capacidad última del pilote, por tanto se tiene:

$$\text{Factor de reducción para cada pilote: } f = 1 - \frac{n}{16} \quad (235)$$

Donde n = numero de pilotes adyacentes al pilote.

Por tanto la capacidad ultima para un pilote: fQ_u

$$Y \eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{\sum Q_u}{n_i Q_u} \quad (236)$$

Donde: $\sum Q_u$ =sumatoria de fQ_u de todos los pilotes del grupo.

n_t = pilotes totales del grupo.

- **Grupo de pilotes en roca.:** La mayoría de los reglamentos de construcción para cimentaciones profundas establecen la carga última del grupo de pilotes en roca como:

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad (237)$$

Esto se cumple siempre que el espaciamiento mínimo entre ejes de pilotes sea de $D+300$, en el caso de pilotes H o cuadrados la magnitud de D es la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

5. CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS PERFORADAS

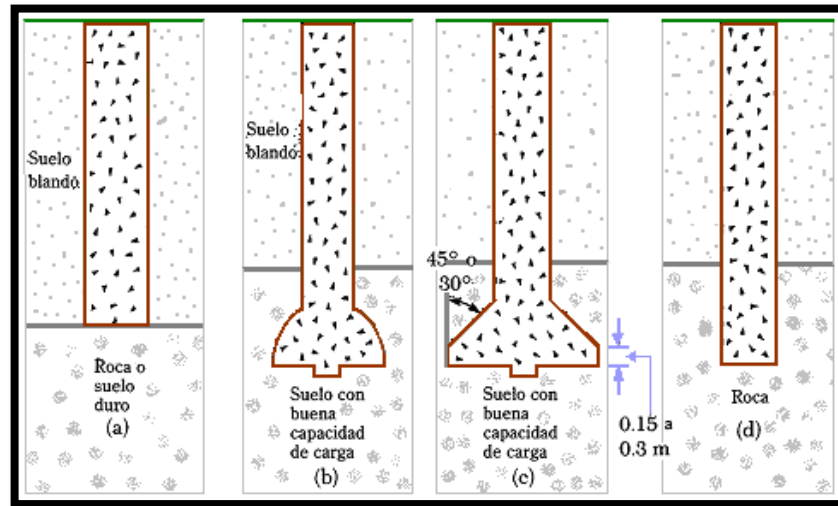
Las pilas perforadas generan varios beneficios en cimentaciones profundas como:

- Una pila perforada puede remplazar un grupo de pilotes con capuchón.
- Las pilas se pueden construir antes de terminar la nivelación.
- Es más fácil construir pilas perforadas en arena densa y grava que hincar pilotes.
- Los golpes generados por el matillo al hincar pilotes generan una vibración que puede ocasionar daños a estructuras contiguas, este efecto se evita con las pilas.
- Al hincar pilotes en arcilla producen levantamiento del terreno ocasionado desplazamientos laterales a los pilotes ya hincados.
- Las pilas tienen bases más amplias lo cual mejora la resistencia al levantamiento.
- Se evita el ruido del hincado que se genera con los pilotes.
- Las pilas perforadas presentan mejor resistencia a cargas laterales.

5.1 TIPOS DE PILAS PERFORADAS

Se pueden clasificar las pilas perforadas de acuerdo como se diseñan para transferir las cargas al subsuelo:

Figura 138: (a) pila recta; (b) y (c) pila acampanada; (d) pila empotrada en roca.



Fuente: Braja.M Das

5.2 CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS

Para la estimación de carga última de una pila se puede hacer por diferentes métodos los cuales se basan en métodos mecánicos del suelo, pero en general se tiene:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (238)$$

Q_u = capacidad última de la pila

Q_p = capacidad de carga en la base

Q_s = resistencia por fricción.

5.2.1 VÉSIC PARA EL CÁLCULO DE Q_p

Arenas: Si consideramos el caso en pilas perforadas en arena con $c=0$, entonces:

$$Q_{p(neta)} = A_p q' (N_q^* - 1) \quad (239)$$

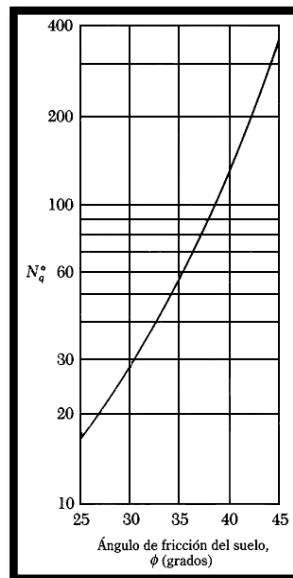
Donde: A_p = área de la base de la pila.

q' = esfuerzo vertical efectivo a la base de la pila

N_q^* = factor de capacidad de carga.

Vésic (1963), estableció una relación entre el ángulo de fricción del suelo y N_q^* tal como se presenta en la grafica 139:

Figura 139: capacidad de carga N_q^* contra ángulo de fricción.



Fuente: Vésic (1963)

Para el cálculo de la carga ultima de punta de una pila Vésic (1977), estableció:

$$Q_{p(neta)} = A_p (\sigma_0' N_{\sigma}^* - q') \quad (240)$$

$$\text{Con: } \sigma_0' = \left[1 + \frac{2K_0}{3} \right] * q' \quad (241)$$

Donde: $Q_{p(neta)}$ = capacidad ultima de punta

A_p = área de la base de la pila.

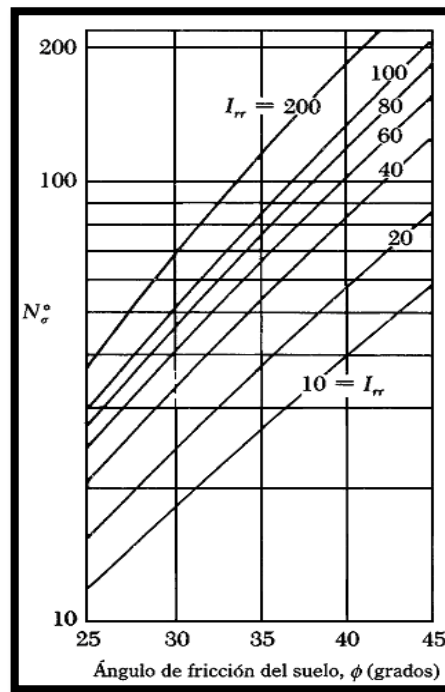
σ_0' = esfuerzo efectivo medio del terreno al nivel de la punta de la pila.

N_σ^* = factor de capacidad de carga.

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la pila.

De la grafica 140 se pueden obtener los valores de N_σ^* .

Figura 140: factor N_σ^* , ángulo de fricción del suelo ϕ



Fuente: Vésic 1977

5.2.2 Vésic Para El Cálculo De Q_s : Vésic planteo para la resistencia por fricción Q_s , para pilas perforadas la siguiente expresión:

$$Q_s = \int_0^{L1} p f dz = \pi D_s (1 - \text{sen} \phi) \int_0^{L1} \sigma_v' \tan \delta dz \quad (242)$$

Donde: p = perímetro de la pila = πD_s

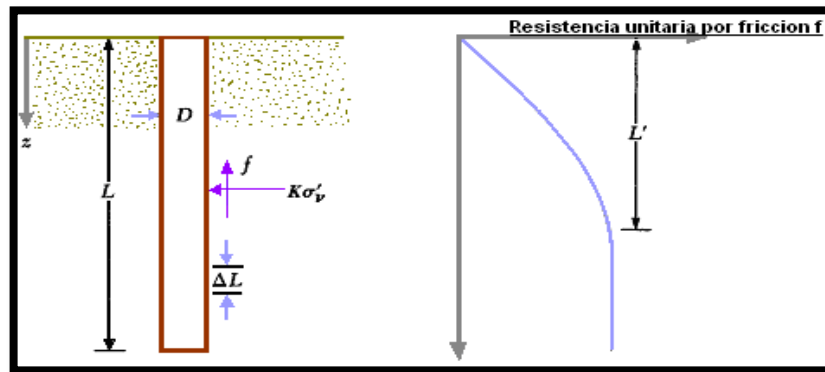
f = resistencia unitaria por fricción = $K\sigma_v' \tan \delta$

K = coeficiente de presión de tierra = $K = (1 - \text{sen} \phi)$

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

σ_v' Crecerá hasta una profundidad de aproximadamente $15D_s$, después permanecerá constante como se ve en la grafica 141.

Figura 141: resistencia por fricción unitaria para pilas en arena.



5.2.3 TOUMA Y REESE PARA EL CÁLCULO DE Q_s : Touma y Reese (1974), presentaron el siguiente método para estimar la capacidad admisible de carga para pilas perforadas en arena.

En el caso de $L > 10D_b$ y un movimiento en la base de 25.4 mm se tiene:

$$\text{En unidades métricas: } Q_{padm(neta)} = \frac{0.508A_p}{D_b} q_p \quad (243)$$

$$\text{En unidades inglesas: } Q_{padm(neta)} = \frac{A_p}{0.6D_b} q_p \quad (244)$$

Donde: $Q_{padm(neta)}$ = capacidad por punta admisible neta

A_p = área de la base de la pila

D_b = diámetro de la base de la pila

q_p = resistencia unitaria por punta

Touma y Reese recomiendan la siguiente tabla de q_p para arenas:

Tabla 24: q_p para arenas

Tipo de arena	q_p (KN/m ²)	q_p (lb/pie ²)
Suelta	0	0
Media	1530	32.000
Muy densa	3830	80.000

En el caso de arenas de compacidades intermedias se usa interpolación lineal de donde se expresa la resistencia en el fuste como:

$$Q_s = \int_0^{L1} 0.7 p \sigma_v' \tan \phi dz = 0.7(\pi D_s) \int_0^{L1} \sigma_v' \tan \phi dz = 2.2 D_s \int_0^{L1} \sigma_v' \tan \phi dz \quad (245)$$

Donde: ϕ = ángulo de fricción del suelo

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z.

L1 = longitud de la parte recta de la pila

El método de Touma y Reese permite un desplazamiento máximo de 1 pulg (25.4mm) en la base de la pila, por tanto la carga admisible se puede expresar como:

$$Q_{adm(neta)} = Q_{padm(neta)} + \frac{Q_s}{FS} \quad (246)$$

Con FS. = factor de seguridad = 2

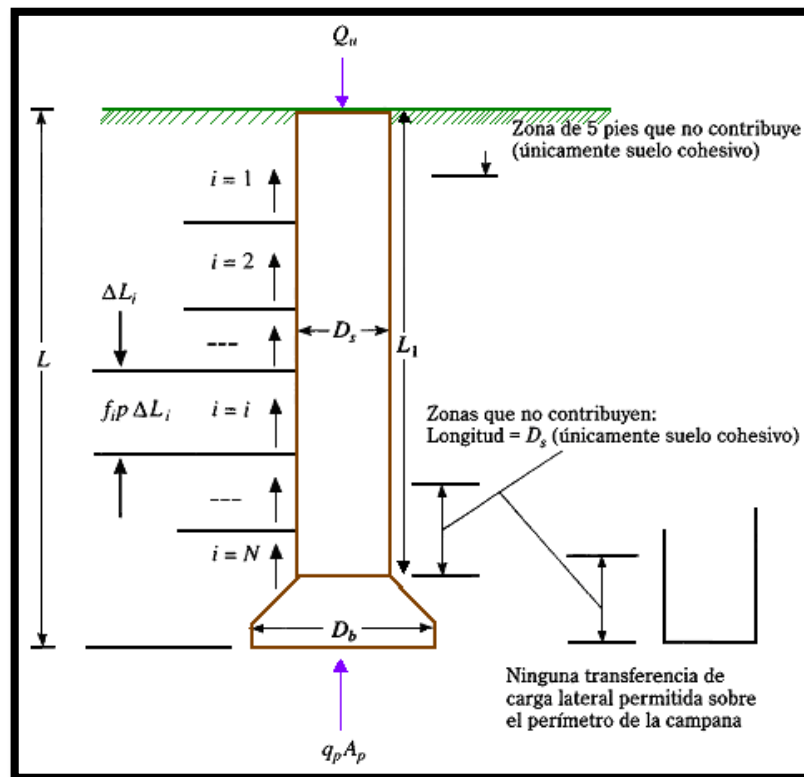
5.2.4 REESE Y O'NEILL PARA EL CÁLCULO DE Q_p Y Q_s : Reese y O'Neill (1989), realizaron ensayos de prueba de carga a 4q pilas, de los resultados obtenidos a estas pruebas estimar un método para calcular la capacidad última de

carga de una pila perforada basada en el asentamiento, el método es aplicable bajo las siguientes condiciones:

- Profundidad de la campana : $L = 15.4$ pies a 100pies (4.7ma 30.5m)
- Diámetro de la pila: $D_s = 1.7$ pies a 3.93 pies (0.52m a 1.2m)
- Resistencia por penetración estándar de campo: $N_f = 5$ a 60
- Revenimiento del concreto = 4 pulg a 9 pulg (100mm a 225mm)

Con referencia a figura 142 Reese y O'Neill se establece:

Figura 142 Referencia Reese y O'Neill



$$Q_{u(neta)} = \sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i + q_p A_p \quad (247)$$

Donde: $Q_{u(neta)}$ = carga última en la pila.

f_i = resistencia cortante unitaria ultima en el estrato i.

p = perímetro del pilote = πD_s

q_p = resistencia unitaria de punta

$$A_p = \frac{\pi D_b^2}{4} = \text{área de la base.}$$

En suelos granulares se tiene:

$$f_i = \beta \sigma'_{vzi} \leq 4 \text{klb/ pie}^2$$

Donde: $\beta = 1.5 - 0.135 z_i^2$ $0.25 \leq \beta \leq 1.2$

σ'_{vzi} = esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato i.

z_i = profundidad a la mitad del estrato i (pies).

$$D_b < 50 \text{ pulg}$$

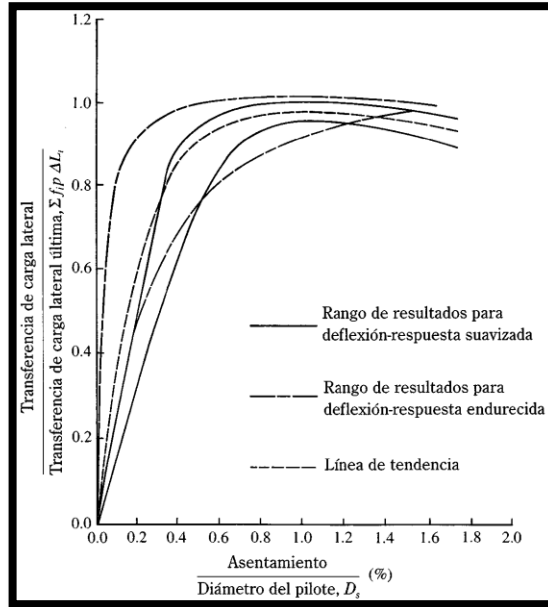
$$q_{p(\text{klb/ pie}^2)} = 1.2 N_F \leq 90 (\text{klb/ pie}^2)$$

N_F = numero de penetración estándar no corregido dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base de la pila perforada.

$D_b \geq 50 \text{ pulg}$ Para esta condición pueden ocurrir asentamientos excesivos, para este caso se tienen:

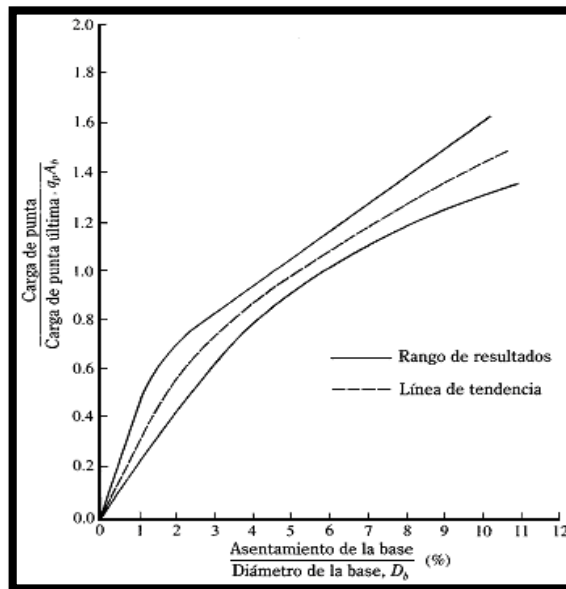
$$q_{pr} = \frac{50}{D_b} q_p \tag{248}$$

Figura 143: transferencia de carga lateral normalizada contra asentamiento para suelo sin cohesión



Fuente: Reese y O'Neill 1989

Figura 144 Transferencia de carga normalizada en la base contra asentamiento para suelo sin cohesión.



Fuente: Reese y O'Neill 1989

5.3 PILAS PERFORADAS EN ARCILLA

5.3.1 Capacidad neta en la base de la pila: Para el caso de arcillas saturadas bajo las condiciones de $\phi = 0$ y $N_q^* = 1$ se puede expresar la resistencia neta en la base como:

$$Q_{p(neta)} = A_p c_u N_c^* \quad (249)$$

Donde: A_p = área de la base de la pila

c_u = cohesión no drenada.

N_c^* = factor de capacidad e carga usualmente = 9

5.4 ASENTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS BAJO CARGAS

Una pila sometida a carga vertical Q_w sufre asentamiento debido a tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad \dots\dots(250)$$

Donde: s = asentamiento total del pila

s_1 = asentamiento elástico del pila

s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la base de la pila

s_3 = asentamiento de la pila por la carga transmitida en el fuste.

Suponiendo el material de la pila sea elástico, la deformación del fuste se evalúa como:

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (251)$$

Donde: Q_{up} = carga en la punta de la pila bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

A_p = área de la base de la pila.

E_p = modulo de elasticidad del material de la pila

L = longitud de la pila.

5.4.1 VÉSIC Para La Estimación Del Asentamiento De Una Pila.: Vésic (1977), propuso la magnitud $\xi = 0.67$, donde ξ depende de la distribución de la resistencia por fricción que para el caso se estima de forma triangular, entonces

s_1 :

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + 0.67Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (252)$$

Para la estimación de la variable s_2 propuso un método semiempírico:

$$s_2 = \frac{Q_{up} C_p}{D_b q_p} \quad (253)$$

Donde: Q_{wp} = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

D_b = diámetro de la base de la pila.

q_p = resistencia ultima en la base de la pila.

C_p = coeficiente empírico.

Tabla 25: Valores tipo para C_p :

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes perforado
Arena (densa o suelta)	0.02 - 0.04	0.09 – 0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Para la estimación de s_3 propuso una relación empírica:

$$s_3 = \frac{Q_{up} C_s}{Lq_p} \quad (254)$$

Donde: L = longitud del pila.

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{C_p \frac{L}{D}}) = \text{constante empírica} \quad (255)$$

CONCLUSIONES

Se desarrollo este material escrito, donde se logro recopilar los temas propios de la asignatura fundaciones 1

En cada capítulo se presenta una recopilación de los diferentes temas para ayudar al estudiante a comprender el desarrollo de los mismos y sus respectivos usos.

Junto a este documento guía para la clase, se elaboro además presentaciones en Microsoft Power Point, para facilitar al profesor el desarrollo de las clases de la asignatura.

Se recomienda el mejoramiento continuo tanto del texto guía como de las presentaciones para la clase acorde a las nuevas investigaciones en cada uno de los campos que abarca el temario de la materia.

BIBLIOGRAFÍA

BOWLES, J, 1984. Foundation analysis and design McGraw Hill

CRESPO Mecánica de Suelos y Cimentaciones Limusa

DAS, M. Braja, Principios de ingeniería de cimentaciones. Thomson Learning

DELGADO Manuel., 1996. Cimentaciones. Escuela Colombiana de Ingeniería

JUMIKIS, Alfred's R, Soil mechanics

LAMBE WHITMAN Mecánica de Suelos Centro Regional de Técnica México,
1972 México; Limusa 1996

PECK, R. HANSON, W. THORNBURN, T. Ingeniería de Cimentaciones México,
Limusa, 1983

POULOS Y DAVIS, 1980. "Pile foundations, analysis and design". John Wiley and
Sons.

RICO y DEL CASTILLO, Ingeniería en Suelos en las Vías Terrestres Carreteras,
Ferrocarriles y Aeropistas México, Limusa 1974

WINTERNKORN Y FANG. Foundation Engineering Handbook.