



TESIS DE GRADO EN INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

---

DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES  
BASADO EN LA TEORÍA DE CONFIABILIDAD

---

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES  
FACULTAD DE INGENIERÍA

Autor:  
Mateo Biedma  
Director:  
Dr. Ing. Alejo O. Sfriso

Abril, 2022

## Agradecimientos

A mi familia, por todo su esfuerzo.

Al Dr. Ing. Alejo O. Sfriso, M.Sc. Ing. Mauro Codevilla y M.Sc. Ing. Bárbara Amar, por brindarme su apoyo y conocimiento en el desarrollo de este trabajo.

A Magui López y Juan Martín Biedma, por motivarme a finalizar este trabajo.

A mis amigos, tanto a quienes me acompañan desde mi adolescencia como a quienes conocí en la facultad y el trabajo.

## Índice

<b>1. Introducción</b>	<b>7</b>
1.1. Motivación . . . . .	7
1.2. Objetivos . . . . .	8
1.3. Organización del trabajo . . . . .	8
<b>2. Marco teórico</b>	<b>9</b>
2.1. Introducción al diseño estructural . . . . .	9
2.1.1. Nociones de riesgo y seguridad . . . . .	10
2.1.2. Nociones de incertidumbre . . . . .	12
2.1.3. Nociones de confiabilidad . . . . .	13
2.1.4. Nociones de probabilidad de falla . . . . .	14
2.2. El método LRFD - <i>Load and Resistance Factor Design</i> . . . . .	17
2.3. Métodos de calibración de factores de reducción de resistencia <i>RF</i> . . . . .	20
2.3.1. Método FOSM - <i>First Order Second Moment Method</i> . . . . .	20
2.3.2. Método FORM - <i>First Order Reliability Method</i> . . . . .	21
2.3.3. Método MCS - <i>Monte Carlo Simulation</i> . . . . .	22
2.4. La incertidumbre de los geomateriales . . . . .	24
2.4.1. Introducción . . . . .	24
2.4.2. Variabilidad aleatoria . . . . .	25
2.4.3. Variabilidad de ensayos in situ y de laboratorio . . . . .	26
2.4.4. Incertidumbre epistémica . . . . .	27
2.5. Métodos de cálculo y diseño de fundaciones . . . . .	29
2.6. Estados límite de diseño de fundaciones . . . . .	30
2.6.1. Introducción . . . . .	30
2.6.2. Estados límite último . . . . .	31
2.6.3. Estados límite de servicio . . . . .	33
2.7. Reglamentos LRFD para fundaciones vigentes en Europa y USA . . . . .	34
2.7.1. Introducción . . . . .	34
2.7.2. Eurocódigo 7 . . . . .	35
2.7.3. AASHTO . . . . .	35
2.7.4. Análisis comparativo . . . . .	36
2.8. Práctica actual en Argentina . . . . .	37
2.8.1. CIRSOC 201. Estructuras de Hormigón Armado . . . . .	37
2.8.2. CIRSOC 401. Estudios geotécnicos . . . . .	37
2.8.3. CIRSOC 801. Puentes . . . . .	37
2.9. Práctica actual en Argentina para el diseño de fundaciones . . . . .	38

2.9.1. El rol del juicio ingenieril y la experiencia . . . . .	38
2.9.2. El concepto de tensión admisible . . . . .	38
2.9.3. El ensayo SPT y sus limitaciones . . . . .	40
2.10. Diseño ULS de fundaciones superficiales . . . . .	42
2.10.1. Fórmula trinómica de Terzaghi . . . . .	42
2.10.2. Ecuación general de capacidad de carga en fundaciones superficiales . . . . .	45
2.10.3. Análisis límite . . . . .	48
2.11. Diseño SLS de fundaciones superficiales . . . . .	59
2.11.1. Introducción . . . . .	59
2.11.2. Teoría de la elasticidad . . . . .	60
2.11.3. Expresión de Boussinesq . . . . .	61
2.11.4. Método de Schmertmann . . . . .	62
<b>3. Validación de fórmulas de capacidad de carga</b>	<b>64</b>
3.1. Simulación numérica de ensayos de carga . . . . .	64
3.2. Validación de términos $N_c$ , $N_q$ y $N_\gamma$ . . . . .	65
3.3. Discusión de resultados . . . . .	73
<b>4. Factores de reducción de resistencia de fundaciones superficiales</b>	<b>74</b>
4.1. Introducción . . . . .	74
4.2. Análisis estadístico de los bias . . . . .	78
4.3. Calibración de factores de reducción de resistencia . . . . .	81
4.4. Discusión de resultados . . . . .	89
<b>5. Caso de aplicación al trabajo profesional</b>	<b>90</b>
5.1. Introducción . . . . .	90
5.2. Estimación de propiedades mecánicas del suelo de fundación . . . . .	92
5.3. Estimación de asentamientos de la fundación . . . . .	93
5.3.1. Estimación mediante métodos analíticos . . . . .	93
5.3.2. Estimación mediante métodos numéricos . . . . .	94
5.3.3. Análisis de resultados . . . . .	95
5.4. Estimación de la capacidad de carga de la fundación . . . . .	96
5.4.1. Estimación mediante métodos de elementos finitos . . . . .	96
5.4.2. Estimación mediante métodos analíticos . . . . .	96
5.4.3. Análisis de resultados . . . . .	97
5.5. Dimensionamiento de la fundación . . . . .	97
5.6. Evaluación de las distintas metodologías de diseño . . . . .	99
5.6.1. Introducción . . . . .	99
5.6.2. Análisis de solicitaciones y Verificación estructural de fundaciones superficiales . . . . .	100

5.6.3. Cómputo y presupuesto . . . . .	101
5.6.4. Análisis de resultados y Conclusiones . . . . .	101
<b>6. Conclusiones</b>	<b>102</b>
6.1. Consideraciones finales . . . . .	102
6.2. Próximas líneas de investigación . . . . .	103
<b>Referencias</b>	<b>104</b>
<b>Anexos</b>	<b>107</b>
<b>A. Códigos de uso público desarrollados en este trabajo</b>	<b>108</b>
A.1. Código principal . . . . .	109
A.2. Funciones para la determinación de capacidad de carga . . . . .	110
A.3. Funciones para la calibración de factores de reducción de resistencia . . . . .	116
A.4. Funciones de distribución de parámetros geotécnicos y cargas . . . . .	119
<b>B. Solicitaciones en fundaciones superficiales - Caso de análisis</b>	<b>120</b>
B.1. Método ASD (SPT - CPT - TRX) . . . . .	121
B.2. Método LRFD - SPT . . . . .	122
B.3. Método LRFD - CPT . . . . .	123
B.4. Método LRFD - TRX . . . . .	124
<b>C. Verificación estructural de fundaciones superficiales - Caso de análisis</b>	<b>125</b>
C.1. Verificación a flexión . . . . .	125
C.2. Verificación a punzonado . . . . .	126
<b>D. Cómputo y presupuesto - Caso de análisis</b>	<b>127</b>
D.1. Método ASD - SPT . . . . .	127
D.2. Método ASD - CPT . . . . .	128
D.3. Método ASD - TRX . . . . .	129
D.4. Método LRFD - SPT . . . . .	130
D.5. Método LRFD - CPT . . . . .	131
D.6. Método LRFD - TRX . . . . .	132
<b>E. Plano de encofrados, armado y planillas de doblado - Caso de análisis</b>	<b>133</b>

## Índice de tablas

2.1. Tasa de riesgo por actividad por hora para $10^8$ personas expuestas. Adaptado de [24]. . . . .	10
2.2. Tasa de riesgo por actividad por hora para $10^8$ personas expuestas. Adaptado de [24][26]. . .	11
2.3. Orden de magnitud de probabilidad de falla objetivo en la construcción. Adaptado de [24]. . .	11
2.4. Factores de carga $LF$ asociados al método LRFD. Adaptado de [21]. . . . .	19
2.5. Funciones de distribución de carga estadísticas asociadas al método LRFD. Adaptado de [21].	19
2.6. Variabilidad aleatoria de las propiedades de resistencia. Adaptado de [36]. . . . .	25
2.7. Variabilidad aleatoria de propiedades índice. Adaptado de [36]. . . . .	25
2.8. Error de medición total de ensayos de laboratorio. Adaptado de [36]. . . . .	26
2.9. Error de medición de ensayos in situ. Adaptado de [36]. . . . .	26
2.10. Coeficientes de variación de algunos parámetros de diseño del suelo. Adaptado de [36]. . . . .	28
2.11. Categorías de análisis y diseño. Adaptado de [38]. . . . .	29
2.12. Coeficientes de variación y factores de seguridad parciales. Adaptado de [29]. . . . .	32
2.13. Coeficientes de variación y factores de seguridad totales. Adaptado de [29]. . . . .	32
2.14. Límites de rotación tentativos para estructuras en servicio. Adaptado de [29]. . . . .	33
2.15. Factores de seguridad parciales en el diseño de fundaciones basado en el método LRFD. Adap- tado de [7]. . . . .	34
2.16. Rangos del factor de seguridad global comúnmente utilizados en el diseño de fundaciones. Adaptado de [7]. . . . .	39
2.17. Valores empíricos de $\phi$ , $D_r$ y $\gamma$ de suelos granulares normalmente consolidados basados en ensayos SPT a 6 m de profundidad. Adaptado de [9]. . . . .	41
2.18. Consistencia de los suelos cohesivos saturados. Adaptado de [9]. . . . .	41
2.19. Factores de forma $s$ . . . . .	46
2.20. Factores de profundidad $d$ . . . . .	47
2.21. Factores de inclinación de carga $i$ . . . . .	47
2.22. Correlaciones del módulo de tensión-deformación $E_s$ con ensayos SPT y CPT. Adaptado de [9].	60
3.1. Parámetros considerados en la generación de ensayos de carga numéricos. . . . .	65
4.1. Variabilidad asociada a la determinación de parámetros geotécnicos. Adaptado de [2]. . . . .	74
4.2. Funciones de distribución de carga estadísticas asociadas al método LRFD. Adaptado de [21].	80
4.3. Calibración de factores $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión no considerada en el análisis.	81
4.4. Calibración de factores $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión considerada en el análisis.	82
4.5. Calibración de factores $RF$ obtenidos. Condiciones de carga no drenada. . . . .	83
4.6. Calibración de factores $RF$ obtenidos. Condiciones de carga drenada. Parámetros geotécnicos característicos. . . . .	85
4.7. Calibración de factores $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión considerada en el análisis. Parámetros geotécnicos característicos. . . . .	86
4.8. Calibración de factores $RF$ obtenidos. Condiciones de carga no drenada. Parámetros geotécni- cos característicos. . . . .	87

4.9. Resumen de la calibración de factores de reducción de resistencia $RF$ para fundaciones superficiales basada en la teoría de confiabilidad. Índice de confiabilidad $\beta = 3.0$ . . . . .	89
5.1. Propiedades mecánicas del suelo de fundación obtenidas mediante ensayos in situ[5]. . . . .	92
5.2. Definición de estratos de suelo[5]. . . . .	92
5.3. Estimación de asentamientos según el método de Schmertmann[46][47]. . . . .	93
5.4. Estimación de asentamientos dada la carga última mediante métodos analíticos y numéricos. . . . .	95
5.5. Estimación de capacidad de carga de fundaciones a partir de la expresión de Brinch Hansen[11][10]. . . . .	96
5.6. Diseño de fundaciones superficiales para el caso de aplicación basado en el método ASD y LRFD. . . . .	97
5.7. Parámetros geotécnicos de diseño. Dimensionamiento resultante. . . . .	99
5.8. Parámetros de diseño utilizados en la verificación estructural de fundaciones. . . . .	99
5.9. Solicitaciones de diseño de fundaciones superficiales. . . . .	100
5.10. Verificación estructural de fundaciones superficiales. . . . .	100
5.11. Presupuesto resultante. . . . .	101

# 1. Introducción

## 1.1. Motivación

En la actualidad, el diseño geotécnico argentino se basa en el método *Allowable Stress Design* (ASD, por sus siglas en inglés). Este método conforma una de las primeras bases de diseño desarrolladas[7], y garantiza que en todo punto de una estructura la tensión inducida es inferior a la tensión admisible.

El método ASD utiliza un factor de seguridad global. La experiencia y el juicio ingenieril han llevado al desarrollo de un factor de seguridad en el diseño de fundaciones superficiales generalmente igual a 3, de manera de limitar el asentamiento a valores aceptables[7]. Aun así, su aplicación implica que la probabilidad de falla o el margen de seguridad esperados no se conocen explícitamente.

La utilización de un factor de seguridad global reduce la sumatoria de incertidumbres a ún único valor, aun cuando el proceso de diseño geotécnico se enfrenta a un grado significativo de estas, tales como las asociadas a la estimación de las cargas, a la variabilidad de las condiciones del suelo en el sitio, a la evaluación de las propiedades de los materiales geotécnicos y al grado en que el modelo mecánico seleccionado representa el comportamiento real de la fundación, la estructura y el suelo que la soporta[24]. Por tal motivo, no es esperable que al utilizar un único factor de seguridad se garantice un margen de seguridad uniforme para distintas estructuras.

El diseño de estructuras debe garantizar un riesgo tolerable o un margen de seguridad mínimo para cada uno de sus componentes. Se debe garantizar la seguridad y la capacidad de servicio de una estructura, minimizando su costo[24]. El diseño basado en el método ASD no es el idóneo para garantizar este objetivo, ya que solo garantiza un margen de seguridad en base a la experiencia y, por ello, no es posible reducir o controlar el costo de una estructura.

Las especificaciones actuales de la *American Association of State Highway and Transportation Officials*[1] (AASHTO, por sus siglas en inglés) emplean los principios de diseño basados en la teoría de confiabilidad, y fueron calibrados según el método *Load and Resistance Factor Design* (LRFD, por sus siglas en inglés), desde el estudio realizado por Paikowsky[32], cuya investigación incluyó la recopilación de una extensa base de datos de fundaciones poco profundas. De igual manera, las especificaciones del Eurocódigo 7[12] basan su calibración en el método LRFD, si bien su filosofía de diseño es levemente diferente a la de la AASHTO. El método LRFD garantiza una probabilidad de falla máxima y un margen de seguridad mínimo para todos los componentes de la estructura diseñada[34], y fue propuesto por el *American Concrete Institute*[4] (ACI, por sus siglas en inglés).

En la práctica actual argentina, el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) cuenta con dos reglamentos que emplean el método LRFD de diseño de estructuras de hormigón por factores de carga y resistencia: el CIRSOC 201-2005[13], basado en el reglamento ACI 318[4], y el CIRSOC 801[15]. Los factores de carga y resistencia de estos reglamentos fueron desarrollados a partir de la teoría de confiabilidad[13][15]. Estos reglamentos no son aplicables al diseño y construcción de fundaciones superficiales[13].

Es necesario, entonces, que la formulación de un reglamento argentino de diseño de fundaciones superficiales se base en la teoría de confiabilidad, debido a las grandes incertidumbres asociadas al conocimiento de los materiales del sitio y su variabilidad espacial[24]. A su vez, es necesaria la aplicación del método LRFD en la calibración de métodos de diseño de fundaciones superficiales, para generar una uniformidad entre especificaciones argentinas de diseño de estructuras de hormigón[13][15], y debido a que también distintas reglamentaciones internacionales mencionadas anteriormente[1][2][4][12] ya aplican esta metodología de diseño.



## 1.2. Objetivos

El primer objetivo de este trabajo es estudiar las distintas expresiones trinómicas clásicas desarrolladas para la determinación de la capacidad de carga de fundaciones superficiales, realizar un análisis de sensibilidad sobre cada una de ellas, determinar cómo influye cada uno de sus términos en la determinación de la capacidad de carga última de fundaciones superficiales y seleccionar la solución que mejor represente el problema estudiado, basado en el análisis de confiabilidad.

El segundo objetivo de este trabajo es la implementación de un programa de elementos finitos para la generación de ensayos de carga numéricos, sobre los cuales se obtendrá un rango de factores de reducción de resistencia único mediante métodos analíticos y de simulación, basado en el método LRFD.

El tercer objetivo de este trabajo, y su producto final, es el desarrollo de un código de uso público para la calibración de factores de reducción de resistencia, basado en la teoría de confiabilidad, según tres métodos de calibración: FOSM, FORM y Simulación de Montecarlo.

## 1.3. Organización del trabajo

Este documento está organizado en seis capítulos: i) esta introducción; ii) un marco teórico, en donde se desarrollan los conceptos básicos relacionados al diseño de estructuras basado en el análisis de confiabilidad, y una descripción del estado actual de los conocimientos de la mecánica de suelos asociados al diseño de fundaciones superficiales; iii) la validación numérica de expresiones trinómicas para la determinación de la capacidad de carga de fundaciones superficiales; iv) la calibración de factores de reducción de resistencia para el diseño de fundaciones superficiales bajo condiciones de carga drenada y no drenada, y la formulación de un código de libre acceso para dicha calibración; v) Un ejemplo aplicación de los conceptos estudiados al trabajo profesional; vi) algunas consideraciones finales y oportunidades de investigación futura.

## 2. Marco teórico

En este capítulo se introduce el objetivo del diseño estructural y se presentan nociones de riesgo tolerable, incertidumbre en el diseño, teoría de confiabilidad y probabilidad de falla; se presenta el método *Load and Resistance Factor Design* (LRFD, por sus siglas en inglés) y los distintos métodos de calibración de factores de reducción de resistencia utilizados en éste; se definen las fuentes de incertidumbre asociadas a la determinación de parámetros geotécnicos; se presenta una definición de estados límite, y la filosofía de diseño basada en estados límite último y de servicio aplicados al diseño de fundaciones superficiales; y se presenta un resumen de la práctica actual para el diseño de fundaciones superficiales.

### 2.1. Introducción al diseño estructural

El objetivo principal del diseño de obras de ingeniería es garantizar la seguridad y la capacidad de servicio de una estructura, y minimizar su costo. La seguridad y la capacidad de servicio se garantizan aumentando el margen de seguridad para reducir la probabilidad de falla, teniendo en consideración que esto aumenta el costo de la estructura. Su consideración en el diseño implica establecer un equilibrio entre el costo del aumento de la seguridad de la estructura y el costo asociado a las posibles pérdidas derivadas de su colapso[7]. El diseño estructural garantiza que la capacidad del sistema es mayor que la demanda, dado un margen de seguridad requerido[7]. Esto implica que:

$$\text{Resistencia } (R) > \text{Solicitaciones } (S) \quad (2.1)$$

La falla ocurre en caso que la demanda supere la capacidad de un sistema. Se debe obtener un estado que se encuentre en la región segura, como se presenta en la Figura 2.1. La posición exacta de la superficie de falla,  $R = S$ , no es conocida, debido a las incertidumbres asociadas al proceso de diseño. Por lo tanto, medidas de seguridad tales como el factor de seguridad, el margen de seguridad, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla no son absolutas[7]. Aun así, proporcionan una herramienta en el proceso de diseño.

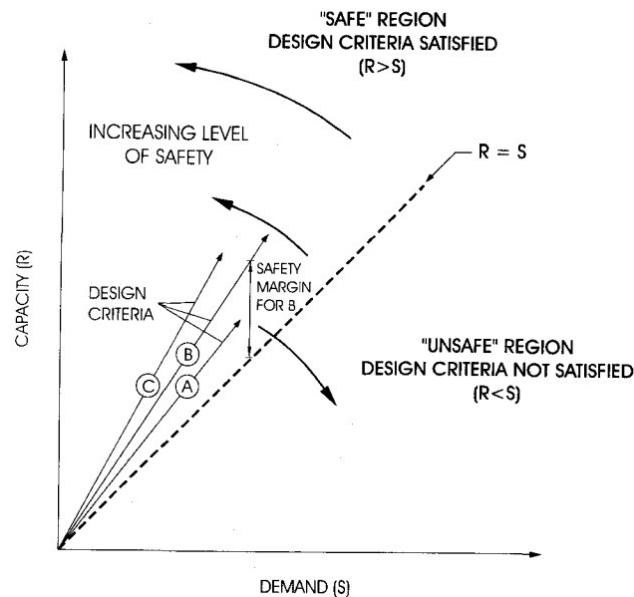


Figura 2.1: Criterio de diseño de sistemas estructurales[7].

Los criterios de diseño basados en la teoría de confiabilidad definen los márgenes de seguridad como una medida de distancia desde la superficie límite de falla. Este margen de seguridad requerido dependerá de la importancia de la estructura y de la consecuencia de su falla.

### 2.1.1. Nociones de riesgo y seguridad

El diseño de estructuras debe garantizar un riesgo tolerable o un margen de seguridad mínimo. Se denomina riesgo tolerable a la voluntad de la sociedad de vivir con un riesgo para asegurar ciertos beneficios, con la confianza de que el riesgo se está gestionando adecuadamente[7]. Tolerar un riesgo implica no considerarlo como algo despreciable o bien que puede ignorarse.

La Tabla 2.1 presentada por J. P. Menzies y adaptada por Lemaire[24], indica valores de tasa de accidentes mortales por hora de actividad en el Reino Unido por tipo de actividad en el siglo XX para  $10^8$  personas expuestas. A partir de esta, se concluye que el riesgo debido al derrumbe de edificios es extremadamente bajo en comparación con muchos otros riesgos de la vida cotidiana, aunque la duración de la exposición sea muy larga[24]. Esta tabla define el riesgo límite aceptable, del orden de  $\tau = 10^{-8}/h$ , frente a un acontecimiento excepcional inesperado.

Actividad	Tasa
Epidemia de peste en Londres en 1665	15.000
Entrenamiento de alpinismo	4.000
Bombero en Londres durante los ataques aéreos de 1940	1.000
Viajar en helicóptero	500
Viajar en moto o ciclomotor	300
Viajes en bicicleta	60
Un agente de policía medio en Irlanda del Norte	70
Consumir tabaco	40
Caminar por la carretera	20
Viajar en avión	15
Viajar en coche	15
Viajar en tren	5
Accidente durante una construcción	1
Viajes en autobús	1
Accidentes en casa	1
Límite aceptable ante un acontecimiento excepcional inesperado	1
Atentado terrorista en una calle de Londres	0.1
Derrumbe de un edificio	0.002

Tabla 2.1: Tasa de riesgo por actividad por hora para  $10^8$  personas expuestas. Adaptado de [24].

La Tabla 2.2, presentada por H. O. Madsen et al.[26] presenta las horas de exposición por año  $n_e$ , la tasa anual  $\tau_a$  y la relación entre el número de heridos y número de muertos. Esta tabla permite concluir que existe un riesgo tolerable muy bajo debido a la falla estructural, del mismo orden que el presentado por Menzies.

Actividad	Tasa $\tau$ ( $10^8$ /h)	Exposición $n_e$ (h/año)	Tasa $\tau_a$ ( $10^4$ /año)	Ratio (h/m)
Alpinismo	2700	100	27	
Pesca de arrastre (alta mar, 1958-1972)	59	2900	17	
Vuelos (tripulación)	120	1000	12	$\ll 1$
Minería del carbón	21	1600	3.3	
Viajes en automóvil	56	400	2,2	20
Construcción	7.7	2200	1.7	450
Vuelos (pasajeros)	120	100	1.2	$\ll 1$
Accidentes domésticos	2.1	5500	1,1	
Trabajo en fábrica	2	2000	0,4	
Incendios en edificios	0.15	5500	0.08	5
Fallas estructurales	0.002	5500	0.001	6

Tabla 2.2: Tasa de riesgo por actividad por hora para  $10^8$  personas expuestas. Adaptado de [24][26].

En su trabajo, Lemaire[24] expresa que una probabilidad de falla estructural asociada a un riesgo de  $10^{-7}$  muertes al año es, a priori, un valor de diseño adecuado. De igual manera, el nivel de confiabilidad depende de la optimización económica, por lo que un nivel inferior puede ser aceptable si los riesgos consiguientes se mantienen dentro de un rango aceptable. La Tabla 2.3, presentada por Lemaire[24], resume los valores de probabilidad de falla objetivo en la construcción.

Número medio de personas en peligro	Consecuencias económicas		
	No graves	Graves	Muy graves
Bajo ( $<0.1$ )	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$
Medio	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$
Alto ( $>10$ )	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$

Tabla 2.3: Orden de magnitud de probabilidad de falla objetivo en la construcción. Adaptado de [24].

2.1 Introducción al diseño estructural

La Figura 2.2, presentada por Becker[7], resume los riesgos asociados tanto a fenómenos naturales como a proyectos de ingeniería. En ella se presentan los niveles actuales de seguridad o probabilidad de falla asociados a la práctica ingenieril. En su trabajo, Becker[7] concluye que el riesgo de falla de las estructuras de ingeniería es significativamente menor que el de las catástrofes naturales, y que las obras de ingeniería suponen un riesgo inferior al riesgo aceptable.

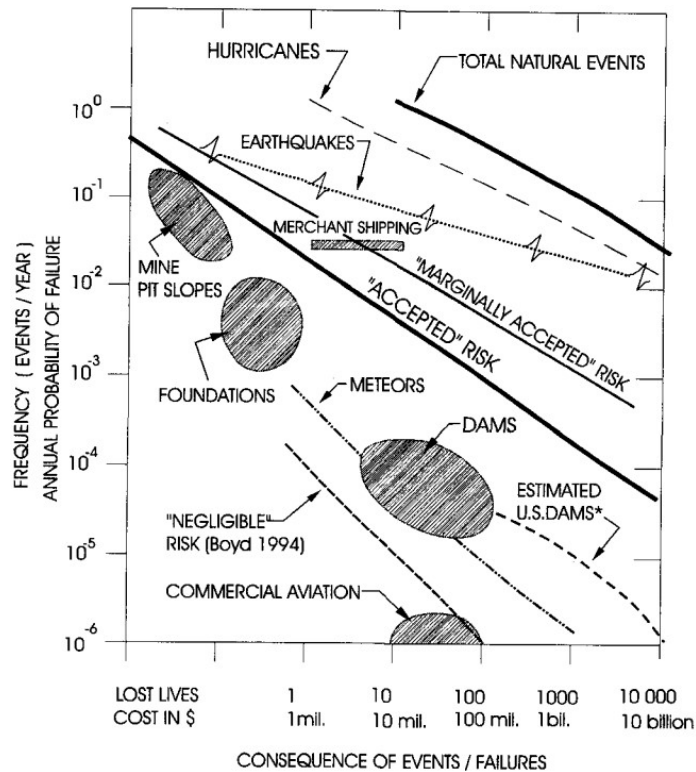


Figura 2.2: Riesgo de eventos naturales y diseño de proyectos de ingeniería[7].

2.1.2. Nociones de incertidumbre

El proceso de diseño geotécnico se enfrenta a un grado significativo de incertidumbres. El diseño de estructuras basado en la mecánica de suelos aplica métodos de confiabilidad debido a las grandes incertidumbres asociadas a los geomateriales y su variabilidad espacial[24]. Las fuentes de incertidumbre en el diseño de fundaciones pueden agruparse en cuatro categorías principales:

1. incertidumbres en la estimación de las cargas;
2. incertidumbres asociadas a la variabilidad de las condiciones del suelo en el sitio;
3. incertidumbres asociadas a la evaluación de las propiedades de los materiales geotécnicos; e
4. incertidumbres asociadas al grado en que el modelo analítico representa el comportamiento real de la fundación, la estructura y el suelo que soporta dicha estructura.

### 2.1.3. Nociones de confiabilidad

En su trabajo, Lemaire[24] define la confiabilidad como la capacidad de un sistema para cumplir una función requerida en las condiciones dadas, durante un período de tiempo determinado.

El análisis de confiabilidad se basa en el conocimiento estadístico de las variables de diseño que serán los parámetros de entrada de un modelo. La combinación de variables elementales compone un modelo mecánico complejo determinista[24], que garantiza la transición entre los datos de entrada y las variables de salida.

El análisis de confiabilidad debe incluir la incertidumbre del modelo asociada a la formulación del estado límite analizado[18]. El estado límite se formula en términos de una serie de variables  $x_1, \dots, x_n$ . Estas variables se encuentran asociadas a funciones matemáticas generadas mediante modelos mecánicos idealizados para la estructura y su comportamiento, que pueden ajustarse a observaciones experimentales de su comportamiento de falla. A su vez, existen otras variables relevantes, no consideradas entre las variables de diseño, que se desprecian en la formulación del estado límite porque no se conocen o bien su influencia es desconocida. Esto implica que no se tiene certeza de si un punto dado  $(x_1, \dots, x_n)$  es un punto en el conjunto de fallas o un punto en el conjunto seguro[18]. Por tal motivo, en el diseño basado en la confiabilidad solo se puede obtener una medida de la confiabilidad y una probabilidad de falla como una estimación, debido a la representación ideal de los datos de entrada y modelos mecánico[24].

El análisis de confiabilidad requiere, además, un escenario de falla[24]. En el se identifican situaciones aceptables e inaceptables y está representado por una función de falla que delimita dos dominios, el dominio de seguridad, donde la función de falla toma valores positivos, y el dominio de falla, donde toma valores negativos o nulos. Los estados de falla corresponden a situaciones de falla estructural o de de averías menos significativas. Los conceptos de estado límite último y estado límite de servicio diferencian estas situaciones. La Figura 2.3 representa el proceso de diseño basado en la teoría de confiabilidad.

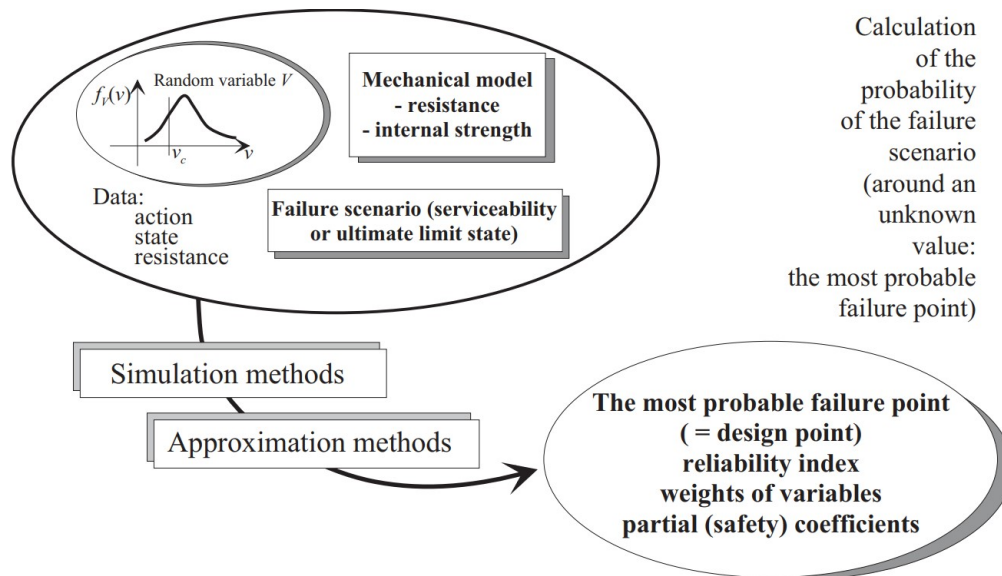


Figura 2.3: Proceso de diseño basado en confiabilidad[24].

#### 2.1.4. Nociones de probabilidad de falla

En este apartado se presenta la definición de probabilidad de falla aplicada al diseño estructural, presentada por Lemaire[24]. En ella, se introducen dos variables elementales:

- una variable aleatoria de resistencia  $R$ , y
- una variable aleatoria de sollicitación  $S$ .

A partir de dichas variables, se verifica la función de rendimiento en un período de tiempo  $t$ . En el caso de dos variables elementales:

$$G(S_k(t), R_l(t)) > 0 \quad \forall t \in [0, T] \quad (2.2)$$

En donde  $k = 1, \dots, s$  son las variables de sollicitación del modelo mecánico, y  $l = 1, \dots, r$  son las variables de resistencia. A partir del par de variables elementales y de la función de rendimiento, se puede definir:

- Función de estado límite:  $G(\{X\}) = R - S = 0$
- Dominio de seguridad:  $G(\{X\}) = R - S > 0$
- Dominio de falla:  $G(\{X\}) = R - S < 0$

La falla se define como:

$$P_f = \text{Prob}(\{R - S \leq 0\}) \quad (2.3)$$

Mientras que la confiabilidad se define como su complemento, es decir:

$$P_s = 1 - P_f \quad (2.4)$$

$R$  y  $S$  son, a su vez, variables aleatorias caracterizadas por una densidad de probabilidad conjunta  $f_{R,S}(r, s)$ . La probabilidad de falla  $P_f$ , asociada al margen  $Z$ , se define por el dominio  $D_f : z = r - s \leq 0$ :

$$P_f = \text{Prob}(R - S \leq 0) = \int_{r-s \leq 0} f_{R,S}(r, s) \, dr \, ds \quad (2.5)$$

La representación de la probabilidad de falla de la Ecuación 2.5 se presenta en la Figura 2.4, como el volumen situado bajo la zona sombreada.

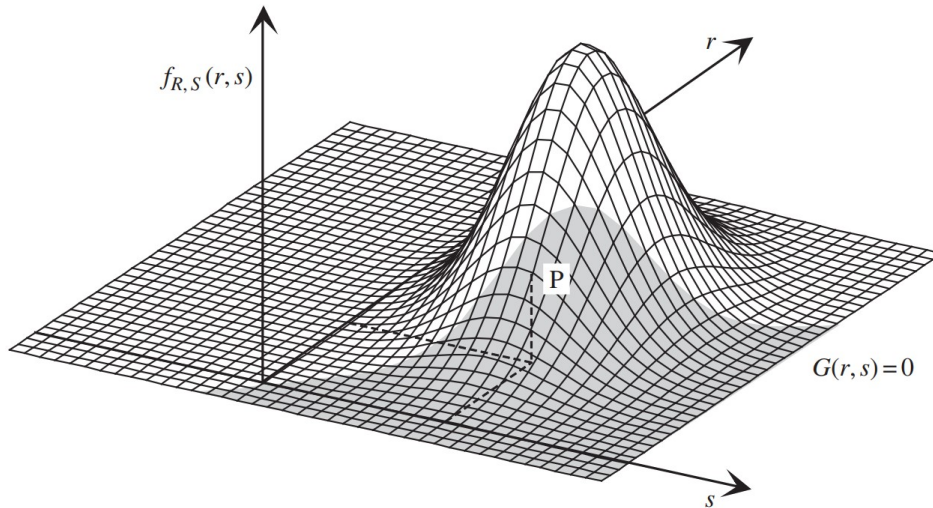


Figura 2.4: Representación tridimensional de  $P_f$  para una distribución de variables correlacionadas  $R$  y  $S$ [24].

La probabilidad de falla para tensiones comprendidas entre  $x$  y  $x + dx$ , presentada en la Figura 2.5, es la probabilidad del conjunto  $\{A \cap B\}$ , siendo  $A$  el evento  $\{S \in [x, x + dx]\}$  y  $B$  el evento  $\{R < x\}$ .

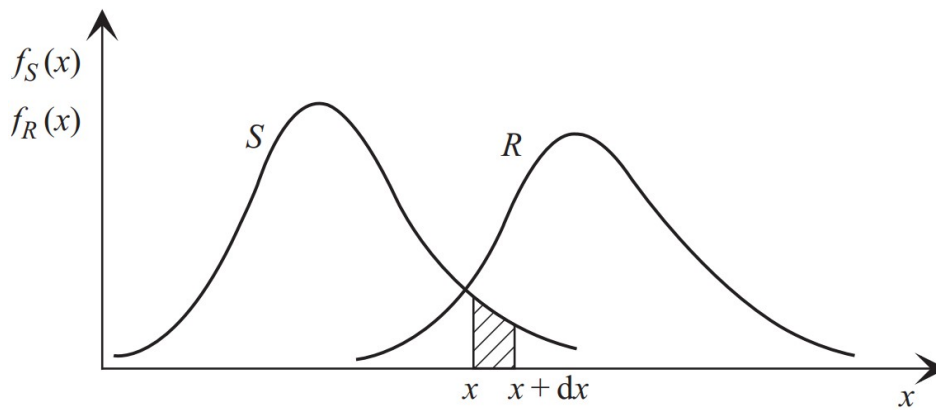


Figura 2.5: Densidades de probabilidad de  $R$  y  $S$  - Primera expresión de probabilidad de falla[24].

$$P\{A\} = f_S(x)dx \quad (2.6)$$

$$P\{B\} = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(\xi)d\xi = F_R(x) \quad (2.7)$$

Si se asume que los eventos son independientes y se realiza la integración:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(x)F_R(x) dx \quad (2.8)$$



Una segunda expresión de  $P_f$  puede obtenerse, como se presenta en la Figura 2.6, si se consideran los eventos  $A \{R \in [x, x + dx]\}$  y  $B \{S < x\}$ .

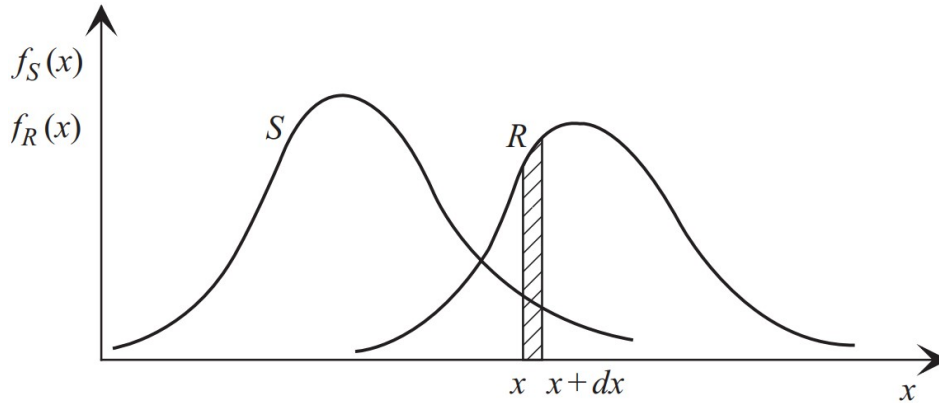


Figura 2.6: Densidades de probabilidad de  $R$  y  $S$  - Segunda expresión de probabilidad de falla[24].

$$P\{A\} = f_R(x)dx \quad (2.9)$$

$$P\{B\} = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(\xi)d\xi = F_S(x) \quad (2.10)$$

La probabilidad de falla para tensiones comprendidas entre  $x$  y  $x + dx$  es la probabilidad del conjunto  $\{A \cap \bar{B}\}$ :

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} (1 - F_S(x))f_R(x) dx \quad (2.11)$$

El cálculo de la confiabilidad se deduce de la Ecuación 2.11:

$$P_s = 1 - \left( \int_{-\infty}^{\infty} f_R(x) dx - \int_{-\infty}^{\infty} F_S(x)f_R(x) dx \right) = \int_{-\infty}^{\infty} F_S(x)f_R(x) dx \quad (2.12)$$

## 2.2. El método LRFD - Load and Resistance Factor Design

El método LRF se basa en un enfoque de diseño de factores de carga y resistencia. Las ecuaciones de diseño de estado límite para diferentes estados de falla o de servicio según el método LRFD se expresan como:

$$RF \cdot R_n \geq \sum LF \cdot Q_{ni} \quad (2.13)$$

donde  $R_n$  es la resistencia nominal para un estado límite,  $\phi$  es su factor de resistencia,  $Q_{ni}$  es la contribución de la carga nominal y  $\gamma_{Q_i}$  es su factor de carga.

En el diseño según el método LRFD, se determinan en primer lugar los términos de carga, y luego se calibra el factor de resistencia que satisfaga la ecuación de diseño de estado límite. La calibración según el método LRFD implica la selección de valores  $\phi \leq 1$  y  $\gamma_{Q_i} \geq 1$  para que la probabilidad de falla no exceda un valor aceptable[34].

Dada la siguiente ecuación de estado límite:

$$g = R_m - Q_m \quad (2.14)$$

En donde  $g$  es una variable aleatoria que representa el margen de seguridad y  $R_m$  y  $Q_m$  son valores aleatorios no correlacionados de resistencia y carga. En la Figura 2.7 se presentan las distribuciones idealizadas de  $R_m$  y  $Q_m$ .

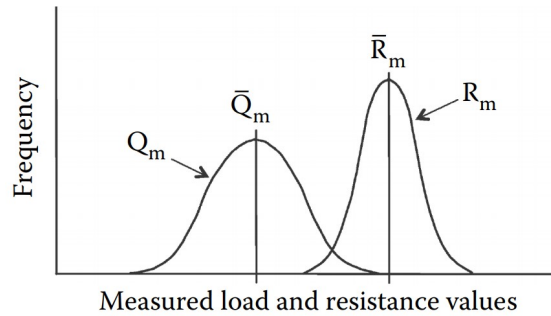


Figura 2.7: Distribuciones de probabilidad de valores de carga y resistencia[34].

Los valores nominales de resistencia y carga varían con respecto a los valores medidos para los estados límite de estructuras geotécnicas. La relación entre estos valores se denomina bias o sesgo, cuya magnitud depende de la precisión del modelo, la variación aleatoria de los parámetros de entrada, su variación espacial y la calidad de los datos[34]. El bias de resistencia  $\lambda_R$  y el bias de carga  $\lambda_Q$  se definen a continuación.

$$\lambda_R = R_m/R_n, \quad \lambda_Q = Q_m/Q_n \quad (2.15)$$

Los valores de bias se obtienen a partir de la recopilación de datos de la resistencia medida  $R_m$  para el estado límite analizado. Para cada valor medido, se calcula la correspondiente resistencia nominal  $R_n$ . La relación de los pares equivalentes de valores medidos y nominales, obtenidos mediante la Ecuación 2.15, conformarán las distribuciones de probabilidad del bias de resistencia.

El valor mínimo teórico de  $R_n$  que satisface la Ecuación 2.13 es:

$$R_n = \frac{LFQ_n}{RF} \quad (2.16)$$

Si se sustituye la Ecuación 2.15 y la Ecuación 2.16 en la Ecuación 2.14, y se redefine  $g/Q_n$  como  $g$ , se obtiene:

$$g = \lambda_R \frac{LF}{RF} + \lambda_Q \quad (2.17)$$

La función de distribución de  $g$  se presenta en la Figura 2.8. La probabilidad  $P_f$  es igual al área sombreada de la función de distribución de probabilidad, en donde  $g < 0$ . La Figura 2.8 presenta la definición del índice de confiabilidad  $\beta$  como el número de desvíos estándar  $\sigma$  entre la media  $\mu$  de la distribución y  $g = 0$ . La Ecuación 2.18 presenta la relación entre la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.18)$$

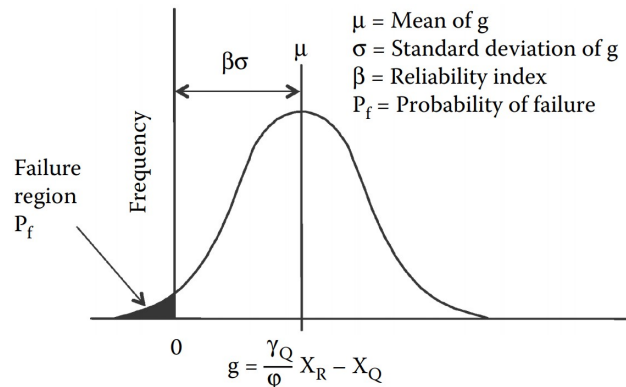


Figura 2.8: Distribución de la función de estado límite factorizada  $g$ [34].

La calibración del factor de reducción de resistencia  $RF$  y del índice de confiabilidad  $\beta$  puede realizarse mediante la simulación de Montecarlo, en donde se calcula una serie de magnitudes de la función de estado límite  $g$  utilizando valores aleatorios de  $\lambda_R$  y  $\lambda_Q$ , obtenidos a partir de funciones de distribución de probabilidad del bias de la carga y de la resistencia. Pueden utilizarse soluciones analíticas para calcular  $RF$  y  $\beta$ , obtenidas mediante el método FOSM o el método FORM, si  $\lambda_R$  y  $\lambda_Q$  siguen una distribución normal o lognormal.

La experiencia obtenida en el diseño geotécnico ha dado lugar a una probabilidad de falla objetivo para fundaciones de aproximadamente 1/1000 y un índice de confiabilidad  $\beta \approx 3.00$ [34]. La elección final de un  $\beta$  objetivo depende de organismos reguladores responsables de las guías de diseño basadas en el método LRFD.

2.2 El método LRFD - Load and Resistance Factor Design

Dado un valor  $\beta$  objetivo, se debe suponer ya sea  $RF$  o  $LF$  para dar una solución única. Galambos et al.[21] proponen una serie de factores de carga  $LF$  en función del estado límite analizado. En la Tabla 2.4 y Tabla 2.5 se presentan dichos factores propuestos y las funciones de distribución de carga estadísticas asociadas al método LRFD, respectivamente.

---

$1.4D_n$
$1.2D_n + 1.6L_n$
$1.2D_n + 1.6S_n + (0.5L_n \text{ ó } 0.8W_n)$
$1.2D_n + 1.3W_n + (0.5L_n)$
$1.2D_n + 1.5E_n + (0.5L_n \text{ ó } 0.2S_n)$
$0.9D_n - (1.3W_n \text{ ó } 1.5E_n)$

---

Notas

- $D$  = Carga permanente
- $L$  = Sobrecarga de uso
- $W$  = Acción del viento (período medio de recurrencia de 50 años)
- $S$  = Sobrecarga debida a la nieve (período medio de recurrencia de 50 años)
- $E$  = Acción sísmica

Tabla 2.4: Factores de carga  $LF$  asociados al método LRFD. Adaptado de [21].

---

Tipo de carga	Valor Medio	Coeficiente de variación	Tipo de distribución
Carga permanente	$1.05 D_n$	0.10	Normal
Máxima sobrecarga de uso - Vida útil	$L_n$	0.25	Tipo I
Sobrecarga de uso - Anual	$0.24L_0$	0.8-0.4	Gamma
Máxima acción de viento - Vida útil	$0.78W_n$	0.37	Tipo I
Máxima carga de nieve - Vida útil	$0.82S_n$	0.26	Tipo II
Máxima carga de nieve - Anual	$0.20S_n$	0.73	Lognormal

---

Notas

- Vida útil = 50 años
- $D_n, W_n, S_n, L_0$  = Intensidades de carga específicas

Tabla 2.5: Funciones de distribución de carga estadísticas asociadas al método LRFD. Adaptado de [21].

## 2.3. Métodos de calibración de factores de reducción de resistencia $RF$

### 2.3.1. Método FOSM - *First Order Second Moment Method*

El índice de confiabilidad fue propuesto por primera vez por Rzhantzyn[44], en la década de 1950, y fue Cornell[8] quien dió popularidad a este parámetro de diseño[24].

El método FOSM se basa en la determinación de un índice  $\beta_c$ , obtenido a partir de la media  $m_z$ , y el desvío estándar,  $\sigma_z$ , de la función de rendimiento  $Z = R - S$ :

$$\beta_c = \frac{m_z}{\sigma_z} \quad (2.19)$$

La Figura 2.9 presenta el índice  $\beta_c$ , e indica el número de desvíos estándar entre el punto medio  $m_z$ , y el estado límite de la función de rendimiento ( $z = 0$ ). Este índice es un número sin dimensión física, y representa la práctica ingenieril de adoptar un valor de desplazamiento en un número de desvíos estándar respecto a la media, garantizando un margen de seguridad mínimo[24].

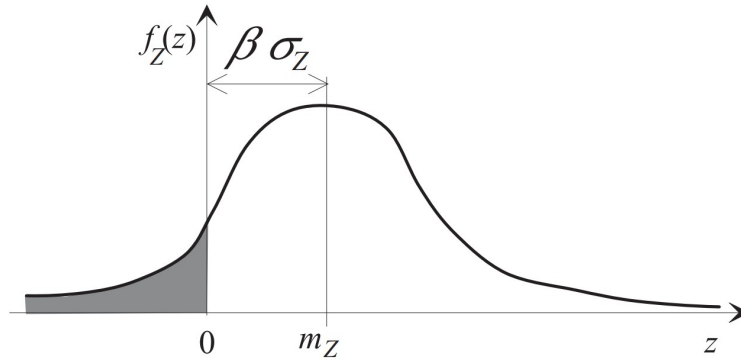


Figura 2.9: Representación del índice de Cornell[24].

Este método es únicamente válido en el caso de variables gaussianas y un estado límite lineal en el espacio físico[24]. Si se representa la función de rendimiento  $Z$  con una expresión diferente, para un mismo estado límite, se obtiene un valor  $\beta_c$  diferente. Esto se debe a:

- la no invariabilidad del índice de confiabilidad  $\beta_c$  en varias representaciones de la misma función de estado límite. Esta se soluciona con el índice de Hasofer y Lind[22];
- El pasaje del índice de confiabilidad a la probabilidad de falla. Esta se soluciona con aproximaciones de primer y segundo orden.

### 2.3.2. Método FORM - *First Order Reliability Method*

La teoría de Hasofer y Lind [22] corrige la no invariabilidad de  $\beta_c$  en su propuesta al realizar una transformación de las variables a un nuevo espacio de variables gaussianas estadísticamente independientes, con media cero y desvío estándar unitario[24]. Esta transformación es directa en el caso de variables gaussianas independientes, y conserva la linealidad de la función de rendimiento.

$$u = \frac{x - m_X}{\sigma_X} \quad (2.20)$$

En el caso de variables independientes de cualquier distribución, la transformación surge de igualar las funciones de distribución. La Ecuación 2.21 representa la transformación isoprobabilística y supone que  $F_X(x)$  es continua y estrictamente creciente[24].

$$\Phi(u) = F_X(x) \implies x \longrightarrow u = \Phi^{-1}(F_X(x)) \quad (2.21)$$

El método FORM se basa en la determinación del índice de confiabilidad  $\beta$  en el espacio gaussiano estándar de las variables  $u_i$ . Luego de obtener las transformaciones de variables, se define:

- El índice de confiabilidad  $\beta$ , en el espacio gaussiano estándar de las variables  $u_i$ , igual a la distancia entre el origen  $O$  y el punto  $P^*$  más cercano al origen en la superficie del estado límite, el cual representa punto de falla más probable[24].
- La distancia  $v_0$ , como el índice de confiabilidad propuesto por Hasofer-Lind  $\beta_{HL} = \beta$ .

$$\beta_{HL} = \min_{G(x_i(u_j)) \leq 0} \sqrt{u^t u} \quad (2.22)$$

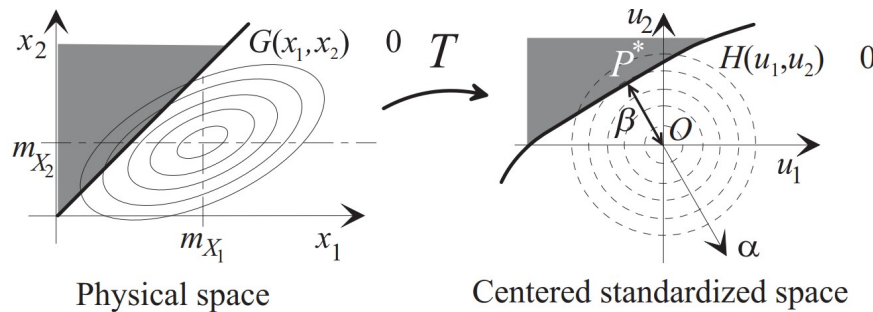


Figura 2.10: Representación del índice de Hasofer Lind[24].

La dirección de los cosenos  $\alpha_i$  del vector  $P^* - 0$ , presentado en la Figura 2.10, representa la influencia de la variable aleatoria  $U_i$  en la función de rendimiento y una aproximación de la influencia de su variable real  $X_i$ , y se presenta en la siguiente expresión.

$$u_i^* = -\beta \alpha_i \quad (2.23)$$

### 2.3.3. Método MCS - Monte Carlo Simulation

La simulación de Montecarlo se basa en la elección de una cantidad finita de puntos elegidos al azar en el dominio de integración, en lugar de explorar sistemáticamente en todas las direcciones del mismo[24]. El valor de la integración se deduce de la expectativa matemática de la muestra. Dada la integral de una función  $g(x)$  en el dominio  $[a, b]$ , representada por la superficie bajo la curva  $g(x)$  de la Figura 2.11:

$$I = \int_a^b g(x) dx \quad (2.24)$$

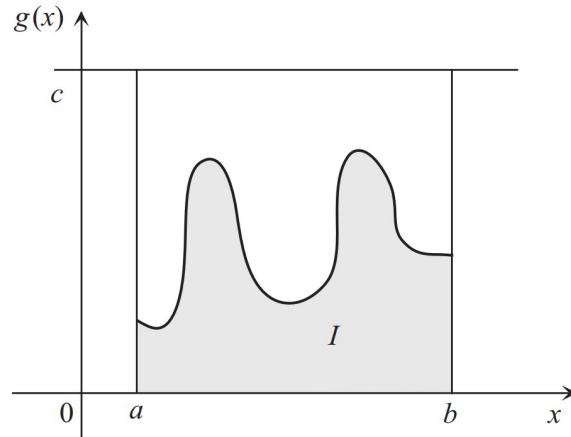


Figura 2.11: Cálculo de una integral mediante simulación[24].

Limitar el dominio de integración de  $g(x)$ :  $0 \leq g(x) < c$  dado  $a \leq x < b$  implica generar dos variables uniformes independientes  $(X, Y)$  con  $x \in [a, b]$  e  $y \in [0, c]$ . Su distribución conjunta es:

$$f_{X,Y}(x, y) = \begin{cases} 1/(c(b-a)) & \text{if } X, Y \in [a, b], [0, c] \\ 0 & \text{if } X, Y \notin [a, b], [0, c] \end{cases} \quad (2.25)$$

La relación entre  $g(x)$  y el dominio analizado es:

$$p = \frac{\int_a^b g(x) dx}{(c-0)(b-a)} = \frac{I}{c(b-a)} \quad (2.26)$$

Mientras que, para un número  $N$  de muestras aleatorias del par  $(x, y)$ , la relación anterior puede estimarse como:

$$\tilde{p} = \frac{N_{y \leq g(x)}}{N} \quad (2.27)$$

Siendo  $N_{y \leq g(x)}$  el número de muestras para las que  $g(x_i) \leq y_i$ , dado  $i = 1, \dots, n$ . La estimación de esta integral es:

$$I \simeq c(b-a) \frac{N_{y \leq g(x)}}{N} \quad (2.28)$$

El método de Montecarlo analiza muestras de todo el espacio, siguiendo una distribución multinormal, tal como se presenta en la Figura 2.12. La probabilidad  $P_f$  se expresa a continuación.

$$P_f = \int_{D_f} \phi_n(u_k) du_1 du_2 \dots du_n \quad (2.29)$$

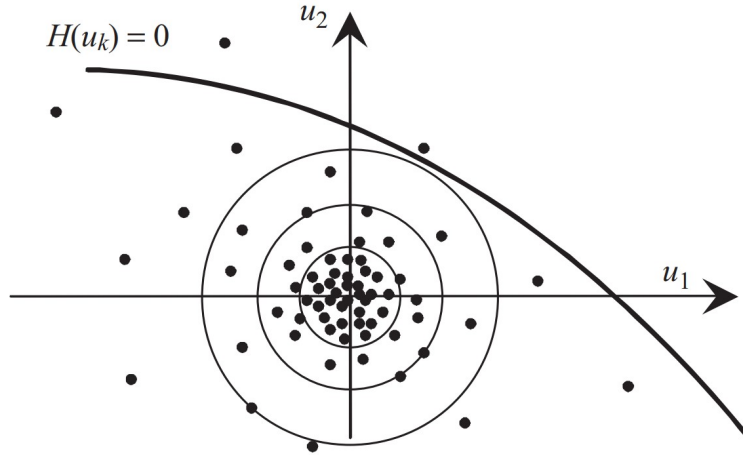


Figura 2.12: Simulación de Montecarlo[24].

$\phi_n(u_k)$  es una función de densidad multinormal n-dimensional y  $D_f$  es el dominio de falla definido por  $H(u_k) \leq 0$  (o  $G(x_k) \leq 0$ ). El indicador de falla  $I_{D_f}$  se define a continuación.

$$I_{D_f} = \begin{cases} 1 & \text{si } H(u_k) \leq 0 \\ 0 & \text{si } H(u_k) > 0 \end{cases} \quad (2.30)$$

La Ecuación 2.29 puede ser reescrita de la siguiente forma:

$$P_f = \int_{R^n} I_{D_f} \phi_n(u_k) du_1 du_2 \dots du_n = E[I_{D_f}] \quad (2.31)$$

La media empírica de  $I_{D_f}$  de  $N$  muestras aleatorias es la estimación no sesgada de  $P_f$ , presentada a continuación.

$$P_f = E[I_{D_f}] \approx \tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{D_f}^{(r)} \quad (2.32)$$

Y su coeficiente de variación es:

$$\text{COV} = \sqrt{\frac{1 - P_f}{N P_f}} \approx \sqrt{\frac{1}{N P_f}} \Big|_{P_f \rightarrow 0} \quad (2.33)$$

Entonces, dado un coeficiente de variación objetivo  $\text{COV} = 0.1$  y una probabilidad objetivo  $P_f = 10^{-n}$ , se obtiene un número de muestras  $N = 10^{n+2}$ . Esto implica que, para evaluar correctamente una probabilidad de orden  $10^{-n}$ , es necesario realizar entre  $10^{n+2}$  y  $10^{n+3}$  simulaciones[24].



## 2.4. La incertidumbre de los geomateriales

### 2.4.1. Introducción

La caracterización de la variabilidad geotécnica es menester en el diseño basado en la teoría de confiabilidad. La suma de la variabilidad natural del sitio, el error de medición asociado al ensayo in situ o de laboratorio realizado y la incertidumbre de la transformación sobre la línea de regresión que relaciona los datos obtenidos con el parámetro de diseño dan como resultado el coeficiente de variabilidad en la estimación de un parámetro geotécnico[36]. De estas fuentes de incertidumbre, existen fuentes específicas del sitio estudiado, como la variabilidad natural y la incertidumbre de la transformación, y fuentes de incertidumbre relacionadas con el equipo, el procedimiento y el operador en la ejecución de un ensayo geotécnico, por lo que el error de medición no es específico del lugar. Existe también una variación espacial tanto en sentido horizontal como vertical, que suele ser la variabilidad más pronunciada[36].

En adición, como el comportamiento complejo de la interacción suelo-estructura puede predecirse mediante modelos de cálculo geotécnicos calibrados empíricamente, pueden generarse incertidumbres significantes[35]. En estos casos, será necesario estimar el bias medio del modelo geotécnico utilizado para el diseño basado en la teoría de confiabilidad. En aquellos casos en que el modelo sea conservador, las probabilidades de falla calculadas estarán sesgadas, porque puntos que corresponden al dominio seguro serían asignados al dominio de falla, puesto que el modelo es conservativo[35].

La Figura 2.13 presenta distintas fuentes de incertidumbre que conforman la incertidumbre general de un parámetro de diseño geotécnico.

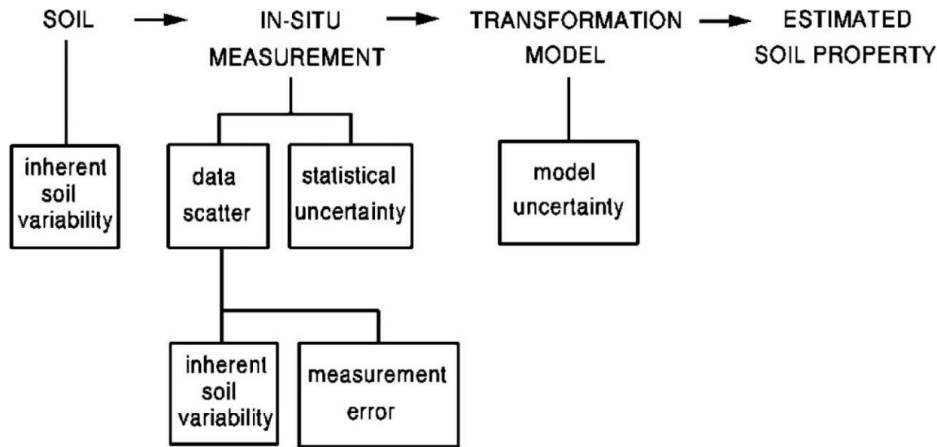


Figura 2.13: Fuentes de incertidumbre de un parámetro de diseño del suelo[36].

Las tres fuentes principales de incertidumbre geotécnica son:

1. la variabilidad natural (inherente);
2. el error de medición; y
3. la incertidumbre de la transformación.

### 2.4.2. Variabilidad aleatoria

La variabilidad natural o aleatoria depende de los procesos geológicos naturales que producen y modifican continuamente la masa de suelo in situ[35].

La Tabla 2.6 y Tabla 2.7 presentan la variabilidad aleatoria de propiedades de resistencia y propiedades índice, respectivamente. Estas tablas incluyen el tipo de suelo y el rango aproximado del valor medio sobre el cual se aplica el coeficiente de variación. La información presentada expresa que la variabilidad natural en arenas es mayor que en arcillas y que la variabilidad natural de las propiedades índice es la más baja, mientras que la mayor variabilidad natural corresponde a la densidad relativa[35].

Propiedad	Tipo de suelo	Rango COV [%]	Media COV [%]
$s_u$ (UC)	Suelo fino	6 - 56	33
$s_u$ (UU)	Arcilla, limo	11 - 49	22
$s_u$ (CIUC)	Arcilla	18 - 42	32
$s_u$	Arcilla	6 - 80	32
$\phi$	Arena	5 - 11	9
$\phi$	Arcilla, limo	10 - 50	21
$\phi$	-	4 - 12	9
$\tan \phi$ (TC)	Arcilla, limo	6 - 46	20
$\tan \phi$ (DS)	Arcilla, limo	6 - 46	23
$\tan \phi$	Arena	5 - 14	9

Tabla 2.6: Variabilidad aleatoria de las propiedades de resistencia. Adaptado de [36].

Propiedad	Tipo de suelo	Rango COV [%]	Media COV [%]
$w_n$	Suelo fino	7 - 46	18
$w_L$	Suelo fino	7 - 39	18
$w_P$	Suelo fino	6 - 34	16
PI	Suelo fino	9 - 57	29
$\gamma$	Suelo fino	3 - 20	9
$\gamma_d$	Suelo fino	2 - 13	7
$D_r$	Arena	11 - 36	19
$D_r$	Arena	49 - 74	61

Tabla 2.7: Variabilidad aleatoria de propiedades índice. Adaptado de [36].

### 2.4.3. Variabilidad de ensayos in situ y de laboratorio

El error de medición hace depende de los efectos de los equipos, los procedimientos de ejecución, los operadores del ensayo y las pruebas aleatorias. La Tabla 2.8 y Tabla 2.9 resumen el error de medición típico de ensayos in situ y de laboratorio, respectivamente.

La información presentada expresa que el COV del error de medición en la mayoría de los ensayos de laboratorio de resistencia se sitúa entre 0.05 y 0.15; la determinación del peso unitario tiene el menor COV de error de medición ( $\approx 0.01$ ). Con respecto a los ensayos in situ, el error de medición en el ensayo SPT es el mayor entre de los ensayos in situ. Debido a los limitados datos disponibles, la última columna de la Tabla 2.8, presentada por Phoon[36], representa el rango de error de medición total esperable.

Propiedad	Tipo de suelo	Rango COV [%]	Media COV [%]
$s_u$ (TC)	Arcilla, limo	8 - 38	19
$s_u$ (DS)	Arcilla, limo	19 - 20	20
$s_u$ (LV)	Arcilla	5 - 37	13
$\phi$ (TC)	Arcilla, limo	7 - 56	24
$\phi$ (DS)	Arcilla, limo	3 - 29	13
$\phi$ (DS)	Arena	13 - 14	14
$\tan \phi$ (TC)	Arena, limo	2 - 22	8
$\tan \phi$ (DS)	Arcilla	6 - 22	14
$w_n$	Suelo fino	6 - 12	8
$w_L$	Suelo fino	3 - 11	7
$w_P$	Suelo fino	7 - 18	10
PI	Suelo fino	5 - 51	24
$\gamma$	Suelo fino	1 - 2	1

Tabla 2.8: Error de medición total de ensayos de laboratorio. Adaptado de [36].

Ensayo	COV Equipo [%]	COV Proc. [%]	COV random [%]	COV total [%]	rango COV [%]
SPT	5 - 75	5 - 75	12 - 15	14 - 100	15 - 45
CPT (M)	5	10 - 15	10 - 15	15 - 22	15 - 25
CPT (E)	3	5	5 - 10	7 - 12	5 - 15
VST	5	8	10	14	10 - 20
PMT	5	12	10	16	10 - 20

Tabla 2.9: Error de medición de ensayos in situ. Adaptado de [36].

#### 2.4.4. Incertidumbre epistémica

La incertidumbre epistémica o incertidumbre de la transformación se introduce en la transformación de las mediciones de campo o de laboratorio en parámetros de diseño del suelo utilizando modelos empíricos u otros modelos de correlación[36]. La medición de un ensayo geotécnico no es directamente aplicable al diseño, por lo que se utilizan modelos de transformación para relacionar una medición con la propiedad de diseño objetivo. La transformación mediante ajuste de datos empíricos o semi-empíricos introduce un cierto grado de incertidumbre, e incluso las relaciones teóricas, debido a las idealizaciones y simplificaciones de la teoría a incertidumbre de la transformación, introduce un grado de incertidumbre[36]. La dispersión de los datos sobre el modelo de transformación puede cuantificarse mediante métodos probabilísticos, como se presenta en la Figura 2.14.

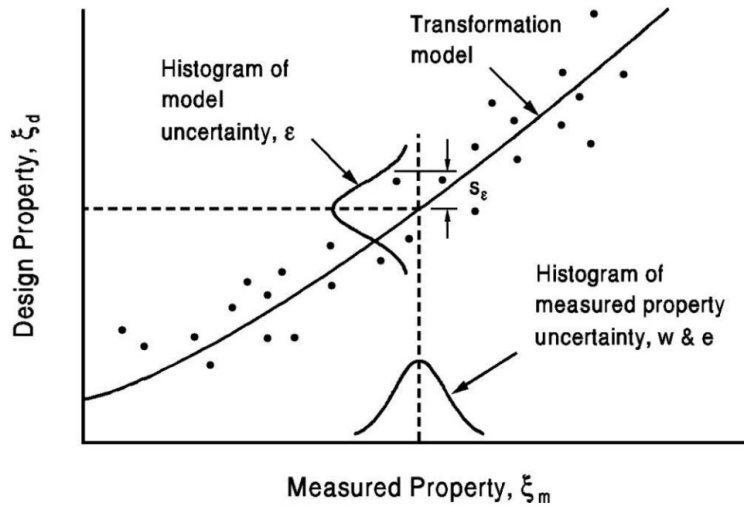


Figura 2.14: Incertidumbre de transformación de una correlación por pares entre una propiedad medida y una propiedad de diseño deseada[36].

La introducción de una variable aleatoria aditiva  $\epsilon$  de media cero permite evaluar la dispersión de los datos sobre la curva de regresión. El desvío estándar  $s_\epsilon$  de dicha variable indica la magnitud de la incertidumbre de la transformación. Esta variable describe la relación inexacta entre una respuesta medida y una estimada[36].

Los modelos empíricos generan incertidumbres considerables, sobre todo en aquellos modelos en los que se vinculan dos o más parámetros que se encuentran indirectamente relacionados. Un buen ejemplo es el valor  $N$  del ensayo SPT. El valor  $N$  es la resistencia para un tipo particular de muestreador, y se lo ha correlacionado con la consistencia del suelo, la densidad relativa, el estado tensional vertical y horizontal del suelo, la resistencia drenada y no drenada, el módulo de elasticidad y la resistencia a la licuefacción. Aunque estos parámetros influyen indudablemente en  $N$  de manera indirecta, es demasiado esperar que todos ellos (por separado o en conjunto) puedan predecirse confiablemente sin incurrir en incertidumbres significativas[36].

Las incertidumbres asociadas a modelos empíricos pueden ser considerables, en especial cuando se vinculan dos o más parámetros indirectamente relacionados. Por ejemplo, el valor  $N$ , obtenido mediante ensayos SPT, es la resistencia para un tipo particular de muestreador, y sobre este valor se han hecho numeros correlaciones con propiedades del suelo, entre las cuales se incluyen la consistencia del suelo, la densidad relativa, la resistencia drenada y no drenada, el módulo de elasticidad y la resistencia a la licuefacción. No es posible predecir todos estos parámetros en función de un único resultado de ensayo SPT sin incurrir en grandes incertidumbres[36].

La Tabla 2.10 presenta aproximaciones de primer orden para los COV de algunos parámetros de diseño del suelo, en función del tipo de ensayo y tipo de suelo. En la obtención de parámetros de diseño característicos utilizado un análisis de estado límite último se utilizan resistencias promediadas espacialmente sobre una trayectoria de falla crítica. El COV de una resistencia promediada espacialmente, tal como expresa la Tabla 2.10, es menor que el COV de una resistencia puntual.

Propiedad	Ensayo	Tipo de suelo	COV puntual [%]	COV espacial [%]
$s_u$ (UC)	Lab.	Arcilla	20 - 55	10 - 40
$s_u$ (UU)	Lab.	Arcilla	10 - 35	7 - 25
$s_u$ (CIUC)	Lab.	Arcilla	20 - 45	10 - 30
$s_u$ (UU)	$q_T$	Arcilla	30 - 40	30 - 35
$s_u$ (CIUC)	$q_T$	Arcilla	35 - 50	35 - 40
$s_u$ (UU)	$N$	Arcilla	40 - 60	40 - 55
$s_u$	PI	Arcilla	30 - 55	-
$\phi$ (TC)	Lab.	Arcilla, arena	7 - 20	6 - 20
$\phi$ (TC)	$q_T$	Arena	10 - 15	10
$\phi_{cv}$	PI	Arcilla	15 - 20	15 - 20
$K_0$	PMT	Arcilla	20 - 45	15 - 45
$K_0$	$N$	Arcilla	40 - 75	-

Tabla 2.10: Coeficientes de variación de algunos parámetros de diseño del suelo. Adaptado de [36].

## 2.5. Métodos de cálculo y diseño de fundaciones

Poulos[37] define los métodos de cálculo y diseño de fundaciones en tres categorías: métodos empíricos, métodos basados en principios teóricos simplificados y métodos avanzados basados en principios teóricos específicos del sitio. La Tabla 2.11 resume las categorías de análisis y diseño asociadas a estos métodos.

Categoría	Subdivisión	Características	Método de estimación de parámetros
1	-	Empírico - no basado en principios de la mecánica de suelos	Ensayos in situ o de laboratorio sencillos, con correlaciones
2	2A	Basado en una teoría simplificada o en gráficos de diseño - utiliza los principios de la mecánica de suelos - se puede calcular manualmente; modelos geotécnicos elásticos lineales o plásticos	Ensayos in situ o de laboratorio rutinarios relevantes - pueden requerir algunas correlaciones
	2B	Igual a 2A, pero la teoría es no lineal (deformación) o elastoplástica (estabilidad)	
3	3A	Basado en la teoría de análisis específico del sitio, utiliza los principios de la mecánica de suelos. La teoría es elástica lineal (deformación) o plástica rígida (estabilidad)	Ensayos in situ o de laboratorio minuciosos que siguen las trayectorias de tensión
	3B	Al igual que en 3A, pero la no linealidad se tiene en cuenta de forma relativamente sencilla	
	3C	Al igual que en 3A, pero la no linealidad se tiene en cuenta a través de modelos constitutivos del suelo	

Tabla 2.11: Categorías de análisis y diseño. Adaptado de [38].

Poulos[38] establece la selección del método de cálculo y diseño de fundaciones tomando en consideración los siguientes factores:

- la escala del proyecto;
- el presupuesto disponible para el diseño de la fundación;
- la información geotécnica disponible;
- la complejidad asociada al perfil geotécnico y las condiciones de carga de diseño; y
- la etapa del proceso de diseño.

Los métodos de diseño de categoría 1 o categoría 2A se utilizan en proyectos pequeños, con presupuestos limitados; los métodos de categoría 3 se utilizan en ingeniería de detalle de fundaciones de grandes proyectos, para los que es menester obtener parámetros geotécnicos mediante ensayos de laboratorio o ensayos in situ llevados a cabo exclusivamente para su determinación[38].

## 2.6. Estados límite de diseño de fundaciones

### 2.6.1. Introducción

Los estados límite se definen como condiciones en las que una estructura o uno de sus componentes ya no cumple las funciones para la que fue diseñada. Cuando una estructura o parte de ella deja de cumplir uno de los criterios de rendimiento previstos, ha alcanzado un estado límite[25]. Esto no implica necesariamente la falla o la excedencia de su capacidad.

La filosofía de diseño basada en estados límite implica[25]:

- la identificación de estados límite potenciales para la estructura analizada;
- la determinación de un margen de seguridad aceptable para cada estado límite; y
- la verificación de cada uno de los estados límite identificados.

El diseño basado en estados límite (LSD, por sus siglas en inglés) presenta dos estados límite principales: (1) estados límite último y (2) estados límite de servicio. Los estados límite último (ULS, por sus siglas en inglés) se refieren a la seguridad estructural e involucran el colapso total o parcial de una estructura; su probabilidad de ocurrencia debe ser baja. Los estados límite de servicio (SLS, por sus siglas en inglés) representan condiciones que afectan el funcionamiento de una estructura bajo cargas de servicio previstas, e involucran la restricción del uso para el que fue proyectada la estructura (deformaciones, fisuraciones, asentamientos o vibraciones excesivas); su probabilidad de ocurrencia es mayor que la de un estado límite último. La diferencia entre estos es el cálculo del margen de seguridad de cualquier estado límite. Este se garantiza mediante factores de seguridad parciales[7].

La ventaja del diseño basado en estados límite es que proporciona una metodología más clara para la distinción entre el estado límite último y el estado límite de servicio. La Figura 2.15, presentada por Becker[7], representa las bases de diseño para fundaciones continuas en arenas. El tramo inicial de la curva de diseño para un ancho de fundación pequeño está controlado por el estado límite último, es decir, su capacidad portante; el tramo horizontal de las curvas de diseño está controlado por el estado límite de servicio, es decir, el asentamiento total de la fundación. El concepto de tensión admisible del suelo, obtenida a partir de la capacidad de carga nominal utilizando un único factor de seguridad global, tiene en cuenta ambos estados límite de forma empírica, debido a que un factor de seguridad  $FS = 3$  es aplicado para limitar las deformaciones a valores aceptables[7].

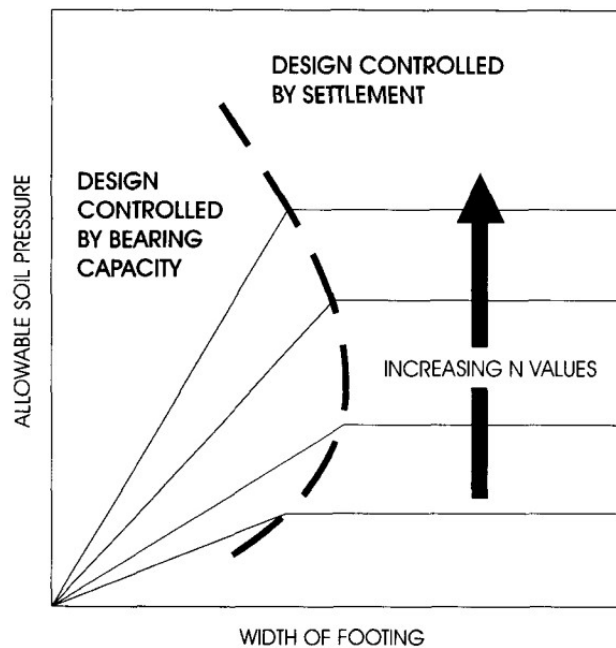


Figura 2.15: Bases de diseño para fundaciones continuas en arenas[7].

El diseño LSD de fundaciones debe satisfacer:

- En el diseño basado en estados límite último:

$$\text{Resistencia característica} \geq \text{Carga característica}$$

- En el diseño basado en estados límite de servicio:

$$\text{Asentamiento} \leq \text{Asentamiento tolerable para mantener la serviciabilidad}$$

### 2.6.2. Estados límite último

En el diseño basado en estados límite último, la determinación de factores de seguridad parciales depende esencialmente de la confiabilidad de la información disponible; de la economía de una construcción y su mantenimiento; y de la probabilidad de falla y la gravedad de la misma[29].

El margen de seguridad en el diseño ULS de estructuras geotécnicas está influenciado por[29]:

- las cargas y los efectos de las cargas;
- la resistencia y rigidez del suelo, influenciadas por los efectos de perturbación de muestras, tamaño de muestras, anisotropía, presiones de poros, entre otros;
- el análisis realizado, influenciadas por el método utilizado, su precisión, el mecanismo de falla asumido y la simplificación del perfil de suelo; y
- la construcción, influenciada por la geometría final del elemento estructural, la calidad y control sobre los materiales y mano de obra y el mantenimiento durante la vida útil de la estructura.



2.6 Estados límite de diseño de fundaciones

En la Tabla 2.12 se presentan valores de factores de seguridad parciales de cargas y propiedades geotécnicas y sus coeficientes de variación, dada una confiabilidad del 90 %, presentada por [29]. Estos factores fueron formulados sobre cargas y resistencias características.

COV	Cargas	Propiedad del suelo	Análisis y construcción	Factor de seguridad (90 % confiabilidad)
Muy bajo <0.1	Carga permanente Presión hidrostática	Peso unitario	Sismos Estructuras de contención lateral	<1.1 <1.1
Bajo 0.1-0.2	Presión de poros	Propiedades índice (arenas) Fricción	Fundaciones	1.1-1.3 1.1-1.3
Medio 0.2-0.3	Sobrecarga de uso Cargas ambientales	Propiedades índice (arcillas) Cohesión	Fundaciones offshore	1.3-1.6 1.3-1.6
Alto 0.3-0.4		Compresibilidad		>1.6-2
Muy alto >0.4		Consolidación Permeabilidad		1.6-2 >2

Tabla 2.12: Coeficientes de variación y factores de seguridad parciales. Adaptado de [29].

La Tabla 2.13, presentada por [29], indica valores típicos del factor de seguridad global para la estabilidad y asentamiento de taludes y fundaciones se. Los factores de seguridad global para la estabilidad se estimaron con una confiabilidad del 99 % y, para el asentamiento, con una confiabilidad del 90 %.

COV	Estabilidad	Asentamiento	FOS estabilidad (99 % confiabilidad)	FOS asentamiento (90 % confiabilidad)
Bajo 0.1-0.2	Taludes (arena)		1.3-1.9	
Medio 0.2-0.3	Estructuras de contención lateral Taludes y fundaciones (arcilla)	Fundaciones (arcilla)	1.9-3.3 1.9-3.3	1.3-1.6
Alto 0.3-0.4	Fundaciones (arena)	Fundaciones (arena)	>3.3	>1.6
Muy alto >0.4	Pilotes (análisis dinámico)			

Tabla 2.13: Coeficientes de variación y factores de seguridad totales. Adaptado de [29].

En ambas tablas se indican valores máximos y mínimos, ya sea para factores de seguridad parciales o totales. Los valores máximos se aplican a cargas típicas, mientras que los valores mínimos se utilizan para cargas máximas, condiciones ambientales desfavorables y/o obras temporales[29].

### 2.6.3. Estados límite de servicio

En el diseño basado en estados límite de servicio, la elección de asentamientos admisibles de fundaciones y estructuras depende esencialmente de la interacción suelo-estructura, de las condiciones de servicio proyectadas, de la aparición de fisuras y/o distorsiones. Los criterios de diseño SLS son, en general, empíricos y se relacionan a rotaciones relativas, distorsiones angulares o inclinaciones en una estructura[29].

La Tabla 2.14, presentada por [29], indica límites de rotación relativa para un factor de seguridad  $FS \approx 1,5$ , el cual contempla incertidumbres en la determinación de parámetros geotécnicos de diseño y limitaciones en la obtención de datos de campo.

Rotación relativa $\delta/l$	Tipo de límite y de estructura
1/100	Límite de peligro para estructuras estáticamente determinadas y muros de contención
1/150	Límite de seguridad para estructuras estáticamente determinadas y muros de contención
1/150	Límite de peligro para pórticos abiertos de acero y hormigón armado, tanques de almacenamiento de acero e inclinación de estructuras altas y rígidas
1/250	Límite de seguridad para pórticos abiertos de acero y hormigón armado, tanques de almacenamiento de acero e inclinación de estructuras altas y rígidas
1/250	Límite de peligro para muros de panel de edificios de tipo pórtico e inclinación de pilares de puentes
1/500	Límite de seguridad para muros de panel de edificios de tipo pórtico e inclinación de pilares de puentes
1/500	Límite de peligro para el pandeo de muros de carga no reforzados
1/1000	Límite de seguridad para el pandeo de muros de carga no reforzados
1/1000	Límite de peligro para el asentamiento de muros de carga no reforzados
1/2000	Límite de seguridad para el asentamiento de muros de carga no reforzados

Tabla 2.14: Límites de rotación tentativos para estructuras en servicio. Adaptado de [29].

## 2.7. Reglamentos LRFD para fundaciones vigentes en Europa y USA

### 2.7.1. Introducción

En el enfoque de diseño basado en el método LRFD, las cargas características se afectan por sus respectivos factores parciales de carga, mientras que la resistencia se afecta por sus respectivos factores parciales de resistencia[7], tal como se presentó anteriormente en la Ecuación 2.13.

La Tabla 2.15, presentada por Becker[7], define factores de seguridad parciales propuestos por distintos autores y normativas para el diseño de fundaciones basado en el método LRFD.

Item	Brinch Hansen (1953)	Brinch Hansen (1956)	DS 415 (DI 1965)	Eurocódigo 7 (CEN 1992)
Cargas				
Carga permanente	1.0	1.0	1.0	1.1
Sobrecarga de uso	1.5	1.5	1.5	1.5
Acciones medioambientales	1.5	1.5	1.5	1.5
Presión de agua	1.0	1.0	1.0	1.0
Cargas accidentales	-	1.0	1.0	1.0
Resistencia al corte				
Fricción ( $\tan \phi'$ )	1.25	1.2	1.25	1.25
Cohesión ( $c$ )				
Taludes	1.5	1.5	1.5	1.4-1.6
Fundaciones continuas	-	1.7	1.75	1.4-1.6
Pilotes	-	2.0	2.0	1.4-1.6
Capacidad de carga en pilotes				
Ensayos de carga	-	1.6	1.6	1.7-2.4
Ensayos dinámicos	-	2.0	2.0	-
Deformaciones	-	1.0	1.0	1.0

Tabla 2.15: Factores de seguridad parciales en el diseño de fundaciones basado en el método LRFD. Adaptado de [7].

El diseño basado en estados límite en conjunto con el método LRFD se ha desarrollado de distinta manera en Europa y Norteamérica, principalmente en la determinación de la resistencia de diseño en estados límite último.

**2.7.2. Eurocódigo 7**

En el enfoque europeo, una de las metodologías de diseño se basa en la aplicación directa de factores parciales de seguridad a los parámetros de resistencia que contribuyen a la resistencia global. Esta metodología surge del trabajo original de Brinch Hansen y el código danés, en el que se aplican factores parciales a la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción interna  $\phi'$ , para luego calcular la resistencia de diseño[7]. En la Figura 2.16 se presenta el enfoque de diseño adoptado en el Eurocódigo 7.

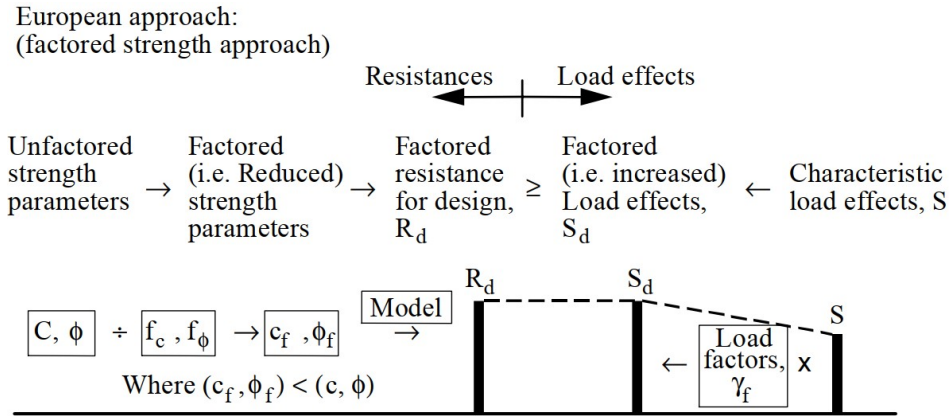


Figura 2.16: Enfoque de diseño europeo basado en la factorización de parámetros de resistencia[7].

**2.7.3. AASHTO**

En el enfoque norteamericano, se aplica un factor de resistencia global a la resistencia calculada. De esta manera, la resistencia última se obtiene mediante parámetros de resistencia medios. En la Figura 2.17 se presenta el enfoque de diseño adoptado por AASHTO.

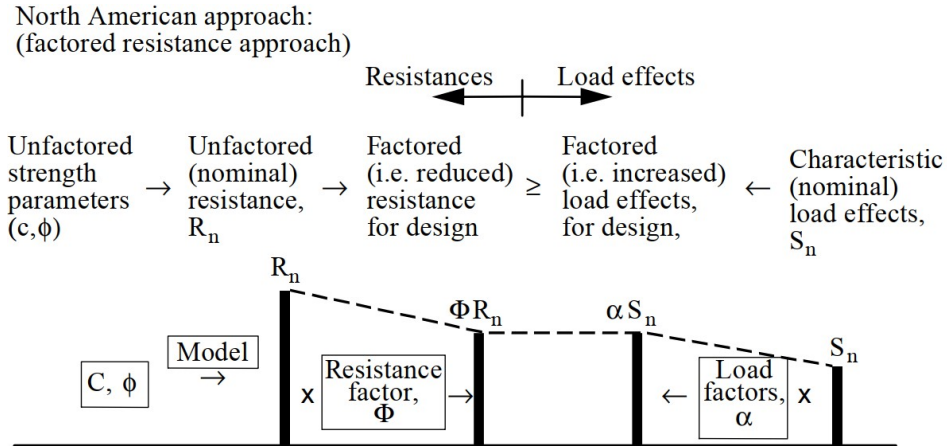


Figura 2.17: Enfoque de diseño norteamericano basado en la factorización de la resistencia global[7].

#### 2.7.4. Análisis comparativo

La principal diferencia de concepto radica en la factorización de la resistencia nominal. En el enfoque europeo, los parámetros de resistencia son divididos por factores parciales  $f_c$  y  $f_\phi$  para obtener los parámetros de resistencia de diseño  $c_{fact}$  y  $\phi_{fact}$ , respectivamente; estos serán los datos de entrada de modelos geotécnicos en el cálculo de la resistencia de diseño. En el enfoque norteamericano, los parámetros de resistencia nominales serán los datos de entrada en el cálculo de la resistencia nominal; esta resistencia es multiplicada por un factor de resistencia para obtener la resistencia de diseño. El enfoque norteamericano combina todas las incertidumbres asociadas al cálculo de resistencia en un único término, denominado factor de resistencia  $RF$ . Este refleja la probabilidad de que la resistencia real pueda ser menor que la resistencia nominal, considerando las incertidumbres asociadas al proceso de diseño y ejecución. La selección de un factor de resistencia  $RF$  depende de la calidad de la información disponible y de la metodología de cálculo. El enfoque europeo relaciona directamente los factores parciales con los parámetros que representan las fuentes de incertidumbre de la resistencia, lo cual implica un mayor grado de sofisticación en el diseño[7].

El enfoque norteamericano tiene como principal ventaja la simplicidad de aplicación, ya que se considera un factor global en lugar de distintos factores parciales aplicados a parámetros geotécnicos, geometría o modelos teóricos. De igual manera, la variabilidad natural de los geomateriales, la existencia de métodos diferentes para medir un mismo parámetro de resistencia del suelo y la utilización de métodos empíricos o semiempíricos en el diseño geotécnico dificulta la obtención de factores únicos[7]. El enfoque europeo, por su parte, tiene como principal ventaja la precisión en la calibración de modelos geotécnicos para diferentes tipos de suelos, con lo cual se garantiza una confiabilidad más uniforme. Aun así, este enfoque no permite la consideración de otras fuentes de incertidumbre en el cálculo de la resistencia de diseño que no sean las asociadas a los parámetros de resistencia del suelo. Por último, el enfoque europeo no refleja el verdadero mecanismo de falla cuando está influenciada por el comportamiento del suelo; esto implica que el efecto de una carga o resistencia factorizada no es igual al efecto factorizado de una carga o resistencia no factorizada determinado mediante parámetros medios. Por ejemplo, El mecanismo de falla en el cálculo de capacidad de carga de una fundación es controlado por el ángulo de fricción  $\phi'$ , que determinará la forma de la zona plástica de falla; esto implica que una resistencia determinada con parámetros factorizados no es igual a la resistencia factorizada[7].

## 2.8. Práctica actual en Argentina

La reglamentación nacional vigente establece lineamientos para el diseño de estructuras de hormigón, desde edificios de viviendas u oficinas a puentes carreteros, y para la ejecución de estudios geotécnicos en proyectos de estructuras. Aun así, no establece lineamientos para el dimensionamiento de las fundaciones, sobre las que se apoyarán estos edificios o puentes carreteros, en función de los parámetros geotécnicos de diseño, obtenidos a partir de los estudios geotécnicos mencionados anteriormente. El desarrollo de un reglamento nacional para el dimensionamiento de fundaciones basado en la teoría de confiabilidad será necesario para generar un diseño de estructuras de hormigón armado uniforme e integral.

En este apartado, se resumen los reglamentos vigentes para el diseño de estructuras de hormigón armado y la ejecución de estudios geotécnicos.

### 2.8.1. CIRSOC 201. Estructuras de Hormigón Armado

El reglamento CIRSOC 201 es un reglamento nacional de seguridad que establece requerimientos mínimos de diseño y construcción de estructuras de hormigón simple, armado y pretensado, las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil. Este reglamento emplea el método LRFD de diseño por factores de carga y resistencia, factores que fueron desarrollados a partir de la teoría de confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras[13].

Este Reglamento es de aplicación específica a estructuras de edificios destinadas a viviendas, cocheras e industrias, y de aplicación básica para otros tipos de estructuras. A su vez, es aplicable al diseño y construcción de losas apoyadas en el suelo, siempre y cuando esta no transmita cargas de la estructura hacia el suelo[13]. En el se especifica que hasta tanto el Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) no redacte los reglamentos nacionales específicos para estos tipos de estructuras no contempladas en el campo de validez, se recomienda consultar los documentos internacionales. Fuera de este campo de validez se encuentran las fundaciones superficiales, objeto de estudio del presente trabajo.

### 2.8.2. CIRSOC 401. Estudios geotécnicos

El reglamento CIRSOC 401 es un reglamento nacional de seguridad que establece los requerimientos mínimos que deben cumplir los estudios geotécnicos necesarios en todo proyecto de estructuras[14]. En el se especifican las investigaciones a realizar en un predio o extensión de terreno con el fin de conocer sus características geotécnicas y los recaudos de seguridad a adoptar en relación con los terrenos y construcciones adyacentes.

Este Reglamento es de aplicación específica a estudios geotécnicos para viviendas, edificios, estructuras industriales, construcciones complementarias, puentes, obras portuarias, mástiles y líneas de transmisión eléctrica. También es de aplicación a otro tipo de construcciones, como caminos, canales, ferrocarriles, túneles, presas, siempre que se lo utilice como complemento a las especificaciones correspondientes a esos tipos de obras[14].

### 2.8.3. CIRSOC 801. Puentes

El reglamento CIRSOC 801 es un reglamento nacional de seguridad que establece los requerimientos mínimos para el diseño, evaluación y rehabilitación de estructuras de puentes carreteros, las que deberán ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso previsto durante su vida útil de diseño. No incluye requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes utilizados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. A diferencia de los demás reglamentos mencionados, en este se contempla una vida útil de diseño de 75 años[15]. Este reglamento emplea el método LRFD de diseño por factores de carga y resistencia.

## 2.9. Práctica actual en Argentina para el diseño de fundaciones

La práctica actual en Argentina para el diseño de fundaciones se basa principalmente en la aplicación del juicio ingenieril y la experiencia a la metodología de diseño basado en tensiones admisibles. El ensayo de penetración estándar, y sus limitaciones, se presenta en esta sección por ser el ensayo más extensivamente utilizado como estudio geotécnico para el diseño de fundaciones en Argentina.

### 2.9.1. El rol del juicio ingenieril y la experiencia

El juicio ingenieril y la experiencia son necesarios para garantizar la seguridad de las estructuras geotécnicas. Muchos aspectos del diseño geotécnico dependen del criterio y la experiencia del diseñador. El ingeniero geotécnico toma un papel importante en la apreciación del comportamiento de los suelos y en el reconocimiento de las limitaciones de los modelos y las teorías geotécnicas consideradas en el diseño geotécnico. En el diseño basado en estados límite, la identificación de los posibles modos de falla de una fundación requiere del conocimiento de la interacción terreno-estructura, las características de las cargas y el comportamiento de la fundación[7].

Los geomateriales, a diferencia de los materiales como el acero o el hormigón armado, se forman naturalmente como consecuencia de distintos procesos geológicos. La variabilidad natural que introduce el suelo obliga a realizar simplificaciones en la formulación de modelos geotécnicos de estados límite. El papel de un ingeniero geotécnico experimentado es menester en el ajuste de dichas simplificaciones basándose en la información específica del sitio[7]. A su vez, la utilización de modelos geotécnicos, basados en parámetros medidos in situ o determinados en laboratorio, en la predicción del comportamiento de un sistema introducen dos tipos de incertidumbre: una primera incertidumbre asociada al propio modelo geotécnico, y otra incertidumbre asociada al comportamiento del suelo, el cual depende de variables tales como la trayectoria de tensiones, el historial de tensiones, los efectos de la velocidad de carga, entre otros. A esto debe sumarse que, en ocasiones, la información del sitio es escasa, y el muestreo aleatorio también produce una incertidumbre en la determinación de las propiedades geotécnicas[7]. A pesar de estas dificultades, se pueden utilizar modelos relativamente sencillos si se capta en ellos la esencia del comportamiento geotécnico y la interacción suelo-estructura, aunque debe haber una base de datos y experiencia suficiente para calibrar estos modelos adecuadamente. Los modelos empíricos, por ejemplo, sólo son aplicables dentro de un rango de condiciones específicas, incluidas en el proceso de calibración. La extrapolación puede dar lugar a predicciones erróneas del comportamiento. En todos estos casos el rol del ingeniero geotécnico adquiere relevancia, tanto para evitar negligencias debidas a una extrapolación de un modelo geotécnico empírico/semi-empírico, como en el ajuste de modelos geotécnicos que introducen simplificaciones en su formulación y en la consideración de las incertidumbres mencionadas anteriormente.

### 2.9.2. El concepto de tensión admisible

El diseño basado en tensiones admisibles (ASD, por sus siglas en inglés) es una de las primeras bases de diseño desarrolladas. Este garantiza que en toda una estructura sometida a una carga de servicio, las tensiones inducidas serán inferiores a las admisibles. Utiliza un factor de seguridad global que considera todas las incertidumbres asociadas al diseño con un único valor[7].

Esta filosofía de diseño define al factor de seguridad global  $FS$  como la relación entre la resistencia de la estructura  $R$  y los efectos de la carga  $S$  que actúan sobre ella.

$$FS = \frac{R}{S} \quad (2.34)$$

El método ASD considera determinísticas las cargas y las resistencias, mientras que el carácter aleatorio de las cargas y las resistencias se tiene en cuenta implícitamente. Sin embargo, los efectos de la resistencia y la carga dependen de una serie de variables y, por lo tanto, tienen asociadas distribuciones de resistencia y carga[7].

En la Figura 2.18 se presentan las distribuciones de carga y resistencia mencionadas anteriormente, sobre las cuales se asignan valores medios ( $\bar{S}$  y  $\bar{R}$ ) y valores nominales ( $S_n$  y  $R_n$ ).

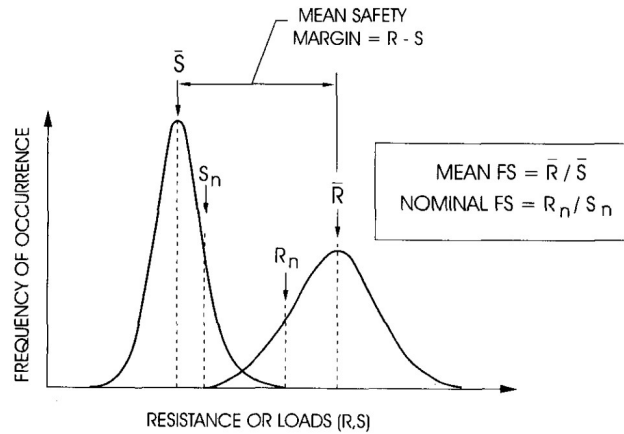


Figura 2.18: Valores de diseño para cargas y resistencias[7].

La Ecuación 2.35 define, a partir de estos valores, dos posibles expresiones del factor de seguridad.

$$\text{Factor de seguridad medio} = \frac{\bar{R}}{\bar{S}} \quad \text{Factor de seguridad nominal} = \frac{R_n}{S_n} \quad (2.35)$$

Estas expresiones obtienen valores numéricos de  $FS$  diferentes. La intersección de las curvas  $S$  y  $R$  representa una condición en la que la resistencia es menor que el efecto de la carga. Esta intersección indica que existe una probabilidad de falla para ciertas combinaciones de carga y resistencia pero, para determinadas distribuciones de carga y resistencia, pueden calcularse distintos valores numéricos de  $FS$ , aunque el margen de seguridad sigue siendo el mismo para estas definiciones de  $FS$  global. Por lo tanto, el  $FS$  global en el enfoque ASD no proporciona un método explícito para cuantificar la probabilidad de falla o el margen de seguridad[7].

En la Tabla 2.16 se presentan rangos de factores de seguridad globales según el método ASD.

Tipo de falla	Item	Factor de seguridad $FS$
Corte	Movimiento de suelos	1.3-1.5
	Estructuras de contención lateral - Excavaciones	1.5-2
	Fundaciones	2-3
Carga última de pilotes	Ensayos de carga	1.5-2
	Ensayos dinámicos	3

Tabla 2.16: Rangos del factor de seguridad global comúnmente utilizados en el diseño de fundaciones. Adaptado de [7].



### 2.9.3. El ensayo SPT y sus limitaciones

El ensayo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) fue desarrollado en 1927 y es posiblemente el ensayo in situ más popular en la determinación de parámetros geotécnicos. La prueba, según Bowles[9], consiste en:

- introducción del muestreador estándar en el fondo de perforación del suelo,
- Lectura del número  $N$  de golpes necesario para introducir el muestreador las dos últimas distancias de 150 mm, mediante la caída libre desde una altura de 760 mm de un martillo de 63.5 kg. La Figura 2.19 presenta un esquema general del ensayo y distintas configuraciones de martillo.

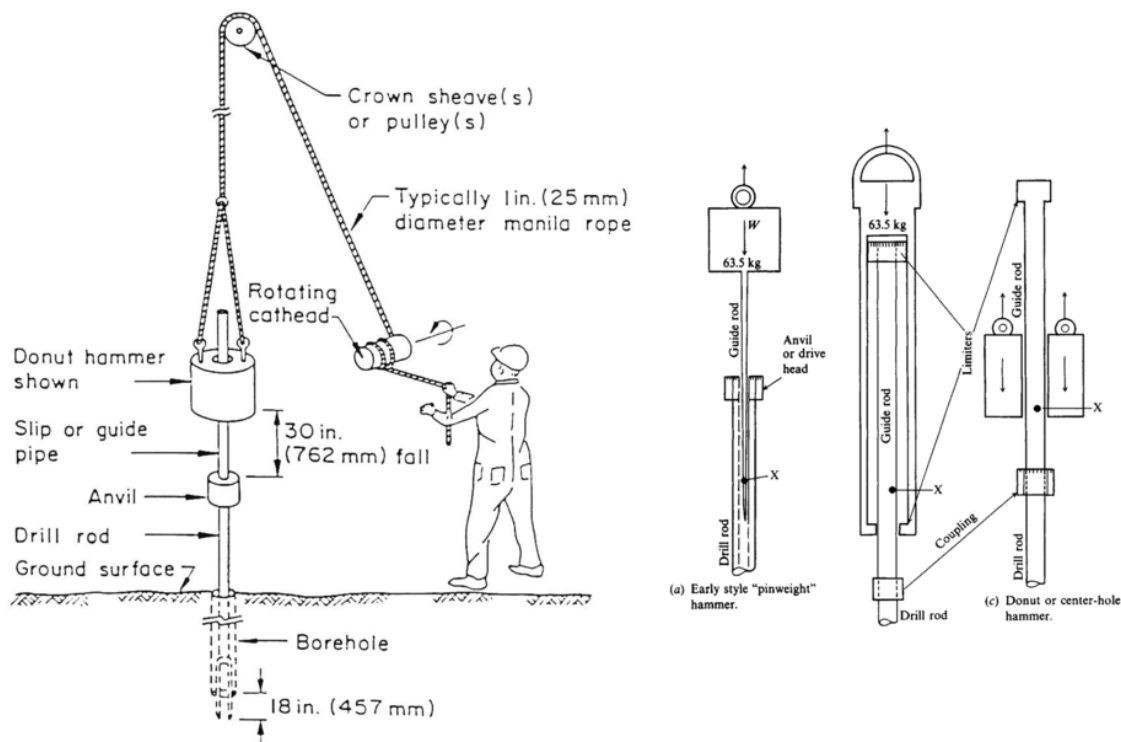


Figura 2.19: Esquema general del ensayo SPT[43]. Configuraciones de martillo utilizadas en el ensayo SPT[9].

El rechazo en el registro de perforación surge cuando:

1. se requieren 50 golpes para cualquier incremento de 150 mm;
2. se desarrollan 100 golpes (para conducir los 300 mm requeridos); o
3. se desarrollan 10 golpes sucesivos sin producir ningún avance.

Este ensayo fue estandarizado por primera vez en 1958 por la *American Society for Testing and Materials* (ASTM D1586)[20], y ha tenido revisiones periódicas. Tanto antes como después de la estandarización de la ASTM, se detectó que valores  $N$  de sondeos adyacentes no eran reproducibles. A partir de esto se determinó que la presión de sobrecarga, la longitud de la varilla de perforación y la energía de perforación eran las principales causas de dicha irreproducibilidad, siendo esta última la más importante[9]. Para salvar estas incertidumbres, la ASTM ha introducido correcciones en la medición de  $N$  dependientes de la presión de sobrecarga y la energía de perforación.

A pesar de ser un método ampliamente utilizado en el campo de la geotecnia, Existen incongruencias respecto a su aplicación. En primer lugar, las actualizaciones de la norma ASTM D1586 han introducido cambios radicales en la forma de medir el número de golpes  $N$ ; por ejemplo, normativas anteriores a 1967 requerían que el muestreador se introdujera únicamente los primeros 300 mm, lo cual implica que múltiples correlaciones de SPT actuales se basan en un procedimiento obsoleto, y cuya estipulación reduce el número de golpes  $N$  hasta un 50 % debido a la pérdida de resistencia friccional de los 150mm de asentamiento iniciales[9]. En segundo lugar, este ensayo fue desarrollado para la exploración de suelos compuestos por arenas, mientras que en la actualidad se utiliza en todo tipo de suelos. En tercer lugar, numerosas correlaciones se han desarrollado a partir del número de golpes  $N$ , entre las cuales figuran el peso unitario  $\gamma$ , la densidad relativa  $D_r$ , el ángulo de fricción interna  $\phi$ , la resistencia a la compresión no drenada  $q_u$  y el módulo de tensión-deformación  $E_s$ . Muchas de estas correlaciones son cuestionables, por los motivos expresados y porque, A su vez, muchas de ellas se basan en una pequeña base de datos o en suelos específicos, o bien se basan en una base de datos extensa, pero sin conocerse la energía de perforación utilizada en los ensayos considerados[9], dato crucial por su incidencia en la incertidumbre del resultado  $N$ .

En la Tabla 2.17 se presentan valores de  $D_r$ ,  $\phi$  y  $\gamma$  referidos aproximadamente a valores de  $N'_{70}$  para profundidades de sondeo del orden de 4 a 6 m.

Descripción	Muy blando	Blando	Medio	Denso	Muy denso
Densidad relativa $D_r$	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT $N'_{70}$ : fino	1-2	3-6	7-15	16-30	
medio	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
grueso	3-6	5-9	10-25	16-45	> 45
$\phi$ : fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
medio	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Tabla 2.17: Valores empíricos de  $\phi$ ,  $D_r$  y  $\gamma$  de suelos granulares normalmente consolidados basados en ensayos SPT a 6 m de profundidad. Adaptado de [9].

Las correlaciones entre  $N'_{70}$  y la consistencia de los depósitos de suelos cohesivos se presentan en la Tabla 2.18.

Consistencia	$N'_{70}$	$q_u$ [ $kPa$ ]	Observaciones
Muy blanda	0-2	>25	Se aplasta entre los dedos al apretar
Blanda	3-5	25-50	Se deforma muy fácilmente al apretar
Media	6-9	50-100	
Drígida	10-16	100-200	Difícil de deformar al apretar
Muy rígida	17-30	200-400	Muy difícil de deformar al apretar
Dura	>30	>400	Casi imposible de deformar al apretar

Tabla 2.18: Consistencia de los suelos cohesivos saturados. Adaptado de [9].

## 2.10. Diseño ULS de fundaciones superficiales

### 2.10.1. Fórmula trinómica de Terzaghi

Karl Terzaghi [49] propuso una de las primeras teorías para la determinación de la capacidad de carga última de fundaciones superficiales. Su propuesta evalúa la capacidad última de carga de una base continua, rígida y poco profunda, es decir, en donde el ancho de la fundación es igual o menor que su profundidad, la cual está apoyada sobre una capa de suelo homogéneo. Terzaghi asume una superficie de falla del suelo frente a una carga última, que puede dividirse en tres zonas:

1. Una zona elástica triangular, situada inmediatamente debajo de la base. La pendiente de los lados de esta zona es  $\alpha = \phi$ .
2. Una zona de corte radial de Prandtl.
3. Una zona pasiva de Rankine. Las líneas de deslizamiento forman ángulos de  $\pm(45 - \phi/2)$  con la horizontal.

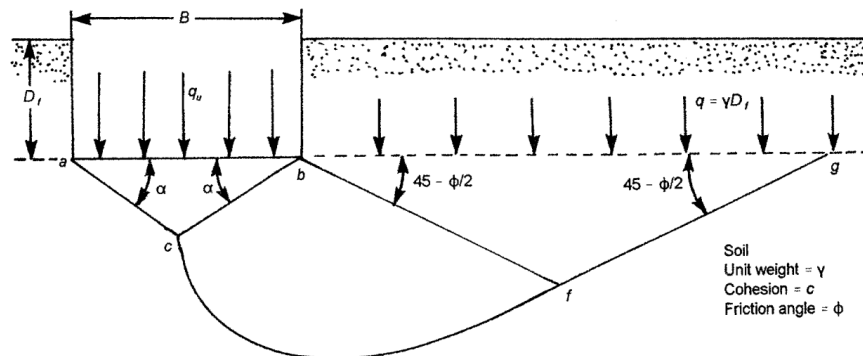


Figura 2.20: Superficie de falla para una base continua, propuesta por Terzaghi[49][16].

La capacidad de carga final  $q_u$  de la fundación surge de un equilibrio de fuerzas sobre las caras  $ac$  y  $bc$  de la cuña triangular  $abc$ . Sobre cada cara, actúa una fuerza pasiva  $P_p$  directamente proporcional a la sobrecarga  $q = \gamma D_f$ , la cohesión  $c$ , el peso unitario  $\gamma$ , y el ángulo de fricción del suelo  $\phi$ . La Figura 2.21 presenta las fuerzas pasivas involucradas en la capacidad de carga propuesta por Terzaghi.

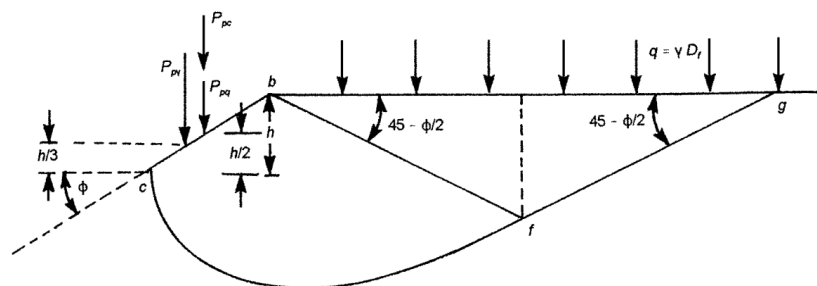


Figura 2.21: Fuerzas pasivas en la cara  $bc$  de la cuña  $abc$ [16].

La expresión de la fuerza pasiva por unidad de longitud  $P_p$ , actuante sobre la cara  $bc$ , se deduce de la Figura 2.21 y se presenta en la Ecuación 2.36.

$$P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} \quad (2.36)$$

$P_{pc}$ ,  $P_{pq}$  y  $P_{p\gamma}$  son los términos de fuerza pasiva de  $q$ ,  $c$ , y  $\gamma$ , respectivamente. Para obtener  $P_p$ , se utiliza el método de superposición, lo cual implica que su expresión no conforma una solución exacta.

La determinación de cada una de los términos de fuerza pasiva surge de la resolución del equilibrio de fuerzas sobre el diagrama de cuerpo libre para los siguientes casos:

1. Fuerza pasiva  $P_{pc}$  (Figura 2.22a) - Se asume  $\phi \neq 0$ ,  $c \neq 0$ ,  $q = 0$  y  $\gamma = 0$
2. Fuerza pasiva  $P_{pq}$  (Figura 2.22b) - Se asume  $\phi \neq 0$ ,  $c = 0$ ,  $q \neq 0$  y  $\gamma = 0$
3. Fuerza pasiva  $P_{p\gamma}$  (Figura 2.22c) - Se asume  $\phi \neq 0$ ,  $c = 0$ ,  $q = 0$  y  $\gamma \neq 0$

Los resultados del equilibrio de fuerzas se presentan a continuación.

1. Fuerza pasiva  $P_{pq}$ :

$$P_{pq} = qN_q = q \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan[\phi]}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \right] \quad (2.37)$$

2. Fuerza pasiva  $P_{pc}$ :

$$P_{pc} = cN_c = c \cot[\phi] \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan[\phi]}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = c \cot[\phi] (N_q - 1) \quad (2.38)$$

3. Fuerza pasiva  $P_{p\gamma}$ :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma = \frac{1}{2}B\gamma \left( \frac{1}{2}K_{p\gamma} \tan^2[\phi] - \frac{\tan[\phi]}{2} \right) \quad (2.39)$$

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga propuestos por Terzaghi.

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

La Figura 2.22 presenta los diagramas de cuerpo libre analizados en la obtención de los términos de la expresión de fuerza pasiva.

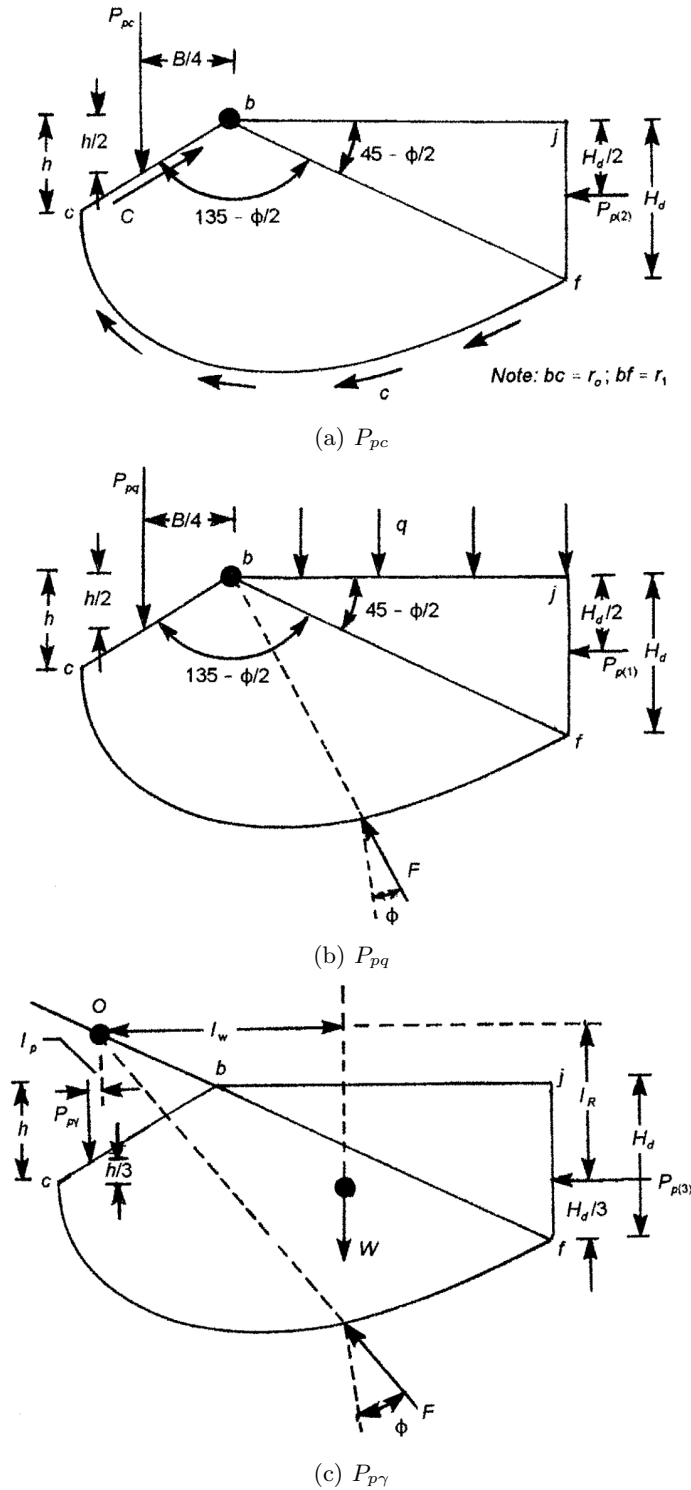


Figura 2.22: Diagramas de cuerpo libre analizados por Terzaghi[16].

### 2.10.2. Ecuación general de capacidad de carga en fundaciones superficiales

El trabajo de Terzaghi dio lugar a numerosos estudios experimentales de estimación de capacidad de carga en fundaciones poco profundas. Estos estudios corroboran que la suposición sobre la superficie de falla propuesta por Terzaghi es correcta[16]. En la actualidad, la fórmula trinómica propuesta Terzaghi es el método más utilizado en la estimación de la capacidad portante de fundaciones. Las soluciones de  $N_q$  y  $N_c$ , desarrolladas por Prandtl [40] y Reissner [42], son utilizadas en la actualidad. Estas surgen de la teoría de la plasticidad y se tratan de soluciones analíticas. La demostración de los términos  $N_q$  en condiciones de carga drenadas y  $N_c$  en condiciones de carga no drenadas se presenta en el apartado 2.10.3.

$$N_q = e^{\pi \tan[\phi]} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.40)$$

$$\begin{cases} N_c = \cot[\phi] (N_q - 1) & \phi > 0^\circ \\ N_c = (2 + \pi) c & \phi = 0. \end{cases} \quad (2.41)$$

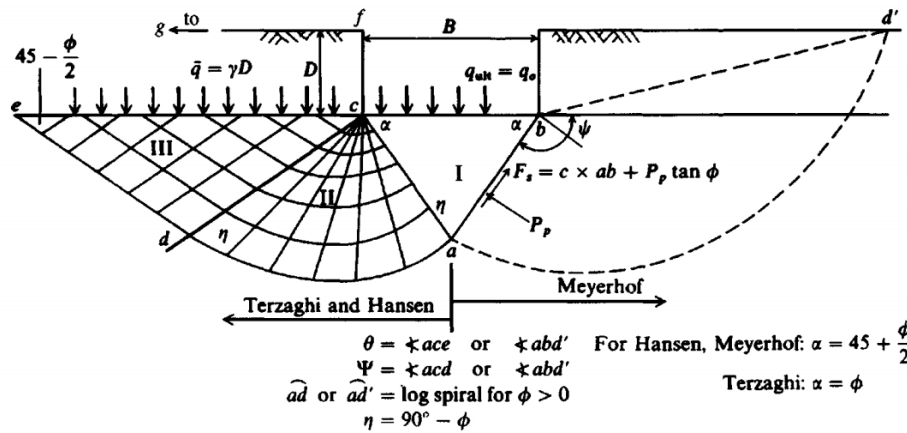


Figura 2.23: Superficies de falla propuestas por Terzaghi[49], Hansen[11] y Meyerhof[28] [9].

El término  $N_\gamma$ , por el contrario, no se trata de una solución analítica, y la determinación de valores teóricos de  $N_\gamma$  ha generado una gran controversia[16]. A continuación, se presentan algunas relaciones aproximadas para  $N_\gamma$ , propuestas por distintos autores.

1. Meyerhof[28]:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan [1,4\phi] \quad (2.42)$$

2. Brinch Hansen[11]:

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan [\phi] \quad (2.43)$$

3. Vesic[52]:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan [\phi] \quad (2.44)$$

4. Salgado[45]:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan [1,32\phi] \quad (2.45)$$

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

La expresión propuesta por Terzaghi posee correcciones que consideran los efectos de forma de la base, inclinación de la carga, excentricidad de la carga y resistencia al corte a lo largo de la profundidad de la base en la capacidad de carga última. Estas modificaciones fueron incorporadas originalmente por Meyerhof[27] y luego actualizadas por Meyerhof[28], Brinch Hansen[10][11], y Vesic[52][53], dando como resultado una expresión general, conocida como la ecuación general de capacidad de carga, expresada en la Ecuación 2.46 para condiciones de carga drenadas y en la Ecuación 2.47 para condiciones de carga no drenadas.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.46)$$

$$q_u = s_u N_c (1 + s_c + d_c - i_c) \quad (2.47)$$

En donde

- $c$  = cohesión del suelo;
- $q$  = presión de sobrecarga a nivel de la fundación;
- $\gamma$  = peso unitario del suelo debajo de la fundación;
- $B'$  = ancho efectivo de la fundación;
- $N_c$  = factor de capacidad de carga de cohesión;
- $N_q$  = factor de capacidad de carga de sobrecarga;
- $N_\gamma$  = factor de capacidad de carga de peso propio;
- $s$  = factores de forma;
- $d$  = factores de profundidad.
- $i$  = factores de inclinación de carga;

Las expresiones de factores de forma propuestas por distintos autores se presentan en la Tabla 2.19.

Autor	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Meyerhof	$1 + 0,1 \frac{B'}{L'} K_p$	$\begin{cases} 1 + 0,1 \frac{B'}{L'} & \phi > 10^\circ \\ 1 & \phi = 0 \end{cases}$	$1 + 0,1 \frac{B'}{L'} K_p$
Brinch Hansen	$\begin{cases} 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'} i_c & \phi > 0 \\ 0,2 \frac{B'}{L'} & \phi = 0 \end{cases}$	$1 + \frac{B'}{L'} i_q \sin[\phi]$	$1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \geq 0,6$
Vesic	$1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'}$	$1 + \frac{B'}{L'} \tan[\phi]$	$1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \geq 0,6$
$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$			

Tabla 2.19: Factores de forma  $s$ .

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

Las expresiones de factores de profundidad se presentan en la Tabla 2.20.

Autor	$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
Meyerhof	$1 + 0,2\sqrt{K_p}\frac{D_f}{B'}$	$\begin{cases} 1 + 0,1\sqrt{K_p}\frac{D_f}{B'} & \phi > 10^\circ \\ 1 & \phi = 0. \end{cases}$	$d_q$
Brinch Hansen	$\begin{cases} d_q - \frac{1-d_q}{N_q-1} & \phi > 0^\circ \\ 0,4\frac{D_f}{B'} & \phi = 0. \end{cases}$	$\begin{cases} 1 + 2 \tan [\phi] (1 - \sin [\phi])^2 \frac{D_f}{B'} & \frac{D_f}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \tan [\phi] (1 - \sin [\phi])^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B'} & \frac{D_f}{B'} > 1 \end{cases}$	1
Vesic	$d_q - \frac{1-d_q}{N_q-1}$	$\begin{cases} 1 + 2 \tan [\phi] (1 - \sin [\phi])^2 \frac{D_f}{B'} & \frac{D_f}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \tan [\phi] (1 - \sin [\phi])^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B'} & \frac{D_f}{B'} > 1 \end{cases}$	1
$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$			

Tabla 2.20: Factores de profundidad  $d$ .

Las expresiones de factores de inclinación de carga se presentan en la Tabla 2.21.

Autor	$i_c$	$i_q$	$i_\gamma$
Meyerhof	$\left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$	$\left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$	$\begin{cases} \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 & \phi > 10^\circ \\ 0 & \phi = 0. \end{cases}$
Brinch Hansen	$\begin{cases} i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1} & \phi > 0^\circ \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{1 - H/B's_u} & \phi = 0. \end{cases}$	$\left[1 - \frac{\frac{1}{2}H}{V + B' L' c \cot [\phi]}\right]^5$	$\left[1 - \frac{0,7H}{V + B' L' c \cot [\phi]}\right]^5$
Vesic	$\begin{cases} i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1} & \phi > 0^\circ \\ 1 - \frac{nH}{B' L' c N_c} & \phi = 0. \end{cases}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot [\phi]}\right]^n$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot [\phi]}\right]^{n+1}$
$n = \left(\frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}\right) \cos^2 [\theta] + \left(\frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}\right) \sin^2 \theta$			

Tabla 2.21: Factores de inclinación de carga  $i$ .



### 2.10.3. Análisis límite

En este apartado se presenta la demostración de los términos  $N_q$  y  $N_c$  en condiciones de carga drenadas y no drenadas, respectivamente. Estas se basan en la teoría de plasticidad aplicada a la ingeniería geotécnica.

El diseño geotécnico se basa en los teoremas de límite superior e inferior del colapso. La definición de estos teoremas, aplicados a la mecánica de suelos, se presenta a continuación.

- El teorema del límite inferior establece que si se puede encontrar un estado tensional dentro de la masa del suelo que esté en equilibrio con las cargas externas e internas (es decir, el peso propio), y no viole el criterio de falla del suelo, entonces las cargas externas e internas representan un límite inferior para la carga de falla. Si se puede demostrar que el suelo puede soportar la cargas, entonces lo hará [39].
- El teorema del límite superior establece que si se puede encontrar un mecanismo tal que el trabajo de las cargas externas e internas es igual a la energía disipada dentro de la masa de suelo a medida que se deforma, entonces las cargas externas e internas representan un límite superior para la carga de falla. Si se puede demostrar que el suelo puede fallar, entonces lo hará [39].

En términos de tensiones efectivas, la mayoría de los suelos obedecen al criterio de falla friccional[39]. La Ecuación 2.48 expresa el criterio de falla friccional en términos de tensiones en un plano para suelos conformados por arenas.

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad (2.48)$$

Los suelos arcillosos, por su parte, pueden ser fallar repentinamente, sin un cambio de volumen específico. En el plano del esfuerzo cortante máximo:

$$\tau_{max} = \tau_u \quad (2.49)$$

donde  $\tau_u$  o  $s_u$  es la resistencia al corte no drenado.  $\tau_u$  es una función del estado de tensiones y del historial de tensiones del suelo[39].

Los teoremas de límites superior e inferior presentan una propiedad conocida como asociatividad, la cual expresa que la dirección del vector de incremento de la deformación plástica debe ser normal a la superficie que define el criterio de falla cuando se superponen los ejes de deformación y tensión.

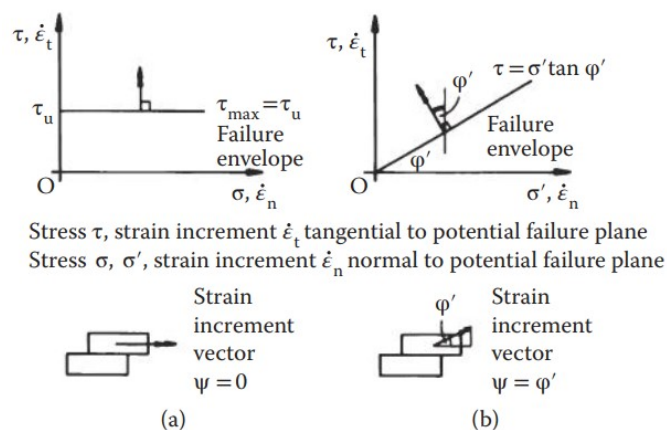


Figura 2.24: Propiedad de asociatividad para cada criterio de falla[39].

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

Si se aplica la condición de asociatividad, un suelo arcilloso se desplazará en paralelo a una superficie a lo largo de la falla, tal como se presenta en la Figura 2.24a, lo cual implica que el suelo se deforma a volumen constante. En un suelo conformado por arenas, en cambio, la condición de normalidad requiere un movimiento relativo con un ángulo de  $\phi'$  respecto a la superficie de falla, tal como se presenta en la Figura 2.24b, lo cual implica que tiene un ángulo de dilatancia  $\psi = \phi'$ . Por lo tanto, las superficies de ruptura cinemáticamente admisibles pueden ser líneas rectas y círculos en suelos arcillosos, mientras que en suelos conformados por arenas serán líneas rectas y espirales logarítmicas, tal como se presenta en la Figura 2.25[39]. La suposición de que el ángulo de dilatancia  $\psi$  es igual a la resistencia del suelo  $\phi'$  en la falla no es físicamente correcta[39]. Sin embargo, resulta en límites superiores verdaderos, ya que las cargas que causan el colapso calculadas sobre esta base serán mayores o iguales que las de un suelo real para el que  $\psi = 0$  en el estado crítico[39].

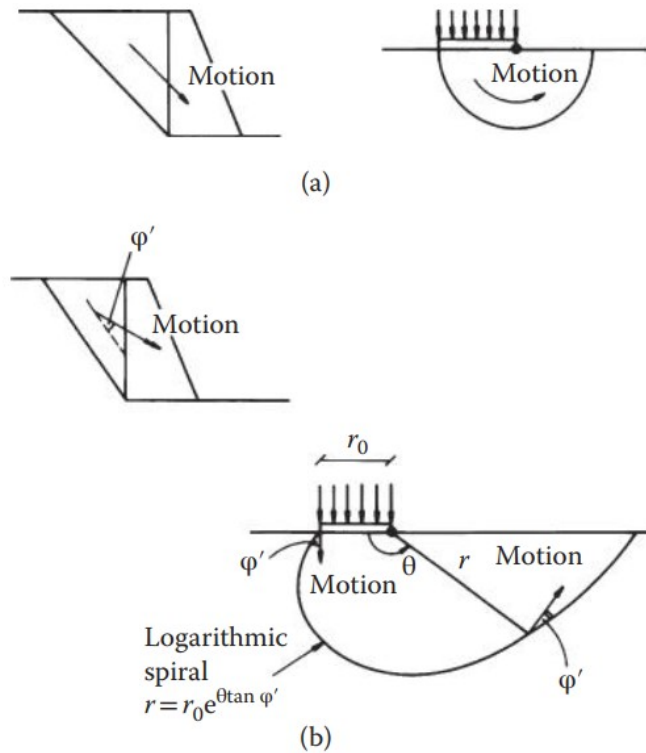


Figura 2.25: Mecanismos cinemáticamente admisibles para materiales que presentan asociatividad[39].

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

En la zona del suelo por debajo de una fundación, la tensión principal  $\sigma'_1$  es vertical. En las zonas de suelo circundante, la tensión principal  $\sigma'_1$  es horizontal. Por lo tanto, existe una rotación de  $90^\circ$  en la dirección de las tensiones principales entre la zona activa, debajo de la fundación, y las zonas pasivas, a cada lado de esta. Por lo tanto, habrá una rotación de  $90^\circ$  en las direcciones de las tensiones principales entre las zonas activas y pasivas, que se logra mediante una serie de discontinuidades de tensiones, a lo largo de las cuales se moviliza una mayor proporción de la resistencia del suelo. La Figura 2.26 muestra cómo puede lograrse la rotación de  $90^\circ$  con dos discontinuidades de tensiones de  $45^\circ$ , tres discontinuidades de  $30^\circ$  y un número infinito de discontinuidades infinitesimales.

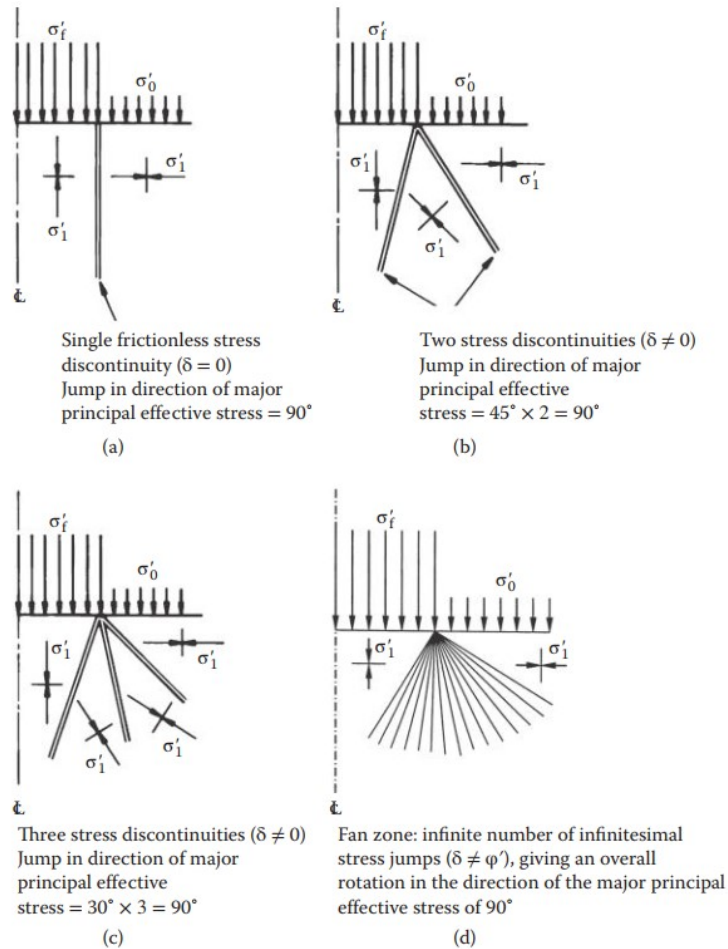


Figura 2.26: Utilización de discontinuidades de tensiones para la rotación de tensiones principales[39].

**Fundaciones superficiales continuas: soluciones de límite inferior**

*Criterio de falla*  $(\tau/\sigma')_{max} = \tan \phi'$

Dada una discontinuidad de tensiones en un suelo que cumple la relación  $\tau/\sigma' = \tan \delta'$  (donde  $\delta$  es la resistencia movilizada en la discontinuidad, y  $\delta \leq \phi'$ ), para que se garantice el equilibrio tanto  $\tau$  como  $\sigma'$  deben ser iguales a ambos lados de la discontinuidad, de modo que los círculos de tensiones efectivas de Mohr para las dos zonas a ambos lados de la discontinuidad se intersecten[39].

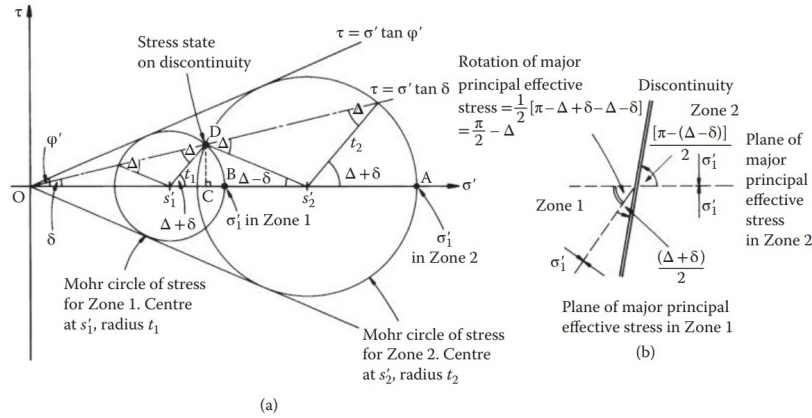


Figura 2.27: Círculos de tensiones efectivas de Mohr para zonas a ambos lados de una discontinuidad de tensiones  $\delta$ [39].

La Figura 2.27 presenta el análisis de los círculos de tensiones de Mohr, en donde la tensión media efectiva  $s' = 1/2 (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ , aumenta a medida que se desplaza desde la Zona 1 a la Zona 2. La rotación de la tensión efectiva principal se presenta en la Ecuación 2.50.

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \Delta \quad (2.50)$$

En donde  $\Delta$  verifica la siguiente expresión:

$$\sin \Delta = \frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \quad (2.51)$$

Para una zona que comprende un número infinito de discontinuidades infinitesimales, dada una rotación global de la dirección de la tensión principal efectiva  $\theta$ , la variación de la tensión efectiva principal media será:

$$\frac{s'_2}{s'_1} = e^{2\theta \tan \phi'} \quad (2.52)$$

La rotación de las tensiones efectivas principales de una fundación superficial sometida a una carga vertical entre la zona activa por debajo de la fundación y las zonas pasivas a ambos lados es  $\theta = \pi/2$ [39]. Por lo tanto, la relación de las tensiones efectivas medias en estas zonas da como resultado:

$$\frac{s'_2}{s'_1} = e^{\pi \tan \phi'} \quad (2.53)$$

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

Si se considera al círculo de tensiones efectivas de Mohr para la zona pasiva (Figura 2.28a), se obtiene:

$$\sigma'_0 = s'_1(1 - \sin \phi') \quad (2.54)$$

Si se considera al círculo de tensiones efectivas de Mohr para la zona activa (Figura 2.28b), se obtiene:

$$\sigma'_f = s'_2(1 + \sin \phi') \quad (2.55)$$

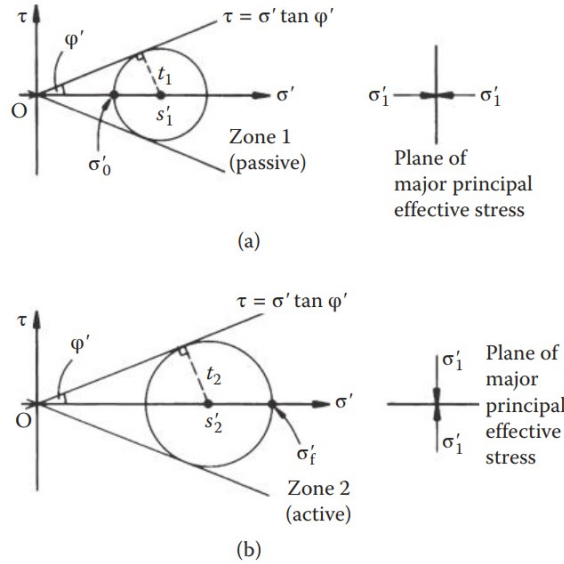


Figura 2.28: Círculos de tensiones efectivas de Mohr para zonas pasivas y activas adyacentes[39].

$s'_1$  y  $s'_2$  son las tensiones efectivas medias en las zonas 1 y 2, respectivamente. De este modo:

$$\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \frac{s'_2}{s'_1} \quad (2.56)$$

Si se sustituye la expresión  $s'_2/s'_1$  en la Ecuación 2.56, se obtiene el factor de capacidad de carga  $N_q$ , expresado a continuación.

$$N_q = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} e^{\pi \tan \phi'} \quad (2.57)$$

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

*Criterio de falla  $\tau_{max} = \tau_u$*

Dada una discontinuidad de tensiones en un suelo que cumple el criterio de falla  $\tau_{max} = \tau_u$ , para que se garantice el equilibrio, tanto  $\tau$  como  $\sigma$  deben ser iguales a ambos lados de la discontinuidad[39].

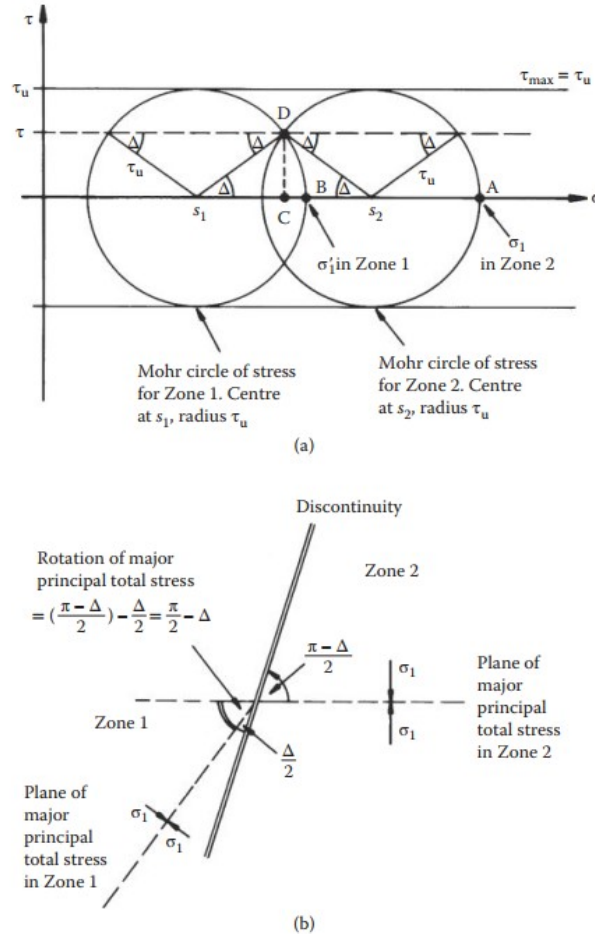


Figura 2.29: Círculos de tensiones efectivas de Mohr para zonas de suelo a ambos lados de una discontinuidad de tensiones de fuerza  $\tau$ [39].

La Figura 2.29 el análisis de los círculos de tensiones totales de Mohr, en donde la tensión media efectiva  $s$  aumenta a medida que se desplaza desde la Zona 1 a la Zona 2. La rotación de la tensión principal será:

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \Delta \quad (2.58)$$

Donde:

$$\sin \Delta = \frac{\tau}{\tau_u} \quad (2.59)$$

Para una zona que comprende un número infinito de discontinuidades infinitesimales, dada una rotación global de la dirección de la tensión principal efectiva de  $\theta$ , la variación de la tensión total principal media será:

$$s_2 - s_1 = 2\tau_u\theta \quad (2.60)$$

2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

Si se considera al círculo de tensiones totales de Mohr para la zona pasiva (Figura 2.30a), se obtiene:

$$s_1 = \sigma_0 + \tau_u \quad (2.61)$$

Si se considera al círculo de tensiones totales de Mohr para la zona activa (Figura 2.30b), se obtiene:

$$s_2 = \sigma_f - \tau_u \quad (2.62)$$

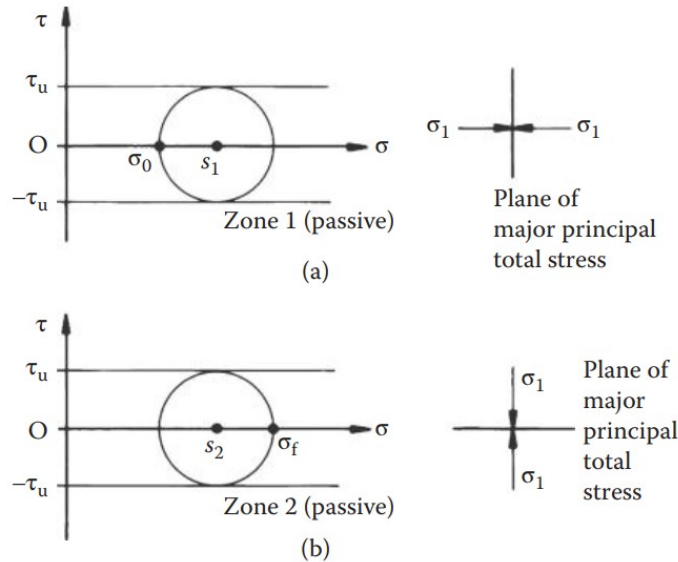


Figura 2.30: Círculos de tensiones totales de Mohr para zonas pasivas y activas adyacentes[39].

Igualando estas expresiones, se obtiene:

$$\frac{\sigma_f - \sigma_0}{\tau_u} = 2 + \frac{s_2 - s_1}{\tau_u} \quad (2.63)$$

La rotación de las tensiones totales principales de una fundación superficial sometida a una carga vertical entre la zona activa por debajo de la fundación y las zonas pasivas a ambos lados es  $\theta = \pi/2$ [39]. Por lo tanto, al combinar la Ecuación 2.60 y 2.63, se obtiene el factor de capacidad de carga  $N_c$ , expresado a continuación.

$$N_c = \frac{\sigma_f - \sigma_0}{\tau_u} = 2 + \pi \quad (2.64)$$

**Fundaciones superficiales continuas: soluciones de límite superior**

*Criterio de falla  $\tau_{max} = \tau_u$*

Considérese un mecanismo de falla compuesto por dos bloques rígidos separados por una cuña de deslizamiento, dada una fundación superficial sobre arcillas, como se presenta en la Figura 2.31a. El análisis cinemático muestra que la zona 2 no puede moverse simplemente como un cuerpo rígido, ya que se producirían brechas entre las zonas 1 y 2 en *c*, y entre las zonas 2 y 3 en *b*, por lo que resulta ser cinemáticamente inadmisibile[39].

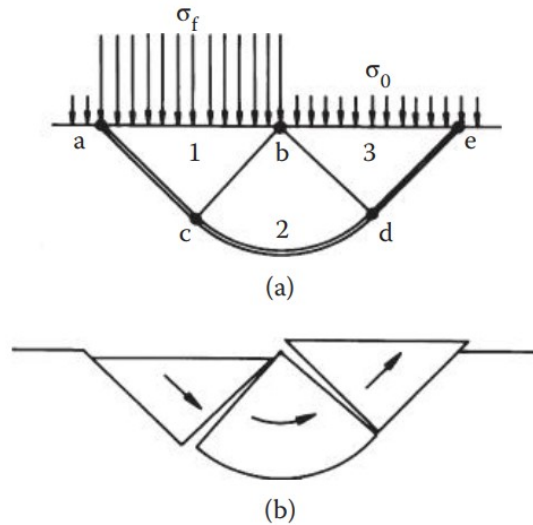


Figura 2.31: Mecanismo de falla para una fundación superficial sobre arcillas[39].

Este mecanismo puede ajustarse dividiendo la zona central en cuñas de falla, cada una de las cuales puede deslizarse con respecto a sus adyacentes a lo largo de líneas de deslizamiento radiales, tal como se presenta en la Figura 2.32a. El hodograma a partir del cual se calculan las velocidades relativas de deslizamiento se presenta en la Figura 2.32b.

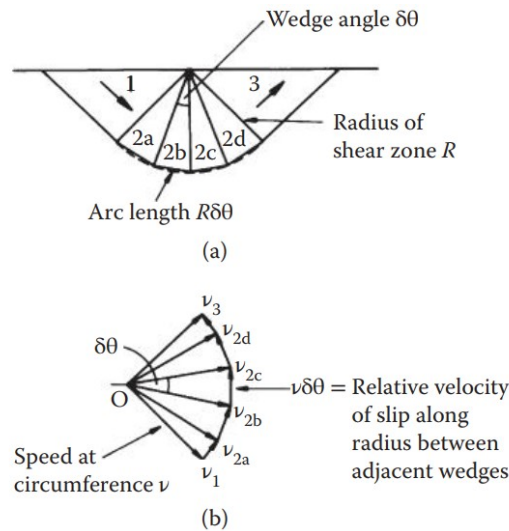


Figura 2.32: División en cuñas y hodograma de cálculo de velocidades relativas de deslizamiento[39].





2.10 Diseño ULS de fundaciones superficiales

Si se iguala esta expresión a la velocidad a la que se disipa la energía a lo largo de las líneas de deslizamiento  $ac$  y  $de$  y de la zona de abanico:

$$(\sigma_f - \sigma_0) B v_0 = (2 + \pi) B v_0 \tau_u \quad (2.72)$$

O:

$$N_c = \frac{(\sigma_f - \sigma_0)}{\tau_u} = (2 + \pi) \quad (2.73)$$

Esta es exactamente la misma solución que la obtenida según el límite inferior en la Ecuación 2.64, lo que implica que corresponde a una solución analítica.

*Criterio de falla*  $(\tau/\sigma')_{max} = \tan \phi'$

Considérese el mecanismo de falla presentado en la Figura 2.34a, compuesto por dos bloques rígidos, denominados zonas 1 y 3, separados por una cuña de falla, formada por un serie infinita de cuñas y denominada zona 2. La zona 2 es una zona de corte en abanico, porque un bloque rígido sería cinemáticamente inadmisibile[39].

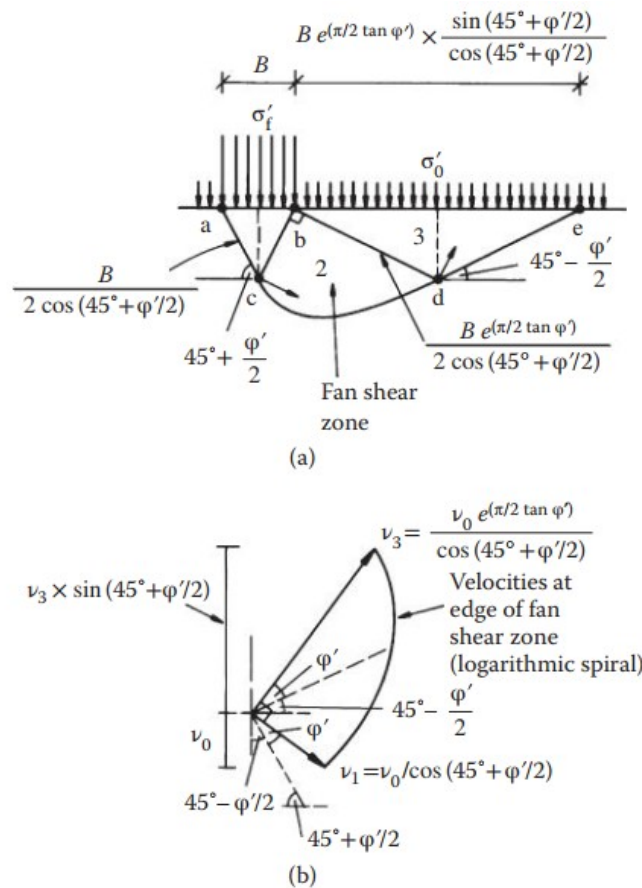


Figura 2.34: Mecanismo de falla y hodograma de cálculo de velocidades relativas de deslizamiento[39].

la Figura 2.34b presenta el hodograma de cálculo de las velocidades relativas. Al construir el hodograma debe recordarse que el movimiento no es paralelo a una superficie de deslizamiento, sino que forma un ángulo  $\psi = \phi'$  respecto a esta[39]. El hodograma se construye en términos de una velocidad de referencia  $v_0$ , igual a la componente descendente de la velocidad de la fundación  $ab$ . El lugar geométrico de las velocidades en el borde de la zona de corte es en sí mismo una espiral logarítmica, por lo que  $r = r_0 e^{\theta \tan \phi'}$ .

La tasa de pérdida de energía potencial debida a la carga de la fundación  $\sigma'_f$  es:

$$B \sigma'_f v_0 \quad (2.74)$$

La componente ascendente de la velocidad de la sobrecarga superficial a un lado de la fundación es:

$$v_0 \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi/2) \tan \phi'} \quad (2.75)$$

La tasa de incremento de la energía potencial es:

$$B \sigma'_0 \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot v_0 \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi/2) \tan \phi'} \quad (2.76)$$

La igualdad entre tasas de pérdida e incremento de energía da como resultado:

$$N_q = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (2.77)$$

Entonces:

$$N_q = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} e^{\pi \tan \phi'} \quad (2.78)$$

Esta es exactamente la misma solución que la solución de límite inferior obtenida en la Ecuación 2.57, lo que implica que corresponde a una solución analítica.

## 2.11. Diseño SLS de fundaciones superficiales

### 2.11.1. Introducción

Las solicitaciones sobre una estructura provocan asentamientos en la fundación, generalmente diferenciales, lo cual implica que todo el pórtico se distorsione. Las tensiones secundarias debidas a esta distorsión no forman parte del diseño de la superestructura, incluso en aquellos casos en los que su magnitud pueda causar daños permanentes[9]. Durante el asentamiento, el suelo pasa del estado de tensión inicial a uno nuevo bajo la carga adicional aplicada. La introducción de una tensión  $q_0$  produce una sumatoria de efectos dependiente del tiempo que incluye el rodamiento, deslizamiento, aplastamiento y la distorsión elástica de las partículas del suelo[9]. El asentamiento estará conformado por la sumatoria de estos efectos en la dirección analizada. La dirección vertical del asentamiento se define como  $\Delta H$ . La Figura 2.35, presentada por Day[17], representa el comportamiento del asentamiento de una estructura. Los componentes de un asentamiento se definen a continuación.

1. Asentamiento total  $\rho_{max}$ , igual a la máxima magnitud de asentamiento experimentada por cualquier parte de la fundación;
2. Asentamiento diferencial máximo  $\Delta$ , igual a la mayor diferencia de asentamiento entre dos fundaciones distintas;
3. Distorsión angular máxima  $\delta/L$ , igual a la máxima relación resultante entre el asentamiento diferencial de dos puntos de una fundación y la distancia entre estas;

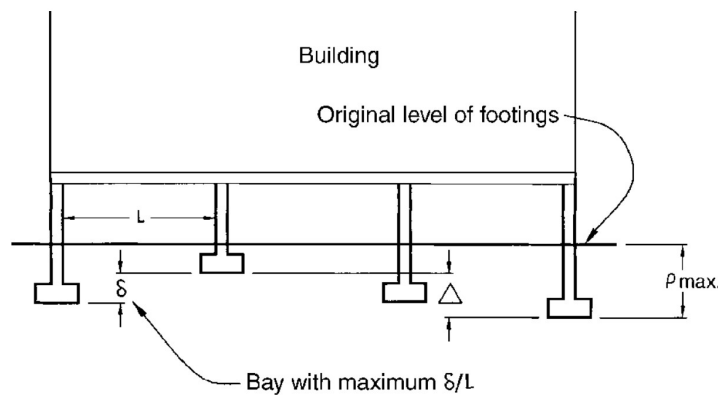


Figura 2.35: Asentamiento total  $\rho_{max}$ , asentamiento diferencial máximo  $\Delta$ , y distorsión angular máxima  $\delta/L$  de una estructura[17].

La Ecuación 2.79 presenta la expresión del análisis de asentamientos para suelos subdivididos en estratos. En ella, el suelo se subdivide en capas de espesor  $H_t$  y se utilizan las tensiones y propiedades mecánicas de cada capa considerada. El asentamiento total es igual a la sumatoria de los asentamientos diferenciales obtenidos en cada una de las  $n$  capas.

$$\Delta H = \epsilon H = \sum_{H_i}^{H_{i+1}} \frac{q_{vi}}{E_{si}} \quad (i = 1 \text{ a } n) \quad (2.79)$$

2.11.2. Teoría de la elasticidad

La teoría de la elasticidad puede utilizarse para estimar el asentamiento el módulo de elasticidad  $E$  de suelos granulares. El módulo de elasticidad en suelos granulares se designa como  $E_s$  y se lo conoce como módulo drenado[9]. La Figura 2.36[19] ilustra distintos métodos para determinar el módulo de elasticidad  $E$  a partir de la curva tensión-deformación. En función de la formar de la curva tensión-deformación, el módulo drenado puede calcularse como el módulo tangente inicial o el módulo secante inicial.

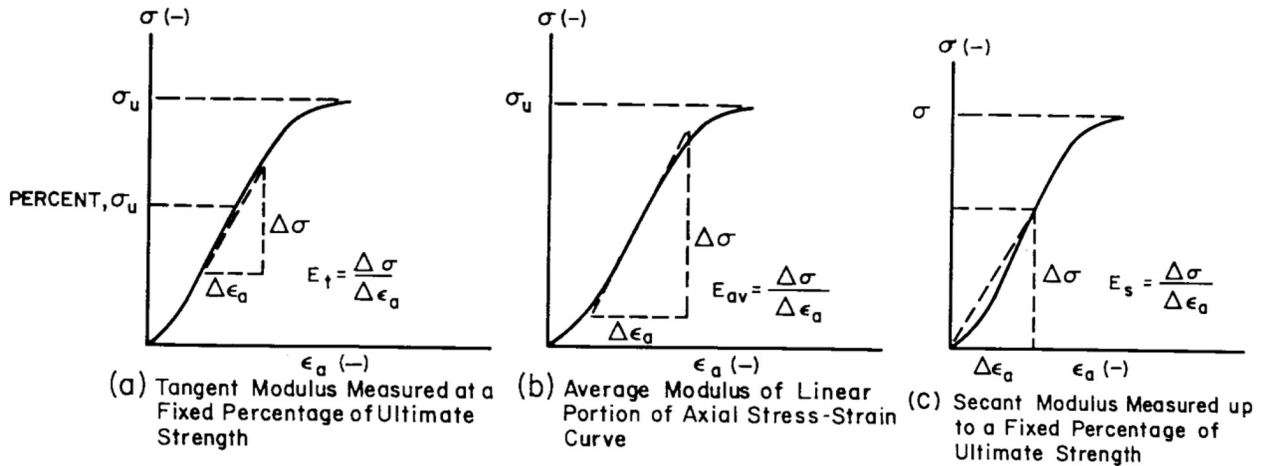


Figura 2.36: Métodos de cálculo del módulo de Young a partir de curvas de tensión axial-deformación axial[19].

Existen correlaciones empíricas de ensayos ensayos in situ SPT y CPT para obtener  $E_s$ . Aun así, estas correlaciones presentan ciertas dificultades. En primer lugar, el valor del módulo de tensión-deformación  $E_s$  resultante suele estar referido al valor horizontal  $E_{sh}$ , y no al vertical  $E_{sv}$  que es el necesario para el cálculo de asentamientos. En segundo lugar, los suelos son en su mayoría anisotrópicos, lo cual asentúa la diferencia entre módulos. En tercer lugar, tanto  $E_{sh}$  como  $E_{sv}$  se ven afectados por la sobreconsolidación. De igual manera, estas correlaciones se utilizan debido a la economía de la ejecución de los ensayos SPT y CPT, en comparación con ensayos de laboratorio. En la Tabla 2.22 se presenta una serie de correlaciones.

Tipo de suelo	Ensayos SPT	Ensayos CPT
Arenas (normalmente consolidadas)	$500(N + 15)$	$2 \text{ a } 4 q_c$
Arenas (saturadas)	$250(N + 15)$	$F q_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$
Arenas, todo (normalmente consolidadas)	$(2600 \text{ a } 2900)N$	
Arenas (sobreconsolidadas)	$40000 + 1050N$	$(6 \text{ a } 30)q_c$
Arenas gravosas	$1200(N + 6)$ $600(N + 6) \quad N \leq 15$ $600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Arenas arcillosas	$320(N + 15)$	$(3 \text{ a } 6)q_c$
Limos, limos arenosos o limos arcillosos	$300(N + 6)$	$(1 \text{ a } 2)q_c$
Arcillas blandas o limos arcillosos		$(3 \text{ a } 8)q_c$

Tabla 2.22: Correlaciones del módulo de tensión-deformación  $E_s$  con ensayos SPT y CPT. Adaptado de [9].

### 2.11.3. Expresión de Boussinesq

La expresión de Boussines es un método para la obtención de  $q_v$  basado en la teoría de la elasticidad. Esta expresión, presentada en la Ecuación 2.80, considera una carga puntual aplicada en la superficie de un semiespacio elástico semi-infinito, homogéneo, isotrópico y sin peso.

$$q_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \quad (2.80)$$

La Figura 2.37a presenta el esquema definido en la teoría Boussinesq. A partir de esta figura también es posible definir  $\tan \theta = r/z$ , definir un nuevo término  $R^2 = r^2 + z^2$ , y obtener así la relación  $\cos^5 \theta = (z/R)^5$ . Si se introducen estos términos en la Ecuación 2.80, se obtiene la Ecuación 2.81.

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cdot \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{\frac{5}{2}} = \frac{Q}{z^2} A_b \quad (2.81)$$

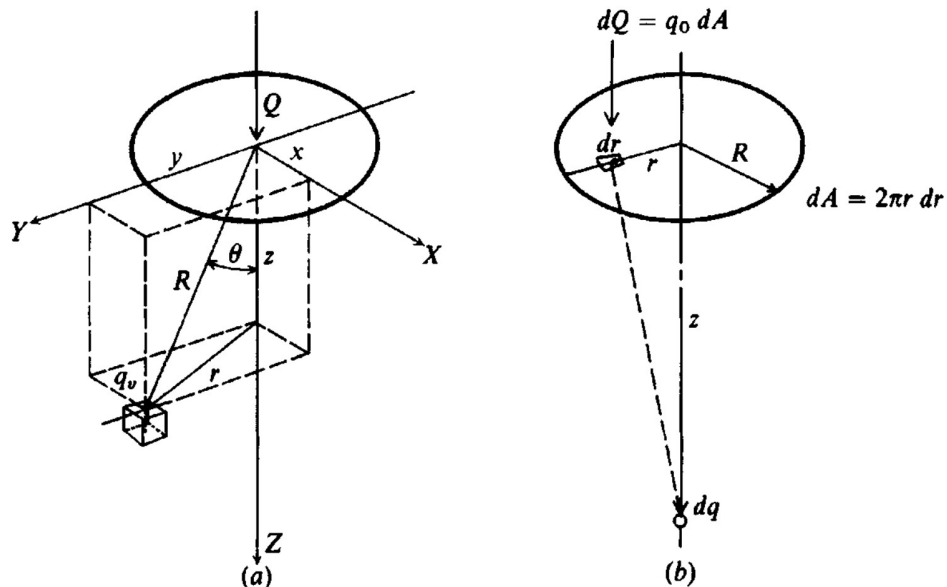


Figura 2.37: (a) Presión de magnitud  $q$  basada en el enfoque de Boussinesq; (b) Presión a una profundidad  $z$  por debajo del centro de la zona circular sobre la que actúa una presión de magnitud  $q_0$ [9].

La presión en un elemento de suelo a una profundidad  $z$  debida a la presión de contacto  $q_0$  en la superficie  $dA$ , ilustrada en la Figura 2.37b, se presenta en la Ecuación 2.82.

$$q_v = q_0 \left[ 1 - \frac{1}{(1 + (r/z)^2)^{3/2}} \right] = q_0 I \quad (2.82)$$

Dada una carga uniforme aplicada sobre un área circular de radio  $a$  en la superficie del suelo, La presión en un elemento de suelo debida a la presión de contacto  $q_0$  a una profundidad  $z$  se expresa en la Ecuación 2.83.

$$q_v = I(r/a, z/a)q_0 \quad (2.83)$$

2.11 Diseño SLS de fundaciones superficiales

Los valores de  $I$ , denominado factor de influencia, aplicables a cualquier valor de  $a$ , se presentan en forma gráfica en la Figura 2.38.

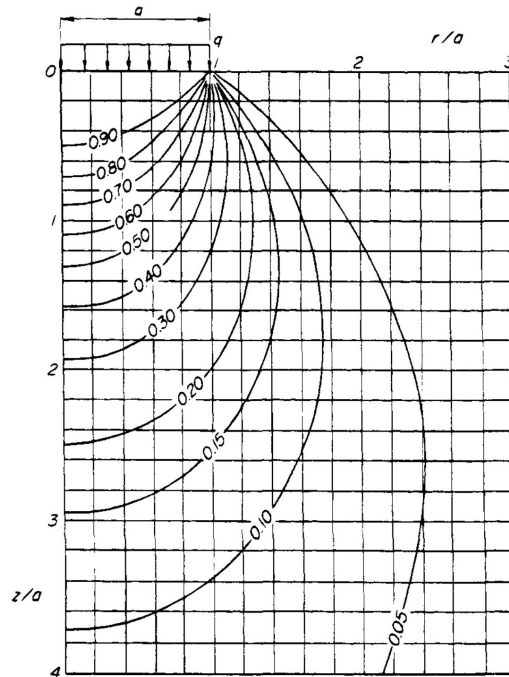


Figura 2.38: Valores del factor de influencia  $I(r/a, z/a)$  para una carga uniforme sobre un área circular[50].

2.11.4. Método de Schmertmann

El método de Schmertmann[46][47] consiste en modelar el asentamiento de la fundación utilizando una distribución triangular de deformación vertical, y considera el asentamiento del suelo hasta una profundidad de  $2B$  por debajo del nivel de fundación. En este método, el factor de influencia de la deformación  $I_z$  aumenta linealmente desde cero, en el nivel de fundación, hasta un valor de 0.6 a una profundidad de  $1/2 B$  por debajo de esta, valor que luego disminuye linealmente hasta llegar a cero a una profundidad de  $2B$  por debajo del nivel de fundación.

La expresión de cálculo del método de Schmertmann se presenta en la Ecuación 2.84.

$$S = C_1 C_2 \Delta P \sum \frac{\Delta z I_z}{E_s} \quad (2.84)$$

En donde:

- $S = \Delta H$  = asentamiento de la fundación (m);
- $\Delta z$  = espesor de las distintas capas de suelo situadas bajo la fundación (m);
- $I_z$  = factor de influencia de deformación (adimensional);
- $C_1$  = factor de corrección de embebido (adimensional). Se recomienda  $C_1 \geq 0.5$ . El factor de corrección de embebido se define en la Ecuación 2.85.

$$C_1 = 1 - \frac{p_0}{2\Delta P} \quad (2.85)$$

2.11 Diseño SLS de fundaciones superficiales

- $p_0$  = presión de sobrecarga del suelo a nivel de fundación (kPa);
- $\Delta P$  = presión efectiva a nivel de fundación (kPa);
- $C_2$  = factor de corrección por creep (adimensional). El factor de corrección por creep se define en la Ecuación 2.86.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log(10t) \quad (2.86)$$

- $t$  = tiempo en años

Schmertmann[46], luego de observar el asentamiento a largo plazo de las fundaciones en arenas, incorporó un factor de corrección por creep  $C_2$  en la Ecuación 2.84. Este asentamiento a largo plazo puede haber surgido de cargas ligeramente fluctuantes, y no de los efectos del creep, ya que se trata de estratos de arenas[17].

La Figura 2.39 presenta un esquema general del método.

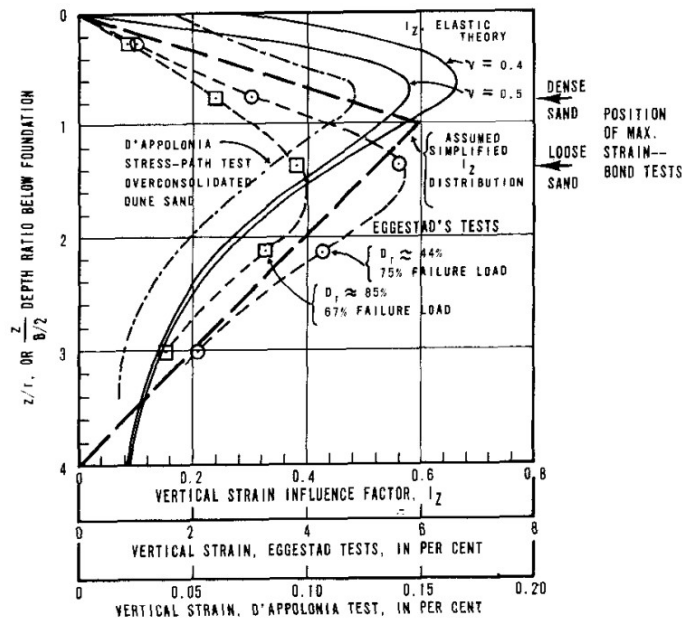


Figura 2.39: Distribuciones teóricas y experimentales de deformación vertical debajo del centro de la carga aplicada[46].



### 3. Validación de fórmulas de capacidad de carga

En este capítulo se presenta la simulación numérica de ensayos de carga utilizados en la calibración de factores de reducción de resistencia mediante métodos analíticos y de simulación. Luego, se presenta la validación numérica de los términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , mediante la determinación de límites superior e inferior del colapso de fundaciones superficiales. Finalmente, se discuten los resultados obtenidos en la simulación numérica mencionada previamente.

#### 3.1. Simulación numérica de ensayos de carga

Los ensayos de carga utilizados en este trabajo se generaron numéricamente mediante el programa de elementos finitos Optum G2[31]. El modelo constitutivo empleado en la generación de dichos ensayos es el de Mohr-Coulomb. Mohr-Coulomb asume una elasticidad lineal y una función de fluencia definida por dos parámetros, la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción  $\phi$ . Se adoptó, a su vez, una regla de flujo no asociativa y definida por el ángulo de dilatancia  $\psi$ .

La diferenciación entre una regla de flujo asociada y no asociada adoptada por Optum G2[31] se presenta en la Figura 3.1.

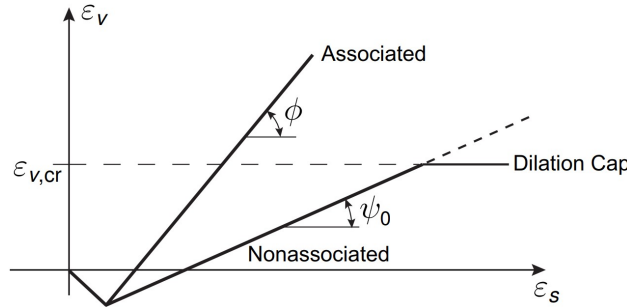


Figura 3.1: Regla de flujo asociada/no asociada según OptumCE G2[31].

La función de fluencia básica de Mohr-Coulomb se expresa en la Ecuación 3.1.

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (3.1)$$

La regla de flujo de Mohr-Coulomb se expresa en la Ecuación 3.2.

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3.2)$$

El tipo de análisis utilizado en la generación de ensayos de carga es el propuesto por Optum G2[31] y denominado Elastoplastic Analysis. Este análisis resulta ser adecuado para situaciones en las que se desean calcular deformaciones en respuesta a una carga de una magnitud determinada. El análisis consideró elementos de Gauss 15-Node.

La generación de ensayos de carga numéricos consideró una serie de combinaciones de parámetros presentados en la Tabla 3.1, dando como resultado un total de 1620 ensayos de carga numéricos, de los cuales 1458 ensayos corresponden a la condición de carga drenada y los 162 ensayos restantes corresponden a la condición de carga no drenada.

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

Parámetro	Combinaciones consideradas
Condición de carga	drenada, no drenada
Profundidad de fundación $d_f[m/B]$	0, 0.5, 1.0
Inclinación de carga [%]	0, 0.125, 0.250
Nivel freático [ $m$ ]	Nulo, $d_f$
Ancho de fundación $B[m]$	1, 3, 5
Ángulo de fricción interna $\phi$ [°]	30, 35, 40
Ángulo de dilatación $\psi$ [°]	0, 3, 6
Cohesión $c$ [ $kPa$ ]	0, 20, 40
peso unitario del suelo $\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	20
Resistencia al corte no drenada $s_u$ [ $kPa$ ]	70, 105, 140

Tabla 3.1: Parámetros considerados en la generación de ensayos de carga numéricos.

3.2. Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

En este apartado se analizan los términos  $N_q$  (Ecuación 2.40),  $N_c$  (Ecuación 2.41) y  $N_\gamma$  propuestos (Ecuación 2.42 a 2.45), pertenecientes a la ecuación general de capacidad de carga (Ecuación 2.46). El análisis de sensibilidad se limita a un rango de ángulo de rozamiento  $\phi$  entre 0 y 60°. La determinación del límite superior e inferior se lleva a cabo a partir del programa de elementos finitos OptumCE G2 [31].

- La sensibilidad relacionada a los términos  $N_q$  y  $N_c$  se analizó a partir de las expresiones propuestas por Prandtl y Reissner (Ecuación 2.40 y Ecuación 2.41, respectivamente). Los resultados se presentan en la Figura 3.6 y Figura 3.7.
- La sensibilidad relacionada al término  $N_\gamma$  se analizó a partir de las expresiones propuestas por Meyerhof (Ecuación 2.42), Brinch Hansen (Ecuación 2.43), Vesic (Ecuación 2.44) y Salgado (Ecuación 2.45). Los resultados se presentan en la Figura 3.8.

La Figura 3.6 y Figura 3.7 exhiben la precisión de las fórmulas adoptadas por Prandtl [40] y Reissner [42], debido a que en todo punto los términos  $N_q$  y  $N_c$  se encuentran dentro del rango establecido por los límites superior e inferior obtenidos [31]. Dicho resultado se asocia a que estas expresiones se tratan de soluciones analíticas[16][32][39]. Para la superficie asumida por Prandtl y Reissner, el descenso de la cuña activa  $I$  es resistido por esfuerzos de corte a lo largo de la superficie de falla  $CDE$ , como se presenta en la Figura 3.2.

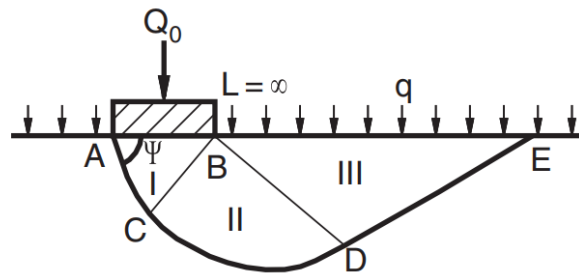


Figura 3.2: Superficie de falla utilizada por Prandtl[32][40] en la determinación de  $N_q$  y  $N_c$ .

De acuerdo con la definición de la espiral logarítmica que conforma esta superficie de falla, la línea radial formará, en cualquier punto, un ángulo  $\phi$  con la normal. Por lo tanto, la línea de acción de la fuerza de fricción pasará a través de  $B$ , el centro de la espiral logarítmica, y de esta manera la solución de la ecuación de equilibrio será una solución analítica [16].

Por el contrario, no es posible encontrar una solución analítica de forma cerrada para el problema de la capacidad de carga al incluir los efectos del peso unitario del suelo bajo la base [32]. Por lo tanto, las soluciones estudiadas fueron desarrolladas en base a relaciones empíricas (Meyerhof [27]-[28], Brinch Hansen[10]-[11]), derivaciones analíticas (Vesic [52]-[53]) o análisis numéricos (Salgado [45]). A partir de la Figura 3.8, se realizan las siguientes observaciones:

- La expresión propuesta por Meyerhof se encuentra en el rango de soluciones admisibles para valores de  $\phi \leq 20^\circ$ . Luego, se excede el límite superior, hasta el punto de duplicar el valor de resistencia, para valores de  $60^\circ \leq \phi$ .
- La expresión propuesta por Brinch Hansen se encuentra en el rango de soluciones admisibles prácticamente para todo  $\phi$  dentro del intervalo analizado. Para valores de  $\phi \leq 15^\circ$ , es superada por el límite inferior. Para valores de  $15^\circ \leq \phi$  y  $\phi \leq 35^\circ$ , se excede el límite inferior en un 5%. Luego, decae y es superada por el límite inferior nuevamente.
- La expresión propuesta por Vesic excede el límite superior para valores de  $\phi \leq 50^\circ$ . Luego, decae hasta el punto de ser superada por el límite inferior, a partir de  $60^\circ \leq \phi$ .
- La expresión propuesta por Salgado se encuentra en el rango de soluciones admisibles para todo  $\phi$  dentro del intervalo analizado. Para valores de  $40^\circ \leq \phi$  supera el límite inferior y crece rápidamente, situándose dentro del rango del límite superior, sin excederlo.

De esta manera, se puede concluir que la solución más adecuada será la expresión propuesta por Brinch Hansen. Esta se trata de una solución conservadora, puesto que bajo ningún punto se supera el límite superior y tiende a acercarse al límite inferior para todo el intervalo analizado. Una alternativa a esta solución podría ser la expresión propuesta por Salgado, pero se debería tener en cuenta la limitación de esta solución para valores de  $40^\circ \leq \phi$ , en donde tiende a acercarse al límite superior, con lo cual deja de ser una solución conservadora.

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

En la Figura 3.3 se presenta la determinación de los límites superior e inferior del término  $N_q$ , para el caso  $\phi = 30^\circ$ . En ella, se presenta la geometría, condiciones de vínculo y configuración de cargas del modelo, la malla de elementos finitos utilizada, el diagrama de tensiones de corte asociado al análisis límite analizado y el resultado obtenido.

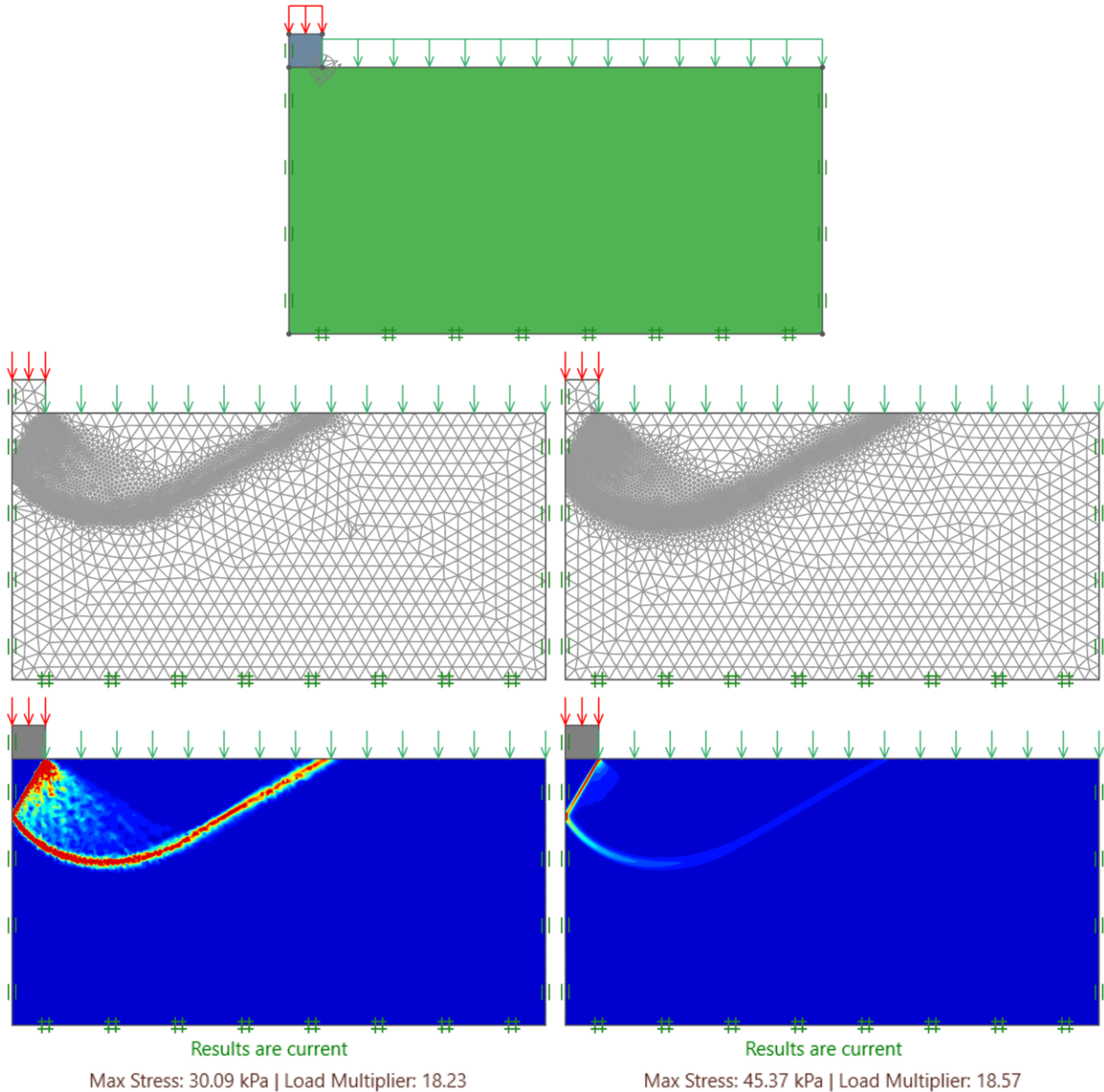


Figura 3.3: Determinación de límites inferior (izquierda) y superior (derecha) del término  $N_q$  ( $\phi = 30^\circ$ )[31].

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

En la Figura 3.4 se presenta la determinación de los límites superior e inferior del término  $N_c$ , para el caso  $\phi = 30^\circ$ .

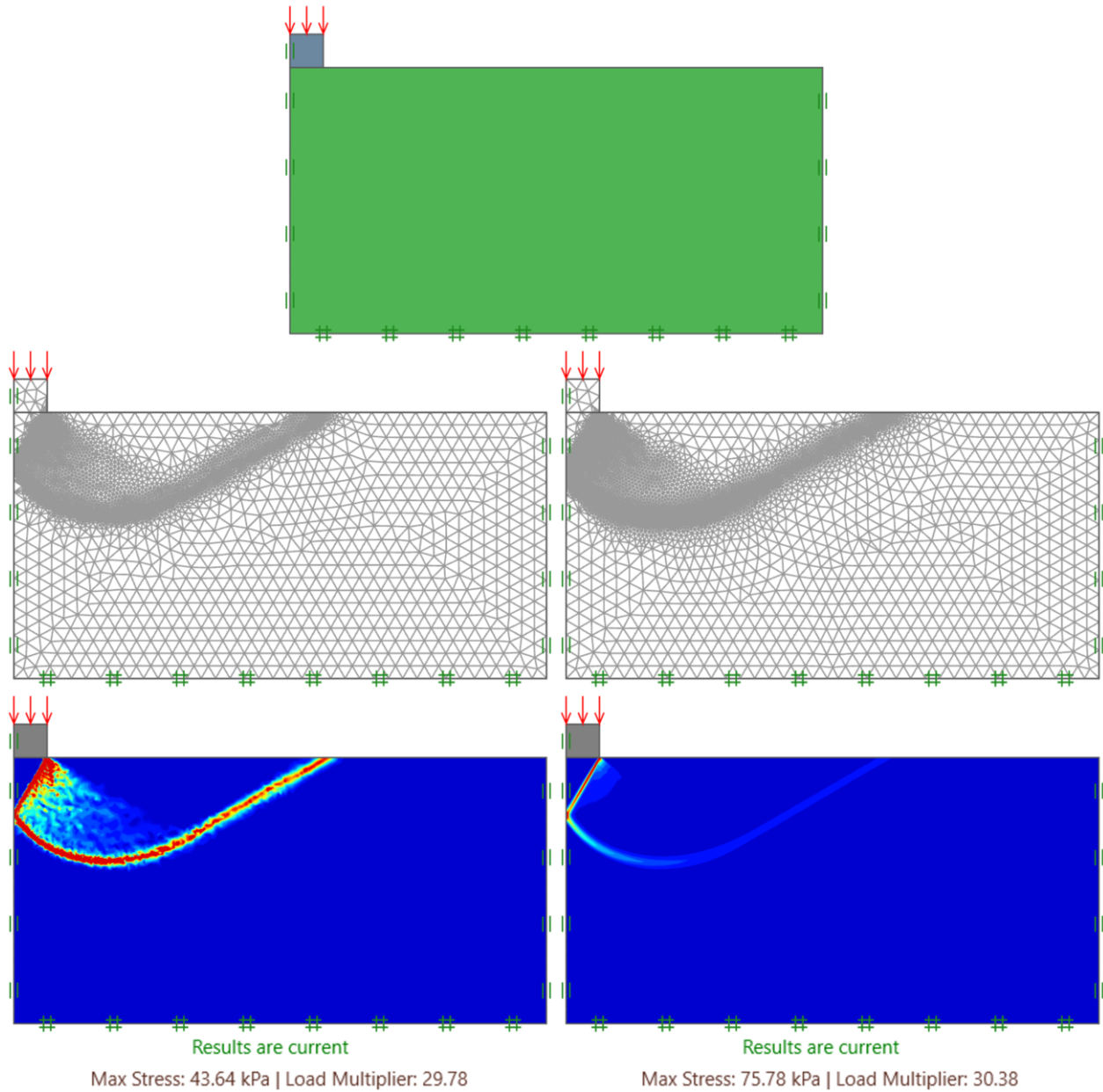


Figura 3.4: Determinación de límites inferior (izquierda) y superior (derecha) del término  $N_c$  ( $\phi = 30^\circ$ )[31].

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

En la Figura 3.5 se presenta la determinación de los límites superior e inferior del término  $N_\gamma$ , para el caso  $\phi = 30^\circ$ .

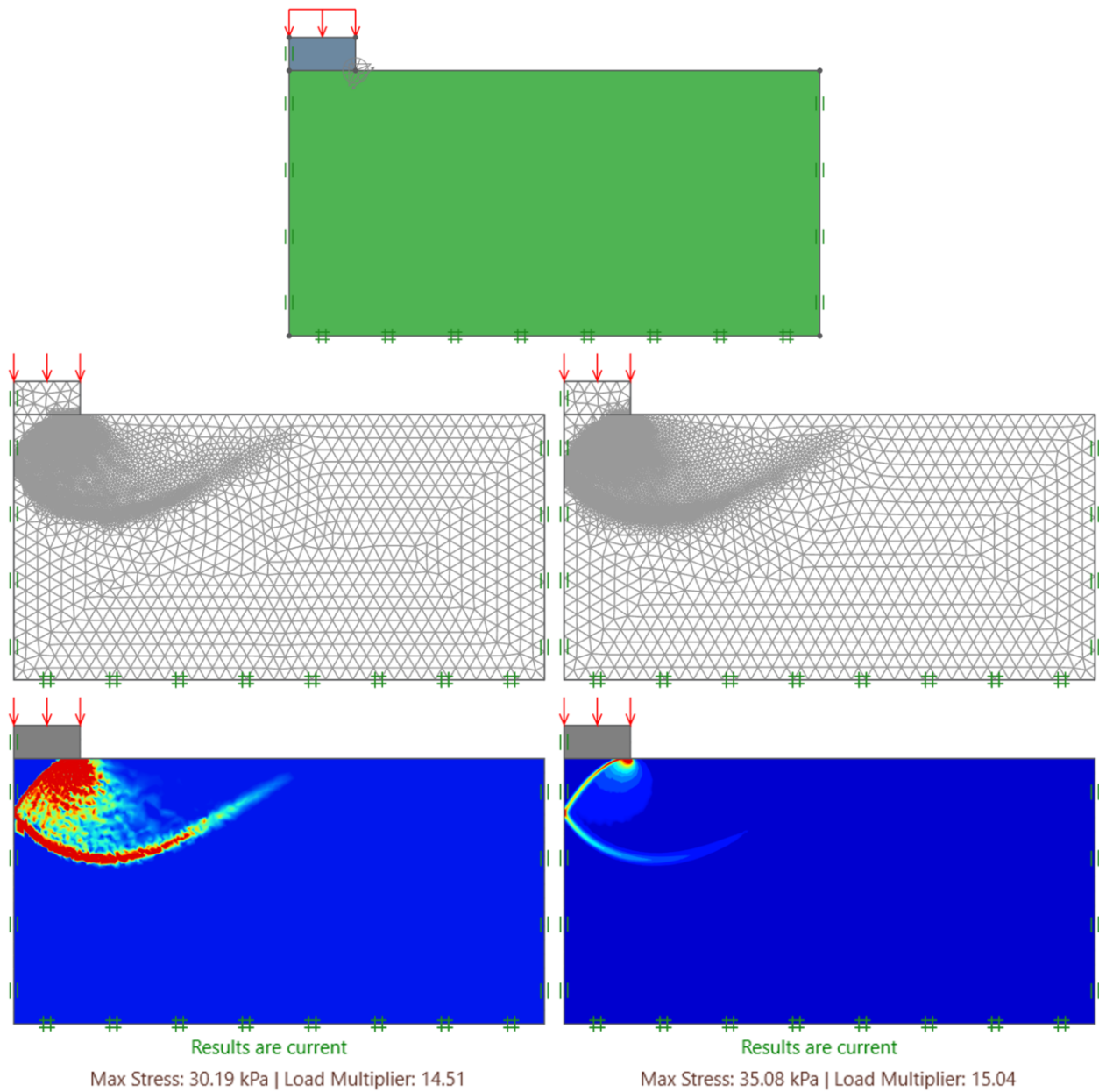


Figura 3.5: Determinación de límites inferior (izquierda) y superior (derecha) del término  $N_\gamma$  ( $\phi = 30^\circ$ )[31].

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

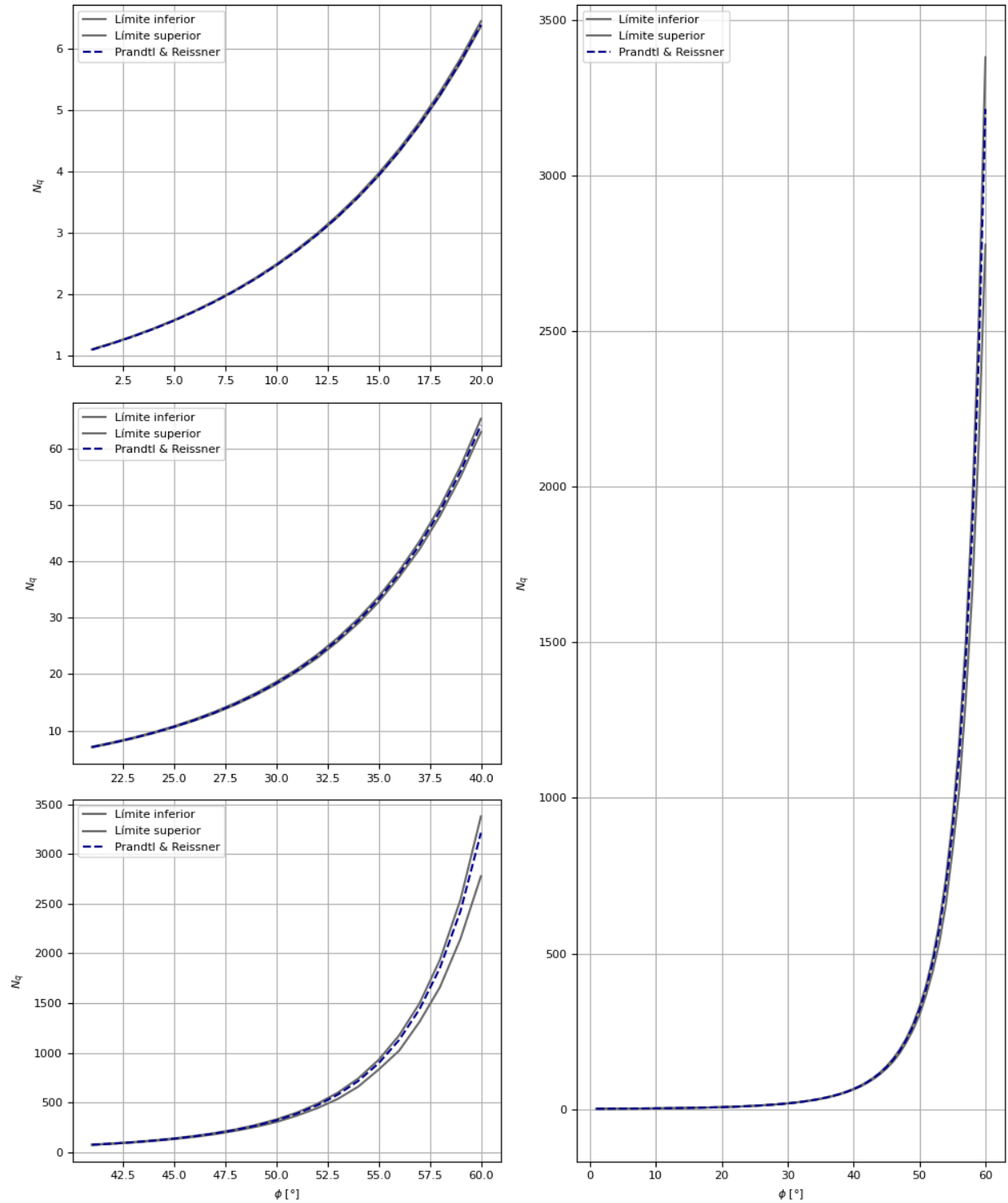


Figura 3.6: Análisis de Sensibilidad - Factor  $N_q$ [51].

3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

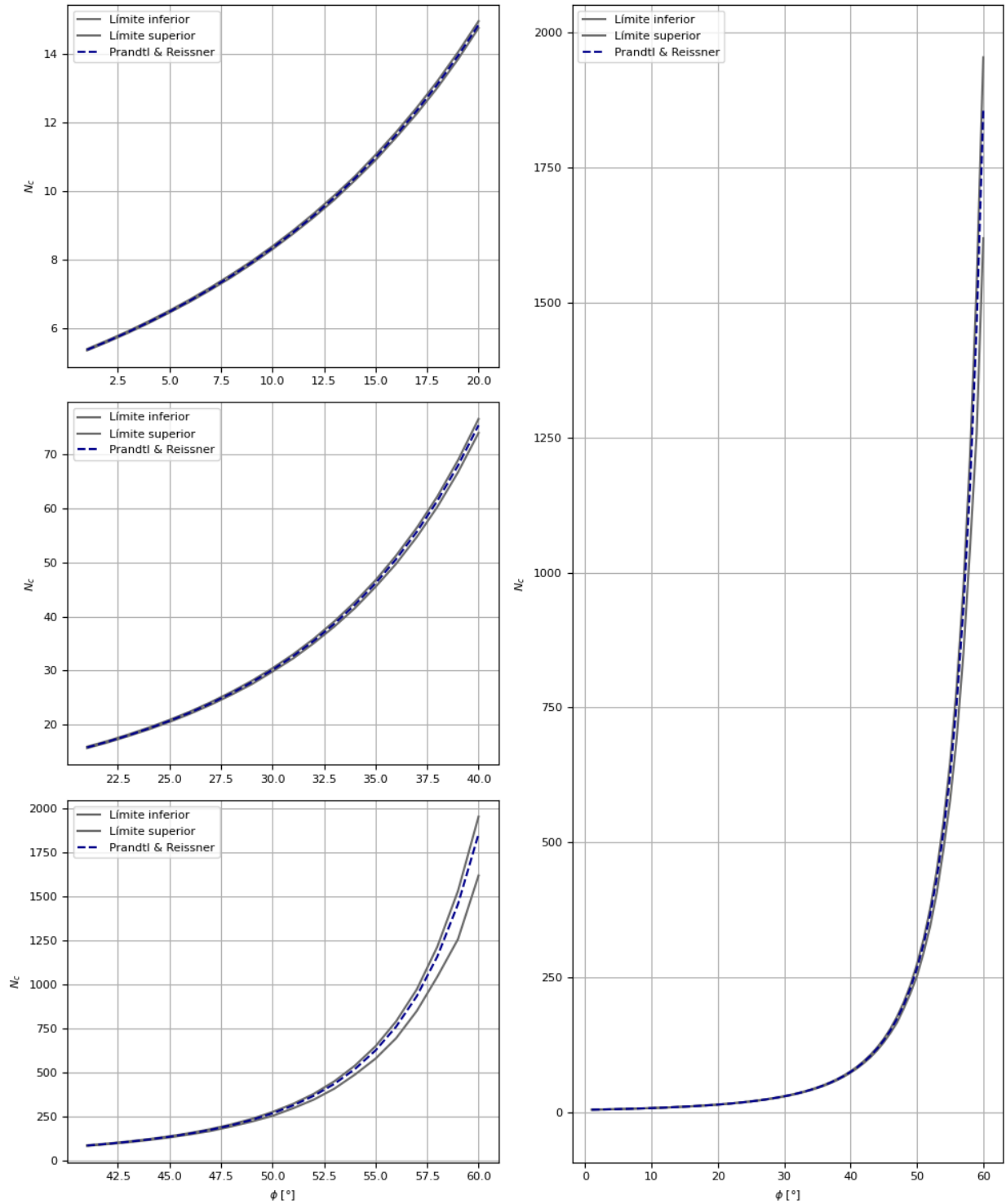


Figura 3.7: Análisis de Sensibilidad - Factor  $N_c$ [51].



3.2 Validación de términos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

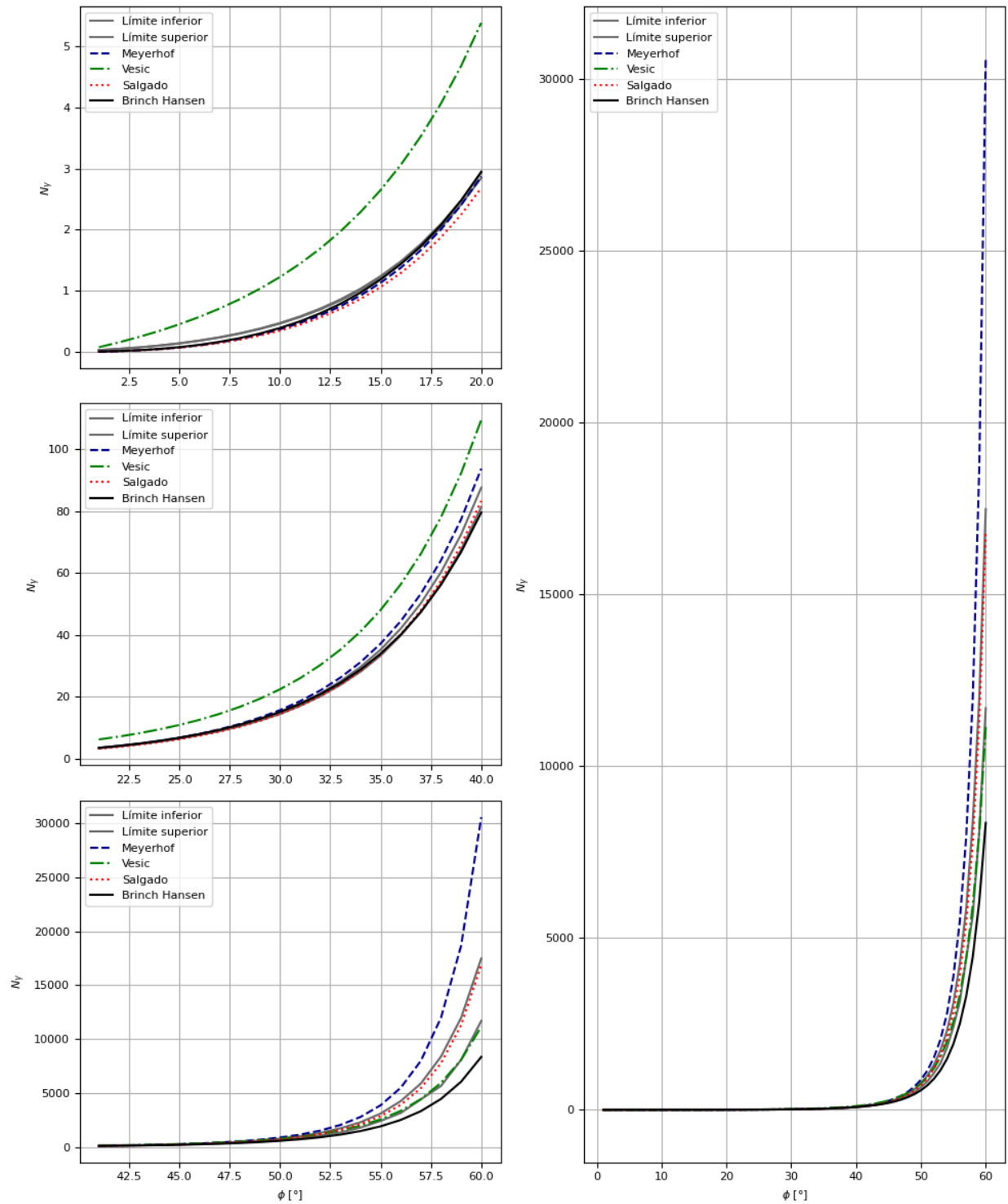


Figura 3.8: Análisis de Sensibilidad - Factor  $N_\gamma$ [51].

### 3.3. Discusión de resultados

Las fórmulas de  $N_q$ ,  $N_c$  y  $N_\gamma$  se deducen en base al principio de asociatividad, es decir, la dirección del incremento de deformación plástica es normal a la superficie de fluencia[39]. Según el criterio de Mohr-Coulomb, esto implica asumir que el ángulo de dilatación  $\psi$  igual al ángulo de fricción interna  $\phi'$ . La consideración de  $\psi = \phi'$  no es físicamente correcta. Para probarlo, se presenta un análisis comparativo entre la capacidad de carga  $q_m$  obtenida mediante modelos de elementos finitos en OptumCE G2[31] y la capacidad de carga  $q_n$  determinada mediante la fórmula trinómica de Brinch Hansen. En este análisis, se consideraron únicamente los ensayos de carga recopilados en condiciones drenadas, y con profundidad de fundación  $d_f$ , inclinación de carga y nivel freático nulos. En la Figura 3.9 se presentan los resultados obtenidos. Se observa que para  $\psi = 0^\circ$  a  $6^\circ$ , la expresión de Brinch Hansen sobrestima la capacidad de carga por un 15% a 25%, sobrestimación que disminuye para valores  $\psi$  tendientes a  $\phi'$ , mientras que en el caso límite  $\psi = \phi'$ , las simulaciones numéricas arrojan resultados apenas un 10% mayores que Brinch Hansen. A su vez, puede apreciarse una disminución en la dispersión de la estimación de la capacidad de carga propuesta por Brinch Hansen para valores  $\psi$  tendientes a  $\phi'$ , expresado mediante el coeficiente de correlación  $R^2$ .

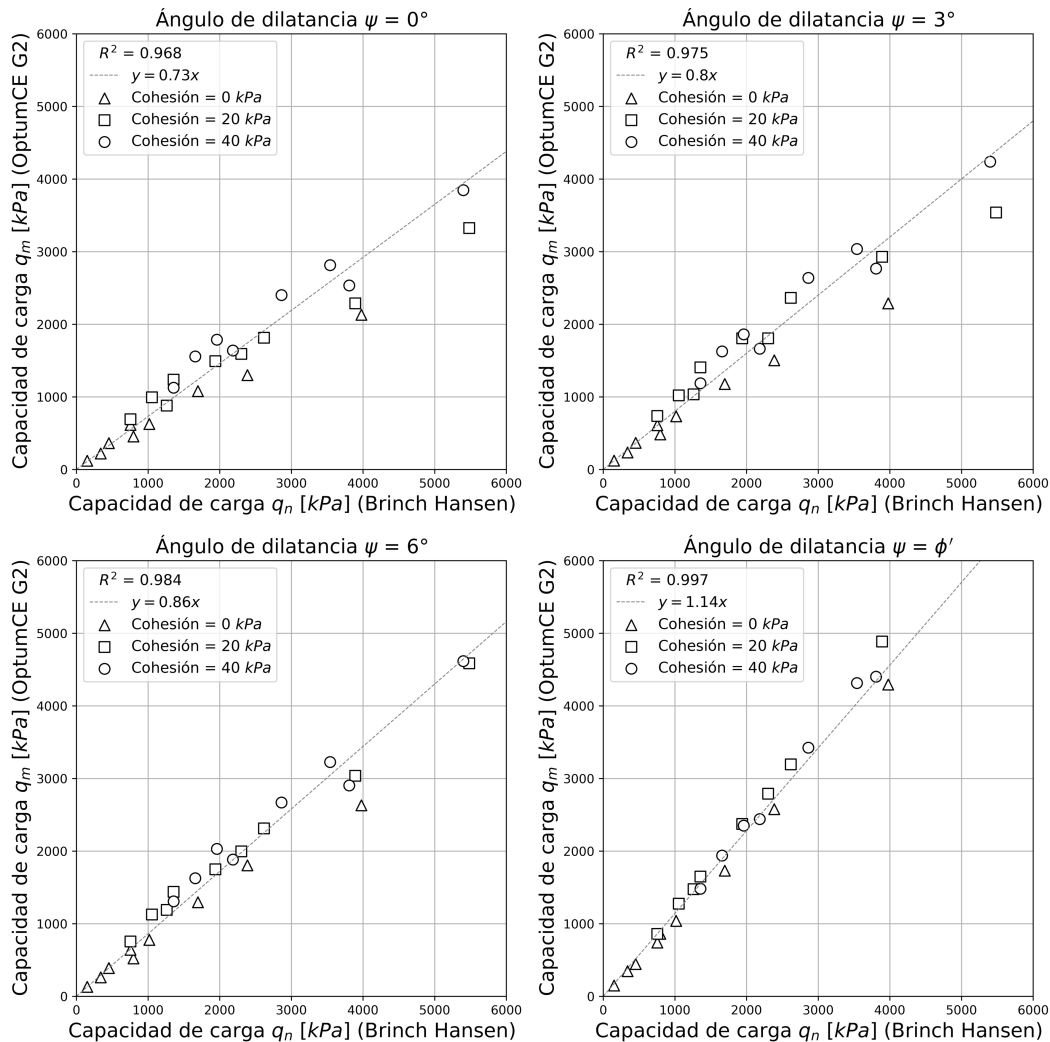


Figura 3.9: Análisis comparativo entre la capacidad de carga propuesta por Brinch Hansen[11][10] y la carga última determinada mediante modelos numéricos[31] para distintos ángulos de dilatación  $\psi$ .

## 4. Factores de reducción de resistencia de fundaciones superficiales

En este capítulo se presenta la calibración de factores de reducción de resistencia para fundaciones continuas, bajo condiciones de carga drenada y no drenada, según el método FOSM, FORM y la simulación de Montecarlo. Para dicha calibración, se utilizaron parámetros geotécnicos medios y característicos.

### 4.1. Introducción

En el presente trabajo, se calibraron los factores de reducción de resistencia sobre una base de datos compuesta por un total de 1458 ensayos de carga numéricos en condiciones de carga drenada y 162 ensayos de carga numéricos en condiciones de carga no drenada. La calibración de los factores  $RF$  se realizó de forma individual para las condiciones de carga analizadas.

Se calibraron los factores de reducción de resistencia en condiciones de carga drenada considerando la variabilidad asociada al ángulo de fricción interna  $\phi'$ , representada por el coeficiente de variación  $COV_\phi$  en función de su correlación con ensayos in situ o de laboratorio. Los ensayos in situ considerados en el análisis son el ensayo de penetración estándar  $SPT$  y ensayo de penetración cónica  $CPT$ , mientras que el ensayo de laboratorio considerado en el análisis es el ensayo de compresión triaxial no drenado isotrópicamente consolidado  $TRX$ . Para este último, se consideró un caso adicional en donde, además de considerar la variabilidad de  $\phi'$ , se considera la variabilidad de la cohesión  $c$ , representada por el coeficiente de variación  $COV_c$ .

En la Tabla 4.1 se presenta la variabilidad asociada a los parámetros geotécnicos mencionados.

Ensayo ejecutado	Parámetro geotécnico	Suelo analizado	COV
Ensayos in situ			
Correlación con ensayos CPT	$\phi'$	Arenas	10 15
	$c$	Arcillas	30 40
Correlación con ensayos SPT	$\phi'$	Arenas	15 20
	$c$	Arcillas	40 60
Ensayos de laboratorio			
Pesos unitarios	$\gamma$	Arcillas, limos	< 10
Ensayo triaxial no drenado TRX	$\phi'$	Arcillas, limos, arenas	5 10
	$c$	Arcillas	10 35

Tabla 4.1: Variabilidad asociada a la determinación de parámetros geotécnicos. Adaptado de [2].

En todos los casos, la calibración de factores de reducción de resistencia se ejecutó sobre una única función de estado límite, definida por el método LRFD y presentada a continuación.

$$g(R, D, L) = RF \cdot R - (LF_D \cdot D + LF_L \cdot L) = 0 \quad (4.1)$$

En donde,

$$LF_D = 1.2 \text{ y } LF_L = 1.6 \quad (4.2)$$

La calibración de los factores de reducción de resistencia se realizó a partir de los métodos *First Order Reliability Method*, *First Order Second Moment* y Simulación de Montecarlo, basados en la teoría de confiabilidad.

### Método FORM

El procedimiento analítico utilizado por el método FORM aproxima la integral de la probabilidad cuando las variables principales tienen una función de distribución acumulada conjunta estrictamente creciente[3][30]. Los pasos a seguir definidos por Rackwitz-Fiessler[41] se presentan a continuación.

1. Definir la función de estado límite. La función de estado límite establecida por el método LRFD se desarrolla a continuación.

$$Q = Q_D + Q_L = \lambda_D \cdot Q_D + \lambda_L \cdot Q_L \quad (4.3)$$

$$RF \cdot R = LF_D \cdot Q_D + LF_L \cdot Q_L \quad (4.4)$$

A partir de estas funciones, se obtiene la siguiente expresión:

$$g(R, D, L) = \left( \frac{LF_D \cdot Q_D + LF_L \cdot Q_L}{RF} \right) \lambda_R - (\lambda_D \cdot Q_D + \lambda_L \cdot Q_L) = 0 \quad (4.5)$$

Si se considera la relación entre la sobrecarga de uso y la carga permanente,  $Q_L/Q_D$ , la expresión se reescribe como:

$$g(R, D, L) = \left( \frac{LF_D + LF_L \cdot k}{RF} \right) \lambda_R - (\lambda_D + \lambda_L \cdot k) = 0 \quad (4.6)$$

En donde,

$$k = \frac{Q_L}{Q_D} \quad (4.7)$$

2. Obtener un punto de diseño inicial  $x_i^*$  asumiendo valores para  $n - 1$  de las variables aleatorias  $X_i$ . Resolver la función de estado límite para la variable aleatoria restante. Esto asegura que el punto de diseño está en el límite de falla.
3. Determinar las variantes reducidas correspondientes al punto de diseño

$$z_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i^*}}{\sigma_{x_i^*}} \quad (4.8)$$

4. Determinar las derivadas parciales de la función de estado límite con respecto a las variantes reducidas. Definir un vector columna  $\{G\}$  como el vector cuyos elementos son estas derivadas parciales multiplicadas por -1.

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad (4.9)$$

En donde,

$$G_i = - \left. \frac{\partial g}{\partial Z_i} \right|_{\text{evaluada en el punto de diseño}} \quad (4.10)$$

5. Calcular una estimación de la  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (4.11)$$

En donde,

$$\{z^*\} = \begin{Bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \\ \vdots \\ z_n^* \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

6. Calcular un vector columna conformado por los factores de sensibilidad.

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (4.13)$$

7. Determinar un nuevo punto de diseño expresado en variantes reducidas para  $n - 1$  variables.

$$z_i^* = \alpha_i \cdot \beta \quad (4.14)$$

8. Determinar los valores correspondientes al punto de diseño en coordenadas originales para las  $n - 1$  variables:

$$x_i^* = \mu x_i + z_i^* \sigma_{x_i} \quad (4.15)$$

9. Determinar el valor de la variable aleatoria restante mediante la resolución de la función de estado límite  $g = 0$ .

10. Repetir los pasos enunciados hasta la convergencia de los términos  $\beta$  y el punto de diseño  $\{x_i^*\}$ .

### Método FOSM

En el método FOSM, la función de estado límite se linealiza mediante la expansión de la serie de Taylor sobre el valor medio de la variable[30]. Dado que sólo la media y la varianza se utilizan en la expansión, el método se denomina First Order (Media) Second Moment (varianza). Dada una distribución lognormal de las variables de resistencia y carga, Barker et al.[6] derivaron la siguiente relación para estimar el índice de confiabilidad,

$$\beta = \frac{\ln \left[ \lambda_R \text{FS} \left( \frac{\frac{Q_D}{Q_L} + 1}{\lambda_D \cdot \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_L} \right) \sqrt{\frac{1 + COV_R^2 + COV_D^2 + COV_L^2}{1 + COV_R^2}} \right]}{\sqrt{\ln[(1 + COV_R^2)(1 + COV_D^2 + COV_L^2)]}} \quad (4.16)$$

Para su aplicación en el método LRFD, esta ecuación puede reexpresarse, obteniéndose así la expresión del factor de reducción de resistencia.

$$RF = \frac{\lambda_R \left( \gamma_D \cdot \frac{Q_D}{Q_L} + \gamma_L \right) \sqrt{\frac{1 + COV_D^2 + COV_L^2}{1 + COV_R^2}}}{\left( \lambda_D \cdot \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_L \right) \exp \left( \beta \sqrt{\ln[(1 + COV_R^2)(1 + COV_D^2 + COV_L^2)]} \right)} \quad (4.17)$$

Si tanto el bias de la resistencia como el bias de la carga tienen una distribución gaussiana y la función de estado límite es lineal, se puede utilizar el método FOSM para determinar el índice de confiabilidad[30].

### Simulación de Montecarlo

El método de Montecarlo es una técnica en la que se utiliza un generador de números aleatorios para extrapolar los valores de la función de distribución acumulada de cada variable aleatoria. La extrapolación de la función de distribución acumulada permite estimar  $\beta$ . Una vez estimado el índice de confiabilidad  $\beta$ , se puede estimar la probabilidad de falla suponiendo la distribución de  $g(x)$ . Los pasos a seguir en la simulación de Montecarlo[3][30] se presentan a continuación.

1. Generar valores aleatorios para cada conjunto de variables.

En el caso de análisis, intervienen tres variables: bias de la resistencia, carga permanente y sobrecarga de uso; por lo que se deben generar tres conjuntos de variables aleatorias de forma independiente para cada una de ellas.

El número de simulaciones necesarias se determina mediante la Ecuación 2.33. Para una probabilidad de falla objetivo del orden de  $10^{-3}$ , es necesario realizar entre  $10^5$  y  $10^6$  simulaciones de forma tal que se garantice un coeficiente de variación de la distribución de probabilidad de falla igual a 0.10. En el caso de análisis, se estableció un número de simulaciones igual a  $2 \cdot 10^6$ , obteniéndose como resultado un  $COV \approx 0.02$ .

2. Definir la función de estado límite.

En el caso de análisis, la función de estado límite es la definida en el primer paso del método FORM.

3. Estimar la probabilidad de falla, según la Ecuación 2.32.
4. Estimar el índice de confiabilidad  $\beta$ :

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (4.18)$$

4.2 Análisis estadístico de los bias

4.2. Análisis estadístico de los bias

La Figura 4.1 presenta, en ordenadas, la resistencia en condiciones de carga drenada determinada mediante modelos de elementos finitos en OptumCE G2[31], la cual se adopta como resistencia medida, y, en abscisas, la resistencia estimada mediante la fórmula trinómica propuesta por Brinch Hansen. A partir de dichas resistencias, se obtiene el valor del bias de la resistencia  $\lambda_R$ , expresado en la Ecuación 2.15.

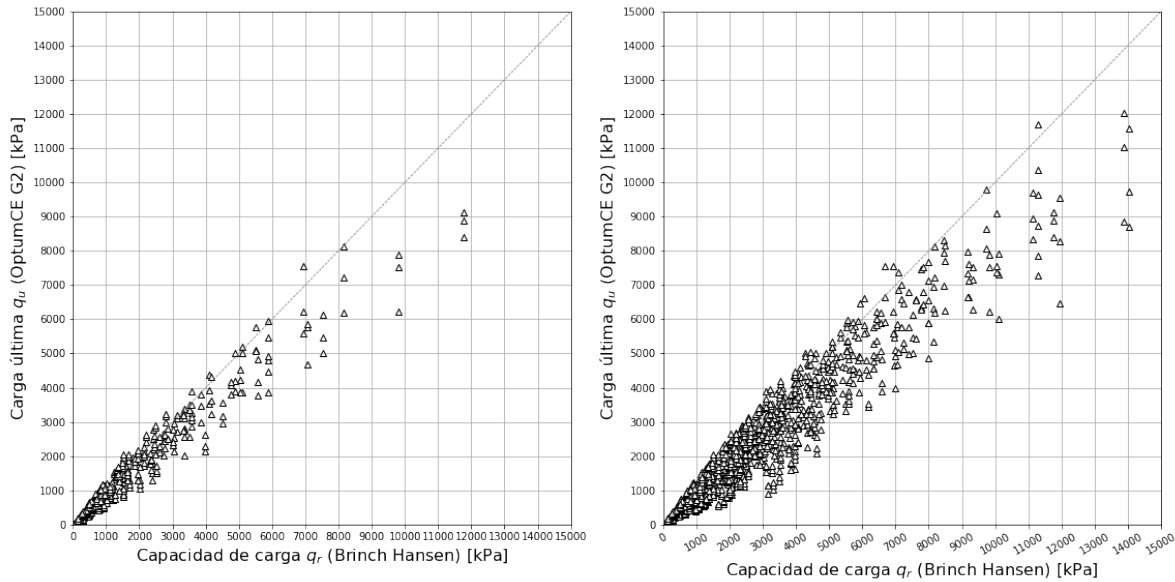


Figura 4.1: (a) Diagrama de dispersión de la resistencia en condiciones drenadas. (a) Cohesión no considerada en el análisis (b) Cohesión considerada en el análisis.

De forma análoga, en la Figura 4.2 se presenta la resistencia medida y estimadas en condiciones de carga no drenada.

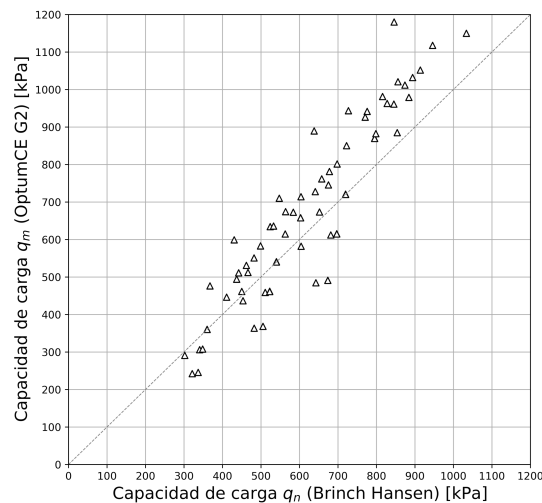


Figura 4.2: Diagrama de dispersión de la resistencia en condiciones no drenadas.

4.2 Análisis estadístico de los bias

La distribución del bias de la resistencia  $\lambda_R$  se obtiene estadísticamente conformando un histograma de frecuencias a partir de los distintos valores de bias de la resistencia determinados para cada ensayo de carga analizado. Dicho histograma de frecuencias puede aproximarse estadísticamente a una distribución de probabilidad del bias de la resistencia, mediante pruebas de bondad de ajuste. En el caso de análisis, la aproximación estadística fue ejecutada a partir de la prueba de Kolmogorov-Smirnov[51], aproximando estadísticamente cada histograma a distribuciones de probabilidad Lognormal, Gumbel tipo I y Beta.

En la Figura 4.3, Figura 4.4 y Figura 4.5 se presentan los histogramas de frecuencias del bias de la resistencia para el caso de estudio en condiciones de carga drenada, sin considerar la cohesión, considerando la cohesión y en condiciones de carga no drenada, respectivamente. A su vez, se presentan las aproximaciones de distribuciones de probabilidad del bias de la resistencia obtenidas a partir de la prueba no paramétrica de Kolmogorov-Smirnov[51]. En el caso particular del bias de la resistencia en condiciones de carga no drenada, no se presenta la aproximación a una distribución Beta o Gumbel tipo I, debido a que la aproximación de dichas distribuciones no reflejaba fielmente el histograma de frecuencias.

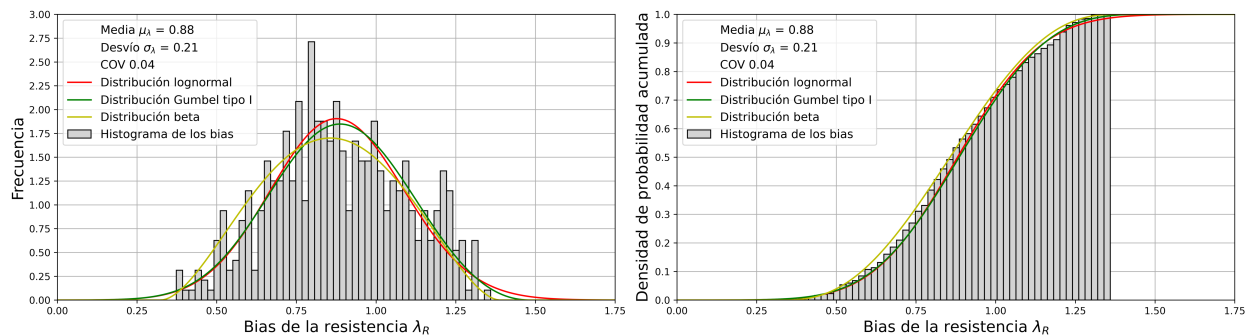


Figura 4.3: Distribución de probabilidad e histograma del bias de la resistencia en condiciones drenadas.

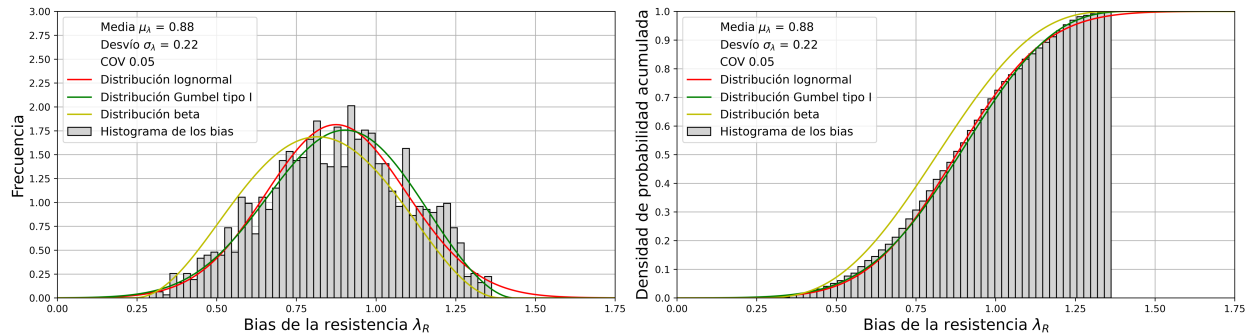


Figura 4.4: Distribución de probabilidad e histograma del bias de la resistencia en condiciones drenadas, cohesión considerada en el análisis.



4.2 Análisis estadístico de los bias

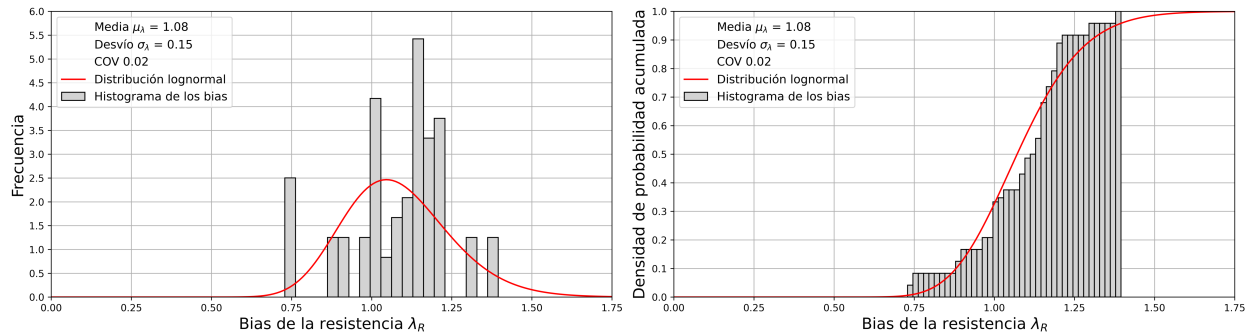


Figura 4.5: Distribución de probabilidad e histograma del bias de la resistencia en condiciones no drenadas.

Según la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov ejecutada, la aproximación mediante una distribución de probabilidad Lognormal estima de manera más precisa el bias de la resistencia en todos los casos analizados y, por tal motivo, es la distribución adoptada en la calibración de factores de reducción de resistencia. La distribución del bias de las cargas, por su parte, se encuentra establecido por la Tabla 2.5, propuesto por Galambos[21] para su utilización en el método LRFD. La media y el coeficiente de variación del bias de las cargas es, por lo tanto, un parámetro de entrada preestablecido por el método.

La Tabla 4.2 resume los valores de la media y el coeficiente de variación del bias de las cargas utilizados en el caso de análisis.

Tipo de carga	Media $\mu_{\lambda_n}$	Coefficiente de variación $COV_{\lambda_n}$
Carga permanente	1.05	0.10
Máxima sobrecarga de uso - Vida útil	1	0.25
Notas		
Vida útil = 50 años		

Tabla 4.2: Funciones de distribución de carga estadísticas asociadas al método LRFD. Adaptado de [21].

### 4.3. Calibración de factores de reducción de resistencia

A partir de los parámetros estadísticos del bias de la resistencia obtenidos en la sección anterior, se calibraron factores de reducción de resistencia  $RF$  para cada uno de los casos analizados. La Tabla 4.3, Tabla 4.4 y Tabla 4.5 presentan los resultados obtenidos en la calibración factores  $RF$  para fundaciones superficiales asociados a diferentes índices de confiabilidad  $\beta$  y diferentes factores de relación de carga  $k$ , este último expresado según la ecuación 4.7.

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	0.758	0.758	0.758	0.525	0.525	0.519	0.302	0.302	0.285	0.075	0.082	0.050
0.125	0.792	0.795	0.792	0.549	0.551	0.542	0.314	0.317	0.298	0.088	0.086	0.052
0.25	0.817	0.824	0.817	0.567	0.571	0.560	0.326	0.328	0.308	0.091	0.089	0.054
0.375	0.838	0.847	0.838	0.580	0.587	0.574	0.333	0.337	0.315	0.092	0.092	0.055
0.5	0.854	0.866	0.854	0.590	0.599	0.584	0.340	0.344	0.321	0.093	0.094	0.057
0.625	0.867	0.881	0.867	0.599	0.609	0.593	0.345	0.350	0.326	0.095	0.095	0.058
0.75	0.879	0.894	0.878	0.605	0.617	0.600	0.349	0.355	0.330	0.099	0.097	0.058
0.875	0.888	0.905	0.887	0.610	0.623	0.606	0.352	0.359	0.333	0.099	0.098	0.059
1	0.896	0.914	0.895	0.614	0.629	0.610	0.354	0.362	0.336	0.099	0.099	0.060
1.25	0.910	0.929	0.908	0.622	0.637	0.618	0.357	0.367	0.341	0.093	0.101	0.061
1.5	0.920	0.941	0.918	0.626	0.643	0.624	0.360	0.371	0.344	0.096	0.103	0.062
2	0.935	0.957	0.932	0.633	0.650	0.632	0.365	0.376	0.349	0.102	0.105	0.063
2.5	0.946	0.968	0.942	0.637	0.655	0.638	0.367	0.379	0.352	0.106	0.106	0.064
3	0.953	0.977	0.949	0.640	0.658	0.641	0.368	0.381	0.355	0.109	0.108	0.064
4	0.963	0.988	0.959	0.644	0.662	0.646	0.370	0.383	0.358	0.109	0.109	0.065
5	0.970	0.995	0.965	0.645	0.664	0.650	0.372	0.384	0.360	0.108	0.110	0.066
6	0.975	1.000	0.969	0.647	0.665	0.652	0.372	0.385	0.361	0.102	0.111	0.066
7	0.979	1.003	0.973	0.648	0.666	0.653	0.372	0.385	0.362	0.109	0.112	0.067
8	0.981	1.006	0.975	0.649	0.667	0.655	0.372	0.386	0.363	0.111	0.112	0.067
9	0.983	1.008	0.977	0.649	0.667	0.655	0.374	0.386	0.363	0.107	0.112	0.067
10	0.985	1.010	0.979	0.650	0.668	0.656	0.373	0.386	0.364	0.115	0.112	0.067

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.3: Calibración de factores  $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión no considerada en el análisis.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	0.744	0.743	0.743	0.497	0.497	0.494	0.256	0.256	0.249	0.021	0.015	0.002
0.125	0.776	0.780	0.776	0.518	0.521	0.516	0.267	0.268	0.260	0.009	0.015	0.003
0.25	0.802	0.808	0.802	0.535	0.540	0.533	0.277	0.278	0.269	0.018	0.016	0.003
0.375	0.822	0.831	0.821	0.548	0.555	0.546	0.284	0.286	0.276	0.015	0.016	0.003
0.5	0.838	0.849	0.837	0.559	0.567	0.556	0.287	0.292	0.281	0.013	0.017	0.003
0.625	0.851	0.865	0.851	0.566	0.576	0.565	0.292	0.297	0.285	0.010	0.017	0.003
0.75	0.862	0.877	0.862	0.573	0.584	0.571	0.295	0.302	0.289	0.019	0.017	0.003
0.875	0.872	0.888	0.871	0.578	0.591	0.577	0.298	0.305	0.292	0.021	0.018	0.003
1	0.880	0.897	0.879	0.583	0.596	0.582	0.299	0.308	0.295	0.014	0.018	0.003
1.25	0.892	0.912	0.892	0.589	0.605	0.590	0.305	0.313	0.299	0.011	0.018	0.003
1.5	0.903	0.924	0.901	0.595	0.611	0.595	0.308	0.317	0.302	0.025	0.019	0.003
2	0.918	0.941	0.916	0.602	0.620	0.603	0.312	0.322	0.307	0.021	0.019	0.003
2.5	0.928	0.952	0.925	0.606	0.625	0.609	0.314	0.326	0.310	0.019	0.019	0.003
3	0.936	0.960	0.933	0.609	0.629	0.613	0.317	0.328	0.312	0.017	0.020	0.003
4	0.946	0.972	0.942	0.614	0.633	0.618	0.318	0.331	0.315	0.018	0.020	0.003
5	0.953	0.979	0.949	0.615	0.636	0.621	0.321	0.333	0.317	0.018	0.020	0.003
6	0.958	0.984	0.953	0.617	0.638	0.623	0.323	0.335	0.318	0.019	0.020	0.003
7	0.961	0.988	0.956	0.618	0.639	0.625	0.322	0.335	0.319	0.018	0.020	0.003
8	0.963	0.991	0.959	0.620	0.640	0.626	0.322	0.336	0.320	0.029	0.020	0.003
9	0.966	0.993	0.961	0.620	0.641	0.627	0.323	0.337	0.321	0.016	0.021	0.003
10	0.967	0.995	0.962	0.621	0.641	0.628	0.322	0.337	0.321	0.019	0.021	0.003

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.4: Calibración de factores  $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión considerada en el análisis.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	1.035	1.035	1.035	0.849	0.850	0.850	0.676	0.676	0.674	0.509	0.510	0.506
0.125	1.083	1.087	1.082	0.890	0.890	0.894	0.709	0.712	0.707	0.531	0.537	0.530
0.25	1.118	1.127	1.117	0.918	0.918	0.926	0.729	0.736	0.729	0.549	0.555	0.547
0.375	1.145	1.157	1.144	0.938	0.936	0.948	0.742	0.752	0.745	0.558	0.566	0.559
0.5	1.166	1.181	1.165	0.953	0.949	0.962	0.748	0.759	0.755	0.563	0.570	0.567
0.625	1.183	1.199	1.181	0.964	0.958	0.972	0.752	0.760	0.763	0.565	0.569	0.572
0.75	1.197	1.214	1.194	0.972	0.964	0.978	0.752	0.757	0.769	0.560	0.562	0.577
0.875	1.208	1.227	1.205	0.979	0.968	0.981	0.751	0.752	0.773	0.559	0.554	0.580
1	1.218	1.237	1.215	0.984	0.971	0.983	0.750	0.746	0.776	0.559	0.545	0.582
1.25	1.234	1.253	1.229	0.992	0.975	0.985	0.747	0.734	0.781	0.548	0.527	0.585
1.5	1.247	1.266	1.240	0.997	0.978	0.985	0.743	0.723	0.783	0.545	0.512	0.587
2	1.264	1.283	1.256	1.004	0.980	0.983	0.738	0.707	0.786	0.535	0.490	0.588
2.5	1.276	1.294	1.267	1.008	0.981	0.981	0.731	0.696	0.788	0.530	0.476	0.589
3	1.284	1.303	1.274	1.011	0.981	0.980	0.726	0.687	0.788	0.526	0.465	0.589
4	1.296	1.314	1.284	1.014	0.980	0.977	0.721	0.676	0.788	0.516	0.452	0.589
5	1.303	1.321	1.291	1.016	0.979	0.975	0.717	0.669	0.788	0.507	0.443	0.588
6	1.309	1.326	1.295	1.017	0.979	0.974	0.713	0.664	0.788	0.511	0.437	0.588
7	1.312	1.329	1.299	1.018	0.979	0.973	0.712	0.660	0.788	0.503	0.433	0.588
8	1.315	1.332	1.301	1.018	0.979	0.972	0.710	0.657	0.788	0.501	0.430	0.587
9	1.317	1.334	1.303	1.019	0.978	0.971	0.708	0.655	0.788	0.499	0.427	0.587
10	1.319	1.336	1.305	1.019	0.978	0.971	0.706	0.653	0.788	0.505	0.425	0.587

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.5: Calibración de factores  $RF$  obtenidos. Condiciones de carga no drenada.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

En la Figura 4.6 y Figura 4.7 se presenta la variación del factor de reducción  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones de carga drenada y no drenada, en función del factor de relación de carga  $k$  dado un índice de confiabilidad  $\beta = 3.0$ ; la variación del índice de confiabilidad  $\beta$ , en función en función del factor de relación de carga  $k$ ; y la variación del factor de reducción  $RF$ , en función del índice de confiabilidad  $\beta$  dado un factor de relación de carga  $k = 3.0$ .

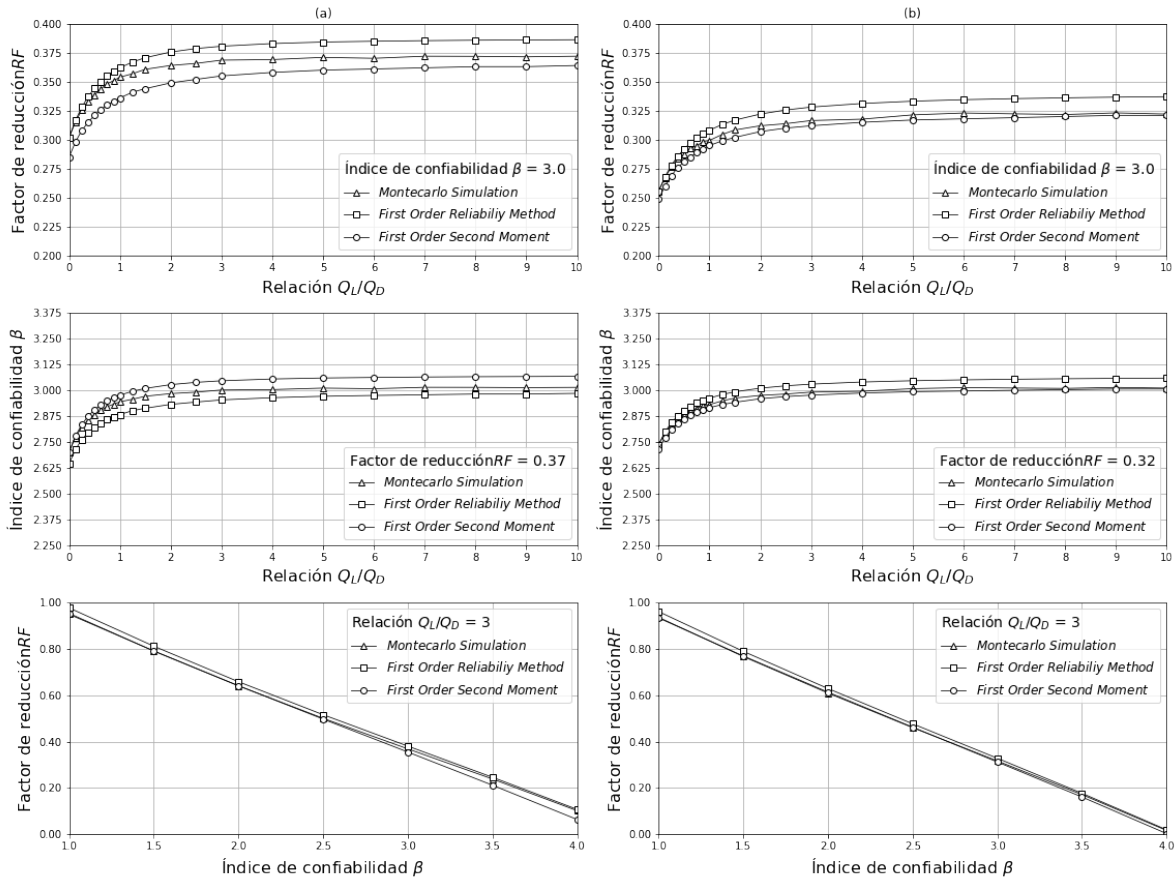


Figura 4.6: Calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones de carga drenada. (a) cohesión no considerada en el análisis; (b) cohesión considerada en el análisis.

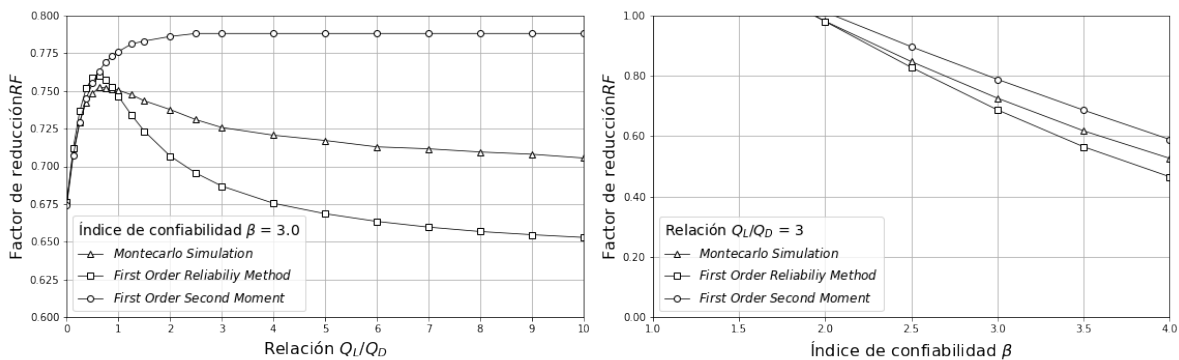


Figura 4.7: Calibración de factores  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones de carga no drenada.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

La selección de un índice de confiabilidad  $\beta = 3.0$  y un factor de relación de carga  $k = 3.0$  se debe a que estos valores fueron utilizados en la calibración del factor  $RF$  para elementos estructurales de hormigón armado del reglamento CIRSOC 201[13], y son los parámetros propuestos por Phoon[34] en su presentación del método LRFD.

La calibración inicial de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales basada en la teoría de confiabilidad se realizó considerando valores medios de los parámetros geotécnicos  $\phi'$  y  $c$ . Se realizó una segunda calibración de factores  $RF$  basándose en la Tabla 4.1, considerando en primera instancia los valores característicos de  $\phi'$  y, en segunda instancia, los valores característicos de  $\phi'$  y  $c$  considerando una probabilidad de excedencia de dichos parámetros de un 80 %. La Tabla 4.6, Tabla 4.7 y Tabla 4.8 presentan los resultados obtenidos en la calibración factores  $RF$  para fundaciones superficiales asociados a diferentes índices de confiabilidad  $\beta$  y diferentes factores de relación de carga  $k$ , utilizando parámetros geotécnicos característicos.

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	1.220	1.220	1.220	0.937	0.938	0.936	0.668	0.668	0.662	0.410	0.404	0.393
0.125	1.275	1.281	1.275	0.981	0.985	0.979	0.698	0.702	0.693	0.425	0.424	0.411
0.25	1.316	1.327	1.316	1.012	1.021	1.010	0.721	0.727	0.715	0.445	0.439	0.424
0.375	1.349	1.364	1.348	1.034	1.047	1.034	0.736	0.745	0.731	0.439	0.451	0.434
0.5	1.375	1.393	1.374	1.051	1.067	1.051	0.745	0.759	0.744	0.448	0.460	0.442
0.625	1.396	1.417	1.394	1.063	1.082	1.065	0.754	0.768	0.753	0.459	0.466	0.448
0.75	1.413	1.436	1.411	1.072	1.093	1.076	0.758	0.775	0.761	0.462	0.471	0.453
0.875	1.427	1.452	1.425	1.080	1.101	1.085	0.761	0.779	0.767	0.469	0.475	0.457
1	1.440	1.466	1.437	1.085	1.107	1.092	0.765	0.782	0.771	0.467	0.478	0.460
1.25	1.460	1.487	1.456	1.094	1.116	1.104	0.768	0.784	0.779	0.466	0.482	0.465
1.5	1.475	1.504	1.470	1.099	1.121	1.112	0.769	0.784	0.784	0.474	0.484	0.469
2	1.498	1.527	1.491	1.107	1.127	1.123	0.770	0.780	0.791	0.467	0.484	0.474
2.5	1.513	1.543	1.505	1.110	1.129	1.129	0.769	0.775	0.795	0.471	0.484	0.477
3	1.524	1.554	1.515	1.112	1.129	1.134	0.767	0.770	0.797	0.466	0.482	0.479
4	1.539	1.569	1.528	1.116	1.129	1.140	0.766	0.763	0.801	0.471	0.479	0.482
5	1.548	1.579	1.537	1.116	1.129	1.144	0.764	0.758	0.803	0.468	0.476	0.483
6	1.555	1.585	1.543	1.118	1.129	1.146	0.762	0.754	0.804	0.475	0.474	0.484
7	1.561	1.590	1.548	1.118	1.128	1.148	0.762	0.751	0.805	0.465	0.472	0.485
8	1.565	1.594	1.551	1.118	1.128	1.149	0.760	0.749	0.805	0.467	0.470	0.486
9	1.567	1.597	1.554	1.118	1.128	1.150	0.758	0.747	0.806	0.466	0.469	0.486
10	1.569	1.600	1.556	1.118	1.127	1.151	0.759	0.745	0.806	0.472	0.468	0.486

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.6: Calibración de factores  $RF$  obtenidos. Condiciones de carga drenada. Parámetros geotécnicos característicos.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	1.087	1.087	1.087	0.766	0.766	0.765	0.453	0.454	0.451	0.138	0.142	0.136
0.125	1.135	1.140	1.135	0.801	0.804	0.799	0.474	0.476	0.471	0.147	0.149	0.142
0.25	1.172	1.182	1.172	0.827	0.833	0.825	0.488	0.494	0.486	0.151	0.155	0.147
0.375	1.201	1.215	1.201	0.845	0.856	0.845	0.502	0.507	0.498	0.145	0.159	0.151
0.5	1.225	1.242	1.224	0.860	0.874	0.860	0.509	0.518	0.507	0.161	0.163	0.154
0.625	1.244	1.263	1.243	0.872	0.888	0.873	0.518	0.527	0.515	0.164	0.166	0.156
0.75	1.259	1.282	1.259	0.881	0.899	0.883	0.522	0.534	0.521	0.153	0.169	0.158
0.875	1.273	1.297	1.272	0.889	0.908	0.891	0.527	0.539	0.526	0.160	0.171	0.160
1	1.285	1.310	1.283	0.896	0.916	0.898	0.532	0.544	0.530	0.168	0.173	0.162
1.25	1.303	1.331	1.301	0.905	0.928	0.909	0.537	0.551	0.537	0.175	0.176	0.164
1.5	1.318	1.347	1.315	0.911	0.936	0.917	0.540	0.557	0.542	0.175	0.178	0.166
2	1.339	1.371	1.335	0.920	0.946	0.929	0.544	0.563	0.549	0.174	0.182	0.169
2.5	1.353	1.387	1.349	0.926	0.953	0.936	0.548	0.567	0.554	0.168	0.184	0.171
3	1.365	1.398	1.359	0.930	0.957	0.941	0.552	0.570	0.557	0.184	0.186	0.173
4	1.379	1.414	1.372	0.934	0.961	0.948	0.554	0.573	0.561	0.183	0.189	0.175
5	1.388	1.424	1.381	0.937	0.964	0.953	0.555	0.574	0.564	0.189	0.191	0.176
6	1.394	1.431	1.387	0.939	0.966	0.956	0.555	0.575	0.566	0.184	0.192	0.177
7	1.400	1.436	1.391	0.941	0.967	0.958	0.556	0.576	0.567	0.183	0.193	0.178
8	1.403	1.440	1.395	0.942	0.968	0.959	0.555	0.576	0.568	0.188	0.193	0.179
9	1.406	1.443	1.397	0.943	0.968	0.961	0.557	0.576	0.569	0.180	0.194	0.179
10	1.409	1.445	1.400	0.944	0.969	0.962	0.555	0.576	0.570	0.189	0.194	0.180

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.7: Calibración de factores  $RF$ . Condiciones de carga drenada, cohesión considerada en el análisis. Parámetros geotécnicos característicos.

4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

$k$	$\beta = 1.0$			$\beta = 2.0$			$\beta = 3.0$			$\beta = 4.0$		
	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$	$RF_1$	$RF_2$	$RF_3$
0	1.128	1.128	1.128	0.929	0.928	0.927	0.741	0.741	0.738	0.563	0.561	0.557
0.125	1.180	1.185	1.180	0.972	0.977	0.971	0.776	0.780	0.774	0.587	0.591	0.584
0.25	1.218	1.228	1.218	1.002	1.011	1.002	0.798	0.807	0.799	0.609	0.611	0.602
0.375	1.247	1.261	1.247	1.022	1.035	1.024	0.811	0.823	0.815	0.612	0.623	0.615
0.5	1.270	1.287	1.269	1.036	1.051	1.040	0.819	0.831	0.827	0.618	0.627	0.624
0.625	1.289	1.307	1.287	1.045	1.061	1.052	0.822	0.832	0.836	0.623	0.624	0.630
0.75	1.305	1.323	1.301	1.052	1.067	1.062	0.824	0.828	0.842	0.621	0.616	0.634
0.875	1.317	1.337	1.313	1.057	1.070	1.069	0.822	0.822	0.846	0.619	0.606	0.638
1	1.328	1.348	1.324	1.060	1.072	1.075	0.820	0.815	0.850	0.608	0.596	0.640
1.25	1.345	1.366	1.339	1.064	1.074	1.083	0.817	0.801	0.855	0.601	0.575	0.643
1.5	1.359	1.379	1.352	1.067	1.074	1.089	0.813	0.789	0.857	0.598	0.559	0.645
2	1.378	1.397	1.369	1.069	1.072	1.096	0.805	0.771	0.860	0.585	0.535	0.647
2.5	1.390	1.410	1.380	1.070	1.070	1.100	0.799	0.759	0.862	0.581	0.519	0.647
3	1.399	1.418	1.388	1.069	1.068	1.103	0.795	0.749	0.862	0.574	0.507	0.647
4	1.412	1.431	1.399	1.069	1.065	1.107	0.787	0.737	0.863	0.564	0.492	0.647
5	1.420	1.439	1.406	1.068	1.063	1.108	0.782	0.729	0.863	0.561	0.483	0.647
6	1.426	1.444	1.411	1.068	1.062	1.110	0.779	0.723	0.862	0.552	0.476	0.646
7	1.430	1.448	1.415	1.067	1.060	1.111	0.777	0.719	0.862	0.553	0.472	0.646
8	1.433	1.451	1.417	1.067	1.059	1.111	0.773	0.716	0.862	0.555	0.468	0.645
9	1.435	1.453	1.420	1.067	1.059	1.112	0.773	0.714	0.862	0.547	0.465	0.645
10	1.437	1.455	1.421	1.066	1.058	1.112	0.772	0.712	0.862	0.549	0.463	0.645

Notas

- $RF_1$  : Factor de reducción de resistencia MCS
- $RF_2$  : Factor de reducción de resistencia FORM
- $RF_3$  : Factor de reducción de resistencia FOSM

Tabla 4.8: Calibración de factores  $RF$  obtenidos. Condiciones de carga no drenada. Parámetros geotécnicos característicos.



4.3 Calibración de factores de reducción de resistencia

En la Figura 4.8 y Figura 4.9 se presentan los resultados de la calibración de factores  $RF$  obtenidos en condiciones de carga drenada y no drenada con parámetros geotécnicos característicos, considerando la variabilidad asociada a ensayos de laboratorio triaxial no drenado.

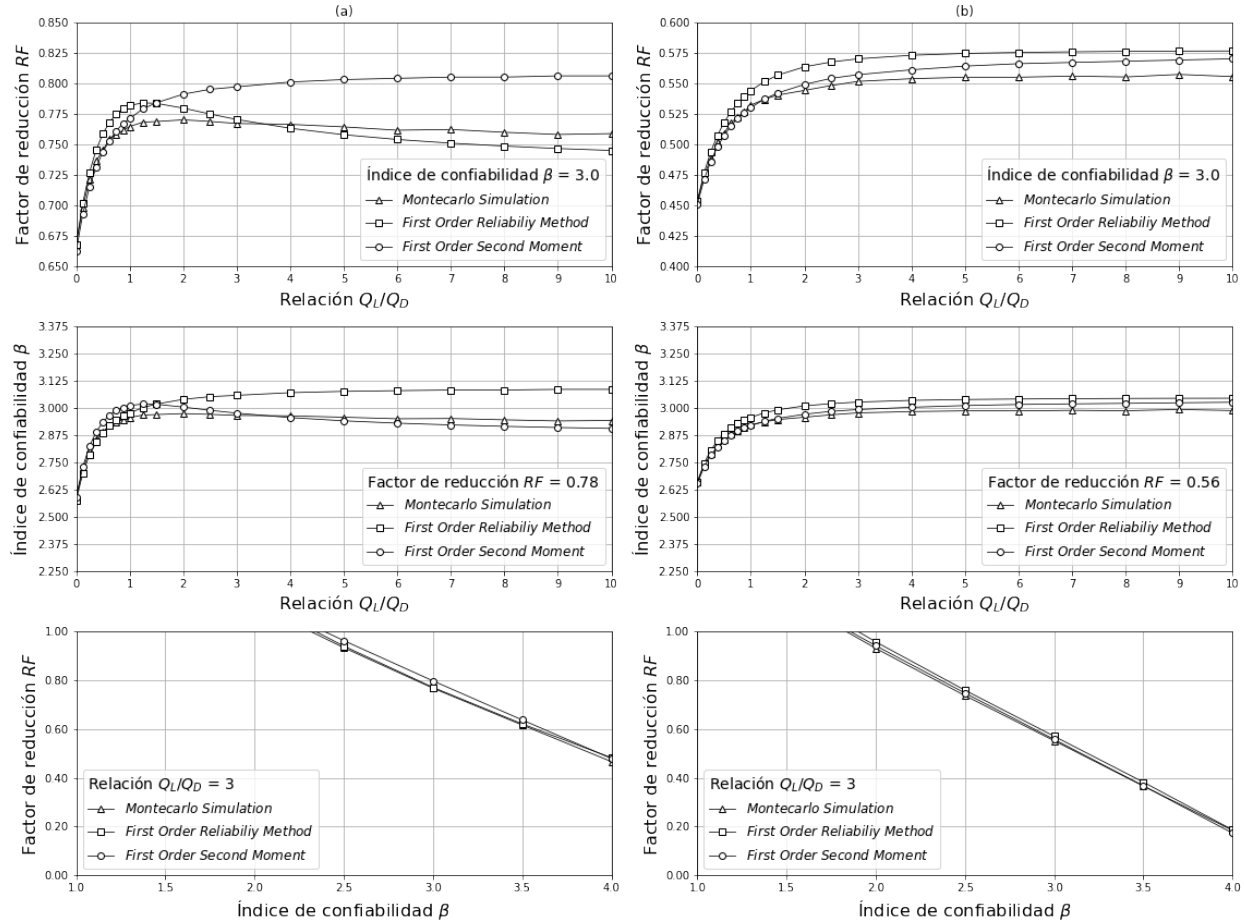


Figura 4.8: Calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones de carga drenada. (a) cohesión no considerada en el análisis; (b) cohesión considerada en el análisis.

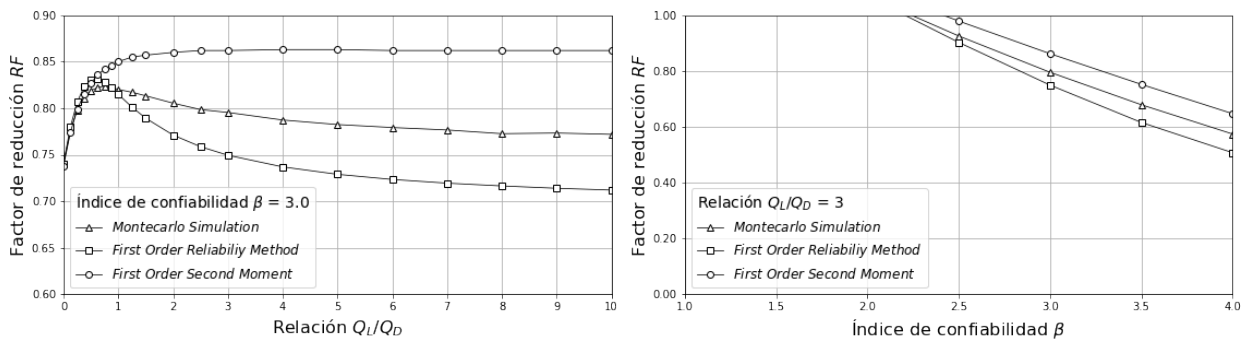


Figura 4.9: Calibración de factores  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones de carga no drenada.

El gráfico que compara el factor de reducción  $RF$  y el índice de confiabilidad  $\beta$  se limita en el eje de ordenadas a la unidad. Nótese, en la Figura 4.8, que la calibración de factores  $RF$  arroja resultados mayores a 1 para valores de  $\beta < 2$ . Estos resultados son únicamente numéricos, no representan el caso analizado, y están asociados al incremento del bias de la resistencia por la utilización de parámetros geotécnicos característicos.

#### 4.4. Discusión de resultados

En la Tabla 4.9 se presentan los resultados de la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales, asociados a un índice de confiabilidad  $\beta = 3.0$ . A partir de esta tabla, puede observarse que: la dispersión del factor de reducción  $RF$  es relativamente baja si se comparan los resultados obtenidos mediante los distintos métodos de calibración, en donde se obtiene una variabilidad del 3 al 15 % según el caso analizado; la calibración del factor de reducción  $RF$  es más precisa para fundaciones superficiales en condiciones de carga drenada ( $c \neq 0$ ), en donde se obtiene una variabilidad del 3 al 5 %; la dispersión en la calibración del factor de reducción  $RF$  en condiciones de carga drenada ( $c = 0$ ) aumenta en un 2 % respecto al factor de reducción  $RF$  en condiciones de carga drenada ( $c \neq 0$ ); la calibración se vuelve menos precisa para fundaciones superficiales en condiciones de carga no drenada, debido a la escasa cantidad de ensayos de carga numéricos respecto a los casos de análisis en condiciones de carga drenada, con una variabilidad del 15 %; la consideración de parámetros geotécnicos característicos en la calibración permite obtener aumentos del 110, 75 y 8 % en los factores de reducción  $RF$  para fundaciones superficiales en condiciones drenadas ( $c = 0$ ) y ( $c \neq 0$ ), y condiciones no drenadas, respectivamente, lo cual indica que considerar parámetros geotécnicos característicos en el diseño de fundaciones en arenas resultaría ser económicamente más viable.

Análisis asociado a parámetros geotécnicos medios $\phi'_{mean}, c'_{mean}$			
Caso analizado	Método de calibración		
	$RF_{FOSM}$	$RF_{FORM}$	$RF_{MCS}$
Condición de carga drenada ( $c' = 0$ )	0.38	0.4	0.39
Condición de carga drenada ( $c' \neq 0$ )	0.31	0.33	0.32
Condición de carga no drenada	0.79	0.69	0.73
Análisis asociado a parámetros geotécnicos característicos $\phi'_{P_{exc}=0,80}, c'_{P_{exc}=0,80}$			
Caso analizado	Método de calibración		
	$RF_{FOSM}$	$RF_{FORM}$	$RF_{MCS}$
Condición de carga drenada ( $c' = 0$ )	0.77	0.75	0.75
Condición de carga drenada ( $c' \neq 0$ )	0.56	0.57	0.55
Condición de carga no drenada	0.85	0.75	0.8

Tabla 4.9: Resumen de la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales basada en la teoría de confiabilidad. Índice de confiabilidad  $\beta = 3.0$ .

En el Anexo A se presentan los códigos de uso público desarrollados para la calibración de factores de  $RF$  de fundaciones superficiales basado en la teoría de confiabilidad.

## 5. Caso de aplicación al trabajo profesional

En este capítulo se presenta un caso de aplicación al trabajo profesional, en donde se introducen los factores de reducción de resistencia calibrados en el capítulo anterior para el diseño de fundaciones superficiales basado en el método LRFD. Este capítulo se basa en el trabajo realizado por Anderson et al.[5], y su objetivo es analizar la precisión de la estimación de asentamientos y capacidad de carga de fundaciones superficiales, y la verificación de fundaciones superficiales mediante el método LRFD, a partir de parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos SPT, CPT y de compresión triaxial, utilizando los factores de reducción de resistencia presentados en el capítulo anterior.

### 5.1. Introducción

El trabajo realizado por Anderson et al.[5] se resume en: la ejecución de ensayos in situ *Standard Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT) y *Pressuremeter Test* (PMT), y ensayos de laboratorio edométricos; la estimación de propiedades mecánicas del suelo de fundación en base a correlaciones con estos ensayos, y la estimación de una estratigrafía del suelo de fundación; la ejecución de un ensayo de carga estática sobre una fundación superficial circular; y la estimación de asentamientos para las cargas aplicadas en el ensayo mencionado anteriormente, mediante métodos analíticos y métodos de elementos finitos, utilizando las propiedades mecánicas determinadas a partir de correlaciones con los ensayos in situ realizados. Los objetivos del trabajo de Anderson et al.[5] fueron examinar la aplicabilidad de métodos de elementos finitos en la estimación de asentamientos de fundaciones superficiales y la evaluación de la calidad de la estimación de parámetros geotécnicos mediante ensayos in situ[5].

El ensayo de carga estática, presentado en el trabajo de Anderson et al.[5], fue ejecutado sobre una fundación de hormigón armado circular de 1.8m de diámetro y 0.6m de espesor. El nivel de fundación se encuentra a una profundidad de 0.6m respecto del nivel de terreno y el nivel freático se encuentra a 1.7m respecto del nivel de terreno. La aplicación de escalones de carga se realizó apilando, sucesivamente, anillos de acero sobre la fundación. El ensayo realizado fue monitoreado mediante un set de tres celdas de carga colocadas a  $120^\circ$  y un set de cuatro LVDTs colocados a  $90^\circ$ .

La Figura 5.1 presenta el esquema general del ensayo realizado y el registro fotográfico del ensayo de carga estática realizado.

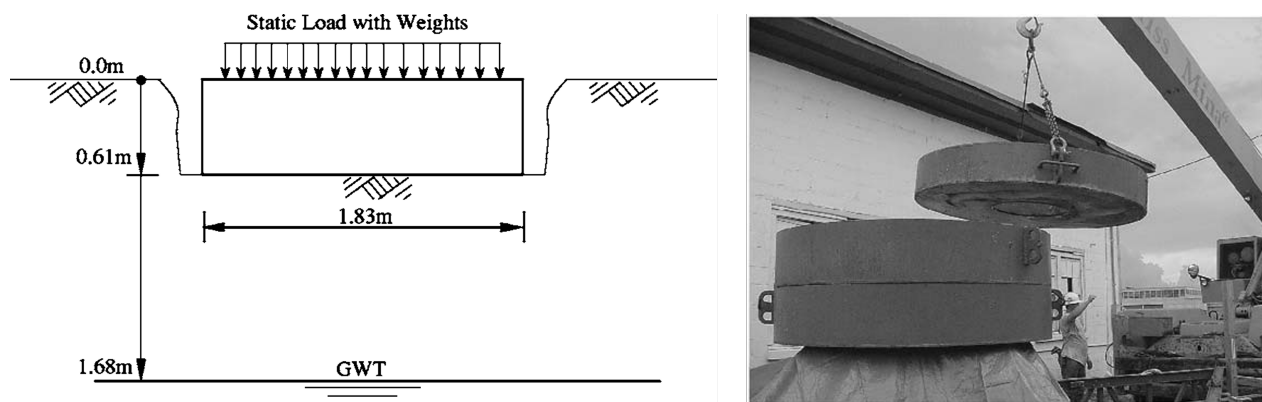


Figura 5.1: Esquema general del ensayo y ensayo de carga estática realizado[5].

5.1 Introducción

Los resultados de ensayos in situ realizados para la determinación de parámetros mecánicos del sitio se presentan en la Figura 5.2.

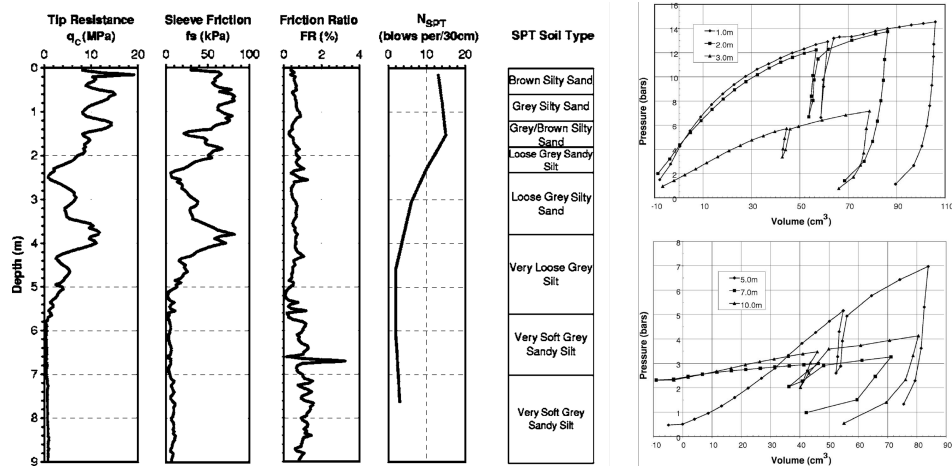


Figura 5.2: Resultados de ensayos in situ CPT, SPT y PMT[5].

Los resultados del ensayo de carga estática, en conjunto con la estimación de la carga última para la fundación superficial analizada, se presentan en la Figura 5.3. Siguiendo el criterio de falla de pendiente mínima, se estableció una carga última igual a  $569.5\text{kPa}$  asociada a un asentamiento de  $25.0\text{mm}$ .

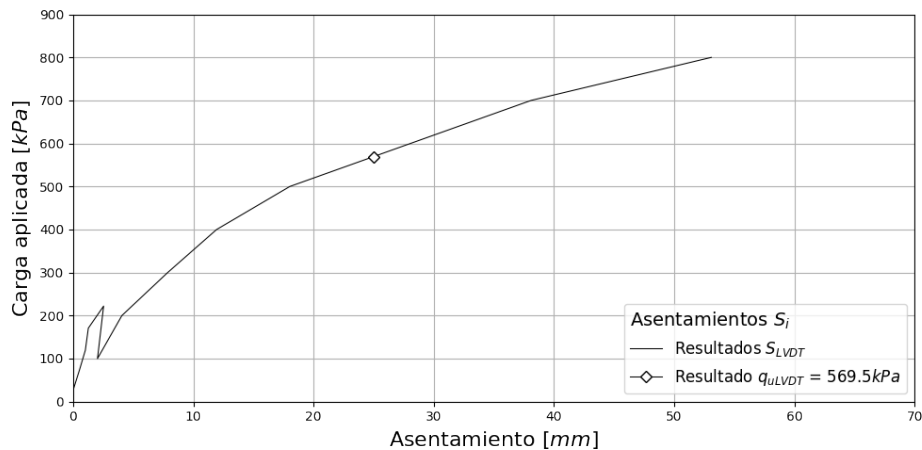


Figura 5.3: Resultados del ensayo de carga estática ejecutado[5].

Los objetivos de este caso de aplicación son: evaluar la precisión de la estimación de la capacidad de carga de fundaciones mediante la fórmula trinómica de Brinch Hansen[11][10] y mediante modelos numéricos del programa de elementos finitos OptumCE G2[31]; evaluar la estimación de asentamientos mediante la metodología propuesta por Schmertmann[46][47] y mediante métodos numéricos; y evaluar la precisión del diseño de fundaciones superficiales basados en las metodologías de diseño *Allowable Stress Design* (ASD) y *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) utilizando parámetros geotécnicos medios y característicos obtenidos a partir de correlaciones con ensayos SPT, CPT y PMT.

## 5.2. Estimación de propiedades mecánicas del suelo de fundación

La estimación del ángulo de fricción interna y del módulo drenado basada en correlaciones con ensayos SPT, presentadas por Peck et al.[33] y Bowles[9] respectivamente, se presenta en la Ecuación 5.1.

$$\phi' [^\circ] = 53.881 - 27.6034 \exp(-0,0147N[-]) \quad E_s [MPa] = 500 \cdot (N[-] + 15) \quad (5.1)$$

La estimación del ángulo de fricción interna y del módulo drenado basada en correlaciones con ensayos CPT, presentadas por Robertson[43] y Bowles[9] respectivamente, se presenta en la Ecuación 5.2.

$$\tan \phi' [-] = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c [MPa]}{\sigma'_{vo} [MPa]} \right) + 0.29 \right] \quad E_s [MPa] = 2 \text{ a } 4 q_c [MPa] \quad (5.2)$$

La estimación de propiedades mecánicas basada en ensayos PMT es la presentada por Anderson et al.[5]. Debido a la falta de datos de entrada de ensayos de laboratorio de compresión triaxial y considerando que su rango de variabilidad y el de ensayos PMT son similares, tal como se presenta en la Tabla 4.1 y Tabla 2.9, se adoptaron como propias del ensayo TRX las estimaciones de parámetros mecánicos obtenidas mediante ensayos PMT. Se tomó esta decisión únicamente con la finalidad de analizar el diseño ULS de fundaciones superficiales basado en ensayos de compresión triaxial para el caso de aplicación.

La Tabla 5.1 presenta los resultados de ensayos in situ ejecutados a distintas profundidades y la estimación de las propiedades mecánicas del suelo de fundación mediante las correlaciones presentadas.

Prof. [m]	SPT				CPT			PMT			
	$N$ [-]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]	$q_c$ [MPa]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]	$p_1$ [MPa]	$E_m$ [MPa]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]
1.50	14	18.9	31.4	14.5	10.69	35.8	32.07	1.48	16.65	37.1	24.6
2.20								14.44	13.14	33.4	19.42
2.30	10	17.3	30.1	12.5							
2.50					4.1	32.4	12.3				
2.90	6	15.7	28.6	10.5							
3.60								0.8	5.86	26	8.65
4.00					7.69	33.7	23.07				
4.25								0.82	6.05	25	9.03
6.00	2	14.2	27.1	8.5	2.96	30.4	8.88				
7.90					0.72		2.16	0.38	1.05		1.57
11.00								0.45	1.43		1.41

Tabla 5.1: Propiedades mecánicas del suelo de fundación obtenidas mediante ensayos in situ[5].

La Tabla 5.2 presenta la estratigrafía definida para la estimación de asentamientos y la capacidad de carga de fundaciones superficiales.

Profundidad		SPT			CPT		TRX	
Desde [m]	hasta [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]	$\phi'$ [°]	$E_s$ [MPa]
0.00	2.5	18.1	30.75	13.5	35.8	32.0	35.25	22.0
2.5	5	15.7	28.6	10.5	33.7	23.0	25.5	8.8
5	10	14.2	27.1	8.5	30.4	5.5	25.5	8.8

Tabla 5.2: Definición de estratos de suelo[5].

### 5.3. Estimación de asentamientos de la fundación

#### 5.3.1. Estimación mediante métodos analíticos

El método de Schmertmann[46][47] utiliza una distribución de asentamientos triangular y considera que el asentamiento está influenciado por la porción de suelo ubicada desde el nivel de fundación hasta una profundidad igual a dos veces el ancho de la fundación. La expresión de cálculo de asentamientos de este método fue presentada en la Ecuación 2.84 y se expresa a continuación.

$$S = C_1[-] C_2[-] \Delta P[MPa] \sum \frac{\Delta z[m] I_z[-]}{E_s[MPa]} \quad (5.3)$$

La estimación de asentamientos para la fundación superficial analizada se estimó a partir de la estratigrafía definida en la Tabla 5.2. La Tabla 5.3 presenta los resultados obtenidos en el ensayo de carga y los estimados mediante el método de Schmertmann, considerando los parámetros mecánicos obtenidos a partir de correlaciones con ensayos SPT, CPT y TRX.

Carga aplicada [kPa]	Resultados $S_{LVDT}$ [mm]	Estimación $S_{SPT}$ [mm]	Estimación $S_{CPT}$ [mm]	Estimación $S_{TRX}$ [mm]
26.4	0.00	1.59	0.68	1.22
71.5	0.51	5.00	2.15	3.83
119.4	1.02	8.62	3.71	6.61
170.8	1.27	12.50	5.38	9.59
222	2.54	16.37	7.04	12.56
100	2.03	7.15	3.08	5.49
200	4.06	14.71	6.33	11.29
300	7.87	22.27	9.58	17.09
400	11.94	29.83	12.83	22.89
500	18.03	37.39	16.08	28.69
700	38.10	52.52	22.59	40.29
800	53.09	60.08	25.84	46.09

Tabla 5.3: Estimación de asentamientos según el método de Schmertmann[46][47].

La Figura 5.3 presenta los diagramas de carga-asentamiento obtenidos.

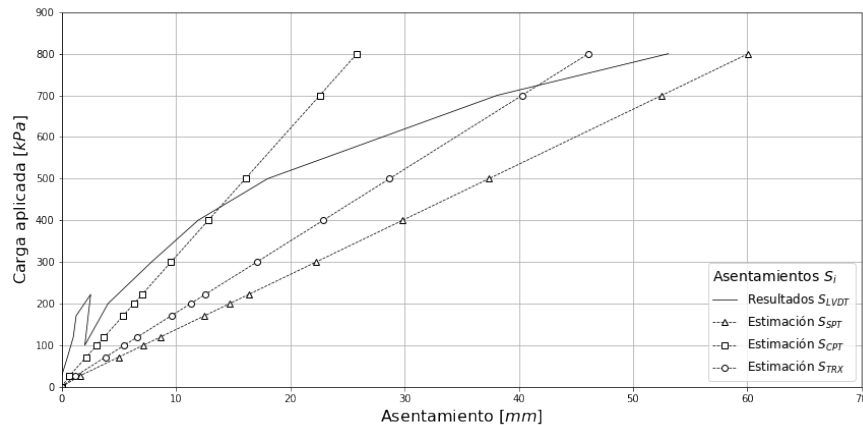


Figura 5.4: Estimación de asentamientos según el método de Schmertmann[46][47].

5.3 Estimación de asentamientos de la fundación

5.3.2. Estimación mediante métodos numéricos

La estimación de asentamientos mediante métodos de elementos finitos se realizó con el programa OptumCE G2[31]. Se empleó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para dicha estimación, considerando una regla de flujo no asociativa, definida por un ángulo de dilatancia  $\psi = 0^\circ$ . La Figura 5.5 presenta la geometría, condiciones de vínculo y configuración de cargas del modelo, la malla de elementos finitos utilizada, la superficie de falla obtenida y la curva carga-asentamiento resultante, considerando los parámetros mecánicos obtenidos a partir de correlaciones con ensayos SPT, CPT y TRX.

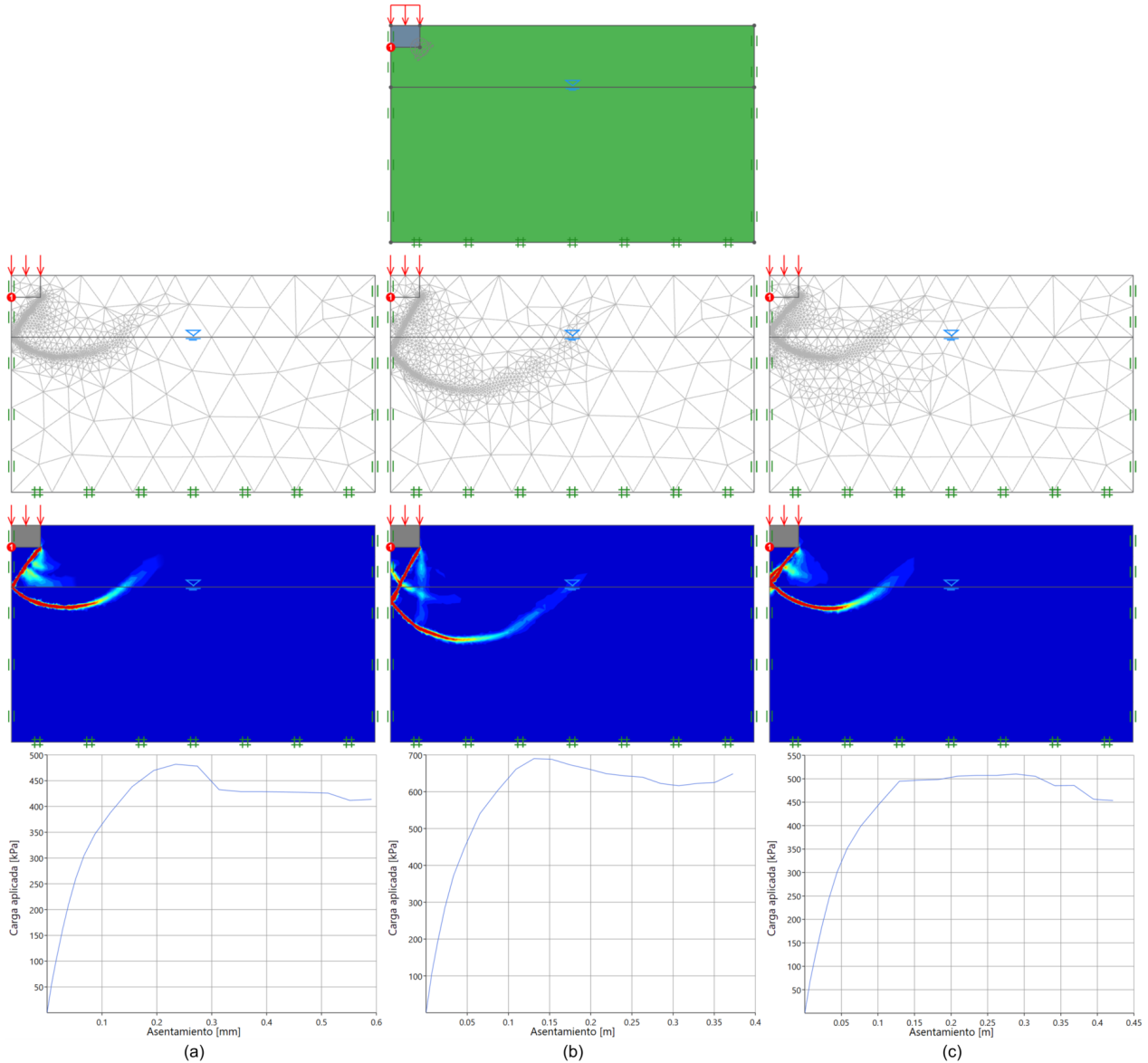


Figura 5.5: Estimación de asentamientos mediante métodos de elementos finitos[31].

5.3.3. Análisis de resultados

La Figura 5.6 presenta los diagramas de carga-asentamiento obtenidos mediante métodos analíticos y métodos de elementos finitos.

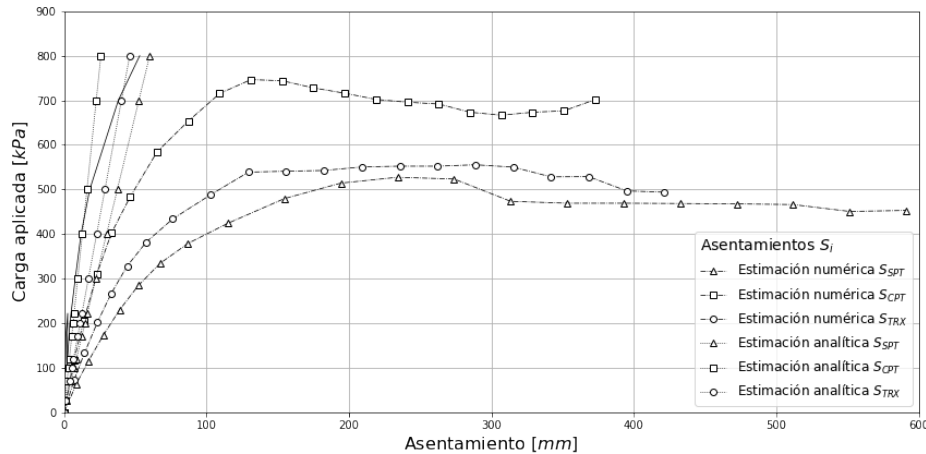


Figura 5.6: Estimación de curvas carga-asentamiento obtenidos mediante métodos analíticos y numéricos.

A partir de esta figura, puede concluirse que la determinación de asentamientos de fundaciones superficiales mediante modelos constitutivos de Mohr-Coulomb es muy poco precisa, por lo que no sería recomendable su utilización para este objetivo. Esto se debe principalmente a que Mohr-Coulomb no presenta plasticidad a compresión, lo cual implica que cualquier punto dentro de la superficie de fluencia tendrá un comportamiento elástico, su rigidez será constante y sus deformaciones serán reversibles[48]. A su vez, este método predice un comportamiento elástico en compresión edométrica, lo cual implica que el suelo no experimente sobreconsolidaciones. Por tal motivo, se concluye que los modelos analíticos de predicción de asentamientos resultan ser más precisos que los métodos numéricos presentados. Esta diferencia podría salvarse en caso que se apliquen otros modelos constitutivos en la estimación de asentamientos de fundaciones, tal como el modelo *Hardening Soil Small* (HSS, por sus siglas en inglés), el cual tiene en cuenta la rigidez del suelo a muy bajas tensiones y su dependencia no lineal con la magnitud de la tensión[48].

La Tabla 5.4 presenta los asentamientos asociados a la carga última resultante de la curva carga-asentamiento para el caso de aplicación. A partir de esta tabla, puede concluirse que la metodología presentada por Schmertmann[46][47] sobreestima los asentamientos de fundaciones superficiales si se consideran parámetros mecánicos obtenidos mediante ensayos SPT, pero estima con una precisión del orden de 25 % los asentamientos para el caso de ensayos CPT y TRX. Esto no indica que sea un método preciso, pero sí podría ser un método apto para estimar el orden de magnitud de los asentamientos para fundaciones superficiales.

Carga última [kPa]	Asentamiento [mm]	Método de Schmertmann			Métodos numéricos FEM		
		SPT [mm]	CPT [mm]	TRX [mm]	SPT [mm]	CPT [mm]	TRX [mm]
569.5	25.0	42.6	18.3	32.7	234.0	131.2	550.5

Tabla 5.4: Estimación de asentamientos dada la carga última mediante métodos analíticos y numéricos.



## 5.4. Estimación de la capacidad de carga de la fundación

### 5.4.1. Estimación mediante métodos de elementos finitos

Para el caso de aplicación, se estimó la capacidad de carga utilizando métodos de elementos finitos, definidos por los modelos numéricos de OptumCE G2[31] que fueron presentados previamente para la estimación de asentamientos.

La Figura 5.7 presenta las curvas carga-asentamiento obtenidas a partir de modelos numéricos y la estimación de la capacidad de carga asociada a cada curva, determinada a partir del criterio de falla de pendiente mínima.

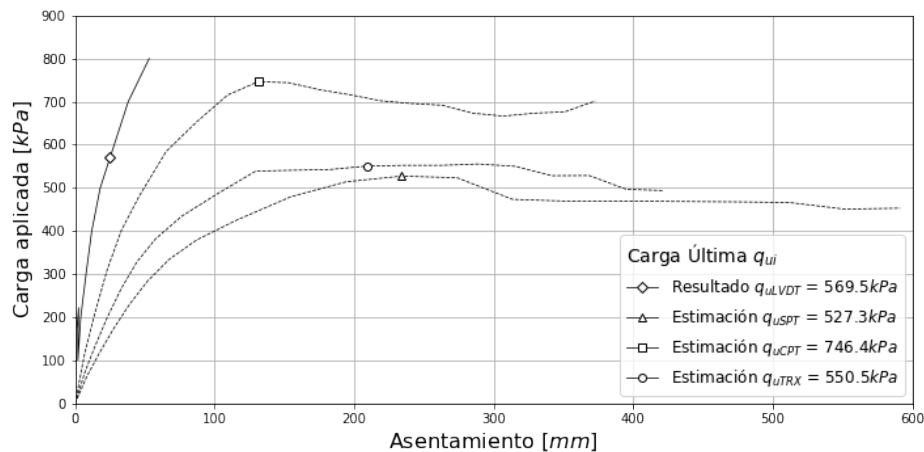


Figura 5.7: Estimación de capacidad de carga mediante métodos de elementos finitos[31].

### 5.4.2. Estimación mediante métodos analíticos

Para el caso de aplicación, se estimó la capacidad de carga mediante la Ecuación 5.4, adaptada de la expresión general de capacidad de carga de fundaciones superficiales, presentada en la Ecuación 2.46.

$$q_u [kPa] = q [kPa] N_q [-] s_q [-] d_q [-] + \frac{1}{2} \gamma \left[ \frac{kN}{m^3} \right] B' [m] N_\gamma [-] s_\gamma [-] d_\gamma [-] \quad (5.4)$$

La Tabla 5.5 presenta la estimación de la capacidad de carga para la fundación superficial analizada. Los factores de capacidad de carga  $N_q$  y  $N_\gamma$  se obtuvieron a partir de la Ecuación 2.40 y la Ecuación 2.43, respectivamente. Los factores de forma y profundidad se obtuvieron a partir de la Tabla 2.19 y la Tabla 2.20, respectivamente. Para esta estimación, se determinaron parámetros mecánicos promedio considerando la influencia de la estratigrafía del sitio hasta una profundidad igual a dos veces el ancho de fundación.

Ensayo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$N_q$ [-]	$s_q$ [-]	$d_q$ [-]	$N_\gamma$ [-]	$s_\gamma$ [-]	$d_\gamma$ [-]	$q_u$ [kPa]
SPT		30.0		18.74	1.50	1.11	15.46			433.3
CPT	17.3	35.1	0.0	34.26	1.58	1.09	35.24	0.60	1.00	862.6
TRX		31.9		24.85	1.54	1.10	22.87			599.0

Tabla 5.5: Estimación de capacidad de carga de fundaciones a partir de la expresión de Brinch Hansen[11][10].

### 5.4.3. Análisis de resultados

La Tabla 5.5 y la Figura 5.7, demuestra que la estimación de la capacidad de carga de fundaciones superficiales mediante métodos numéricos tiene un error del orden del 5 % para parámetros mecánicos obtenidos a partir de ensayos SPT y TRX, mientras que el caso del ensayo CPT tiene un error del orden del 30 %. La estimación mediante la expresión de Brinch Hansen sigue siendo del orden 5 % para el caso TRX pero mayor al 25 % para ensayos SPT y CPT. A partir de estos resultados se concluye que: la inconsistencia de los ensayos SPT y CPT estaría asociada a la incertidumbre en la obtención de parámetros geotécnicos; la estimación mediante ensayos TRX es consistente si se comparan ambos métodos y, por lo tanto, estos ensayos serán recomendables para la estimación de parámetros geotécnicos y su posterior uso en la estimación de capacidad de carga de fundaciones superficiales; a diferencia de la estimación de asentamientos, la estimación de la capacidad de carga mediante métodos numéricos arroja resultados confiables, debido a que Mohr-Coulomb se trata esencialmente de un modelo elastoplástico constituido por una superficie de fluencia fija[48].

## 5.5. Dimensionamiento de la fundación

Se realizó la verificación de la fundación superficial analizada según la metodología de diseño ASD y LRFD, considerando una carga de diseño igual a la carga última resultante del ensayo de carga-asentamiento, obtenida previamente. Este diseño se basa en la determinación del diámetro de fundación que verifique la expresión de diseño presentada en la Ecuación 5.5.

$$RF[-] \left[ q[kPa] N_q[-] s_q[-] d_q[-] + \frac{1}{2} \gamma \left[ \frac{kN}{m^3} \right] B'[m] N_\gamma[-] s_\gamma[-] d_\gamma[-] \right] \leq q_u[kPa] \quad (5.5)$$

La aplicación del método ASD consideró un factor de seguridad  $FS = 3$ , tal como se indica en la Tabla 2.16. Por su parte, la aplicación del método LRFD consideró los factores de reducción de resistencia  $RF$  obtenidos en la calibración del método LRFD para fundaciones superficiales, presentado en la Tabla 4.9, y se aplicaron tanto para parámetros geotécnicos medios como característicos ( $\phi'_{P_{exc}=0,80}$ ). Los resultados de la aplicación de estas metodologías de diseño se presentan en la Tabla 5.6.

Diseño basado en parámetros geotécnicos medios $\phi'_{mean}$						
Metodología	Ensayo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$RF$ [-]	Diámetro de diseño $B$ [m]
ASD	SPT		30.0			3.1
	CPT	17.3	35.1	0.0	0.33	2.2
	TRX		31.9			2.6
LRFD	SPT		30.0			2.8
	CPT	17.3	35.1	0.0	0.40	2.0
	TRX		31.9			2.4

Diseño basado en parámetros geotécnicos característicos $\phi'_{P_{exc}=0,80}$						
Metodología	Ensayo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$RF$ [m]	Diámetro de diseño $B$ [m]
LRFD	SPT		30.0			2.8
	CPT	17.3	35.1	0.0	0.75	2.0
	TRX		31.9			2.2

Tabla 5.6: Diseño de fundaciones superficiales para el caso de aplicación basado en el método ASD y LRFD.

A partir de los resultados obtenidos, puede concluirse que:

- El método ASD da como resultado un sobredimensionamiento de fundaciones superficiales del orden de 20 % al 60 %, siendo la menor sobreestimación la correspondiente a ensayos CPT y la mayor sobreestimación la correspondiente a ensayos SPT.
- El método LRFD, utilizando parámetros medios, da como resultado un sobredimensionamiento de fundaciones superficiales del orden de 10 % al 50 %, siendo la menor sobreestimación la correspondiente a ensayos CPT y la mayor sobreestimación la correspondiente a ensayos SPT.
- El método LRFD, utilizando parámetros característicos, da como resultado una reducción en el sobredimensionamiento de fundaciones superficiales correspondiente a ensayos TRX de 28 a 13 %, mientras que la correspondiente a ensayos SPT y CPT no varía de forma apreciable.
- Hubiese sido esperable que la precisión asociada al ensayo CPT fuese menor a la asociada al ensayo TRX, debido a la variabilidad de cada una de ellas, tal como se presentó previamente en la Tabla 4.1[2]. Esta falsa precisión podría deberse a los parámetros de diseño obtenidos, ya que el ensayo CPT permitió estimar un  $\phi'$  del orden de  $35^\circ$ , valor que excede en gran medida la media de las correlaciones con los demás ensayos y que además dió como resultado una sobreestimación de la capacidad de carga de la fundación superficial analizada, debido a la gran influencia de este parámetro de entrada en los términos de capacidad de carga  $N_q$  y  $N_\gamma$ .
- La calibración del método LRFD para su aplicación al diseño de fundaciones superficiales introduce una mayor economía en el diseño respecto al método ASD, debido a que este método daría como resultado fundaciones más reducidas y, por consiguiente, una menor necesidad de materiales y mano de obra en su construcción.
- La utilización de parámetros geotécnicos característicos, para el caso de ensayos TRX, da como resultado fundaciones más reducidas respecto a las resultantes de la utilización de parámetros medios, mientras que no se obtiene un cambio apreciable para el caso de ensayos SPT. Esto se debe a la gran variabilidad en los resultados de parámetros geotécnicos obtenidos mediante estos ensayos y, por lo tanto, permitiría concluir que la utilización de ensayos in situ o de laboratorio más precisos podría resultar en diseños más económicos.

## 5.6. Evaluación de las distintas metodologías de diseño

### 5.6.1. Introducción

La evaluación de las distintas metodologías de diseño se realizó a partir de parámetros geotécnicos obtenidos como el promedio de los valores presentados en la Tabla 5.2. A su vez, se utilizaron parámetros característicos ( $\phi'_{P_{exc}=0,80}$ ,  $c'_{P_{exc}=0,80}$ ) en el diseño de fundaciones basado en el método LRFD, y parámetros medios en el diseño de fundaciones basado en el método ASD ( $\phi'_{mean}$ ,  $c'_{mean}$ ). De esta manera, se logra obtener un dimensionamiento comparable para los distintos métodos de diseño evaluados.

La Tabla 5.7 presenta los parámetros geotécnicos de diseño adoptados y los resultados del dimensionamiento realizado y de los coeficientes de reacción de la subrasante para cada una de las fundaciones evaluadas.

Método	Ensayo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [MPa]	$\nu_s$ [-]	$\phi'_{mean}$ [°]	$c'_{mean}$ [kPa]	$\phi'_{P_{exc}=0,80}$ [°]	$c'_{P_{exc}=0,80}$ [kPa]	$B$ [m]	$k_v$ [kN/m <sup>3</sup> ]
ASD	SPT	17.3	19.7	0.30	32.3	0.0			3.1	4075
	CPT									
	TRX									
LRFD	SPT	17.3	19.7	0.30	32.3	0.0	26.8		2.6	4650
	CPT						28.2	0.0	2.4	4950
	TRX						29.6		2.2	5250

Tabla 5.7: Parámetros geotécnicos de diseño. Dimensionamiento resultante.

La determinación del coeficiente de reacción de la subrasante utilizado en la determinación de solicitaciones de estas fundaciones superficiales, propuesto por Vesic[52], se presenta en la Ecuación 5.6.

$$k_v = \frac{0.65}{B} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_c I_f}} \frac{E_s}{1 - \nu_s} \quad (5.6)$$

Sobre estas fundaciones se realizó la verificación estructural. Para ello, se consideró una única combinación de carga, presentada en la Ecuación 5.7. Se consideró, a su vez, que la carga de diseño, presentada en la Figura 5.3, se divide en un 70 % como carga permanente y en un 30 % como sobrecarga de uso. Dichas solicitaciones de diseño se introducen a través de una columna circular de diámetro  $b = 0.60$ . Las solicitaciones de diseño se presentan en la Ecuación 5.8.

$$1.2D + 1.6L \quad (5.7)$$

$$D = 1015kN \text{ y } L = 435kN \quad (5.8)$$

Los parámetros de diseño utilizados en la verificación estructural se presentan en la Tabla 5.8.

Resistencia característica del hormigón	$f'_c$	[MPa]	30
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c$	[MPa]	25750
Resistencia característica del acero	$f'_y$	[MPa]	420
Módulo de elasticidad del acero	$E_y$	[MPa]	200000
Recubrimiento mínimo a filo de estribos	$r$	[cm]	5.0

Tabla 5.8: Parámetros de diseño utilizados en la verificación estructural de fundaciones.

**5.6.2. Análisis de solicitaciones y Verificación estructural de fundaciones superficiales**

Las solicitaciones de diseño para las fundaciones analizadas se determinaron mediante el software de cálculo SAP2000[23]. La Figura 5.8 presenta un esquema del modelo de elementos finitos realizado, para el caso de análisis del método ASD.

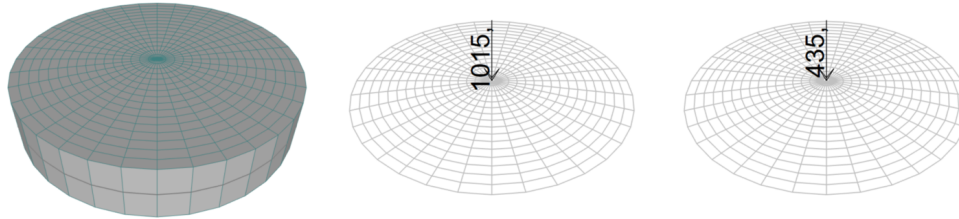


Figura 5.8: Modelación numérica de fundaciones superficiales mediante SAP2000[23] - Método ASD.

Las solicitaciones de diseño obtenidas para cada una de las fundaciones analizadas se presentan en el Anexo B y se resumen en la Tabla 5.9.

Método	Ensayo	Solicitación a flexión [kNm/m]	Solicitación axil [kN/m]	Solicitación a corte [kN/m]
ASD	SPT	319.0	10.0	580.0
	CPT			
	TRX			
LRFD	SPT	292.0	2.0	450.0
	CPT	276.0	2.0	420.0
	TRX	265.0	2.0	390.0

Tabla 5.9: Solicitaciones de diseño de fundaciones superficiales.

Las verificaciones estructurales de las fundaciones analizadas se presentan en el Anexo C y se resumen en la Tabla 5.10. Los detalles de encofrados, detalles de armado y planillas de doblado de armaduras se presentan en el Anexo E.

Método	Ensayo	Verificación	Armadura adoptada	$A_{s_{Nec.}}/A_{s_{Adopt.}}$ [-]	Cuantía [kg/m <sup>3</sup> ]
ASD	SPT - CPT - TRX	Flexión	Φ16 c/10cm	0.88	92
		Punzonado	-	-	-
LRFD	SPT	Flexión	Φ16 c/10cm	0.88	89
		Punzonado	-	-	-
	CPT	Flexión	Φ16 c/10cm	0.88	90
		Punzonado	-	-	-
TRX	TRX	Flexión	Φ16 c/10cm	0.88	91
		Punzonado	-	-	-

Tabla 5.10: Verificación estructural de fundaciones superficiales.

### 5.6.3. Cómputo y presupuesto

Se realizó el cómputo y presupuesto para la construcción de las fundaciones superficiales analizadas, los cuales incluyen la ejecución de estudios geotécnicos de campo y laboratorio y la elaboración de un informe geotécnico y recomendaciones.

La determinación de la cantidad mínima de prospecciones y profundidad de investigación se realizó en base al reglamento CIRSOC 401[14]. Para ello, se consideró a fines prácticos que estas fundaciones corresponden a un edificio para viviendas de 10 pisos, motivo por el cual corresponde la ejecución de un mínimo de 3 prospecciones de una profundidad no menor a 6.0m.

Los resultados del cómputo y presupuesto para cada una de las fundaciones analizadas se presentan en el Anexo D y se resumen en la Tabla 5.11. El cómputo y presupuesto correspondiente al método ASD se realizó suponiendo que el estudio geotécnico incluyó una prospección SPT por ser la más difundida en la práctica geotécnica actual.

Método	Ensayo	Presupuesto final [ARS\$]
ASD	SPT	711950.00
	CPT	829850.00
	TRX	917150.00
LRFD	SPT	639760.00
	CPT	729710.00
	TRX	794890.00

Tabla 5.11: Presupuesto resultante.

### 5.6.4. Análisis de resultados y Conclusiones

En esta sección, se analizaron el dimensionamiento, la verificación estructural y, finalmente, el cómputo y presupuesto de fundaciones superficiales basado en las diferentes metodologías propuestas, utilizando como punto de partida parámetros geotécnicos promedio, con el fin de obtener resultados comparables entre las distintas metodologías de obtención de parámetros geotécnicos de diseño.

A partir de los resultados obtenidos, puede concluirse que la utilización del método LRFD supondría una mejora en términos económicos respecto a la utilización del método ASD, ampliamente extendido en la práctica geotécnica actual argentina. Esta mejora se ve plasmada en la comparativa entre presupuestos ASD-SPT y LRFD-SPT, en donde la disminución del costo es del 10 %, disminución que aumenta al 12 % y 13 % para presupuestos basados en CPT y TRX, respectivamente. Esto implica que a la disminución en la economía de diseño podría ser proporcional a la precisión de la metodología de determinación de parámetros geotécnicos. A su vez, los resultados de los presupuestos ASD-SPT, LRFD-CPT y LRFD-TRX resultan ser comparables, ya que la variación entre estos es igual al 2 %, si se compara ASD-SPT y LRFD-CPT, y al 11 %, si se compara ASD-SPT y LRFD-TRX. Si bien esta última variación es alta, debe considerarse que el diseño de fundaciones a partir de métodos cuya obtención de parámetros geotécnicos es más precisa, como lo son el método LRFD-CPT y LRFD-TRX, da como resultado una variabilidad en las dimensiones de las fundaciones menor, una menor variabilidad en el costo final, con lo cual podría evaluarse su utilización en el diseño actual de fundaciones superficiales. Téngase en cuenta, a su vez, que el estudio llevado a cabo por Anderson[5] y presentado en la Tabla 5.1 presenta resultados de  $\phi'$  basados en prospecciones SPT menores a los basados en prospecciones CPT y ensayos de laboratorio triaxiales TRX, escenario que podría darse en la práctica ingenieril, lo que resalta la variabilidad del ensayo SPT y por continuidad la variabilidad en los costos de construcción finales, resultando así en que la utilización de ensayos más precisos podrían dar como resultado fundaciones económicamente comparables a las obtenidas mediante ensayos SPT.

## 6. Conclusiones

### 6.1. Consideraciones finales

En el presente trabajo se estudió la metodología de diseño basado en la teoría de confiabilidad, el cual considera el conocimiento estadístico de las variables básicas de diseño, y su aplicación en el método *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), el cual se basa en un enfoque de diseño de factores de mayoración de carga y de reducción de resistencia y en la utilización de ecuaciones de estados límite. También se estudió la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  basados en el método LRFD, los diferentes métodos de calibración, y su aplicación al diseño de fundaciones superficiales, en condiciones de carga drenada y no drenada, resultando en la calibración factores de reducción de resistencia basados en ensayos de carga numéricos obtenidos mediante programas de elementos finitos.

Este trabajo introdujo las nociones de seguridad y riesgo tolerable en el diseño de estructuras; el diseño estructural debe garantizar un riesgo aceptable y un margen de seguridad que la sociedad está dispuesta a aceptar en situaciones específicas. Estudió también el enfoque de confiabilidad; el análisis de confiabilidad de un sistema estructural de una posible falla supone examinar todos los modos de falla posibles, la relación entre las variables elementales que conforman dicho sistema y sus componentes, y la sensibilidad de la respuesta de dicho sistema a la variabilidad en los parámetros de entrada. Estudió el método LRFD; esta metodología considera diferentes ecuaciones de estados límite cuyos términos son variables aleatorias no correlacionadas de resistencia y cargas, que son afectados por factores de mayoración de carga y de reducción de resistencia. Estudió la determinación de dichos factores mediante distintos métodos de calibración, tales como el método *First Order Second Moment* (FOSM), el método *First Order Reliability Method* (FORM) y el método de simulación de Montecarlo (MCS); los primeros dos métodos conforman soluciones analíticas para funciones de estado límite simples, mientras que el tercer método, basado en la simulación, se utiliza principalmente en funciones de estados límite complejas, en donde la aplicación de soluciones analíticas es engorrosa.

Se estudiaron las fuentes de incertidumbre de los parámetros resistentes involucrados en la aplicación del método LRFD al diseño de fundaciones superficiales, principalmente la incertidumbre de los geomateriales. Para ello, se estudiaron las fuentes principales de incertidumbre geotécnica; estas fuentes son la variabilidad natural, el error de medición de ensayos in situ y de laboratorio, la incertidumbre epistémica y la incertidumbre de los modelos de correlación de parámetros geotécnicos. Luego, se estudiaron los distintos estados límite involucrados en el diseño de fundaciones, entre los cuales se destacan el estado límite último (ULS, por sus siglas en inglés) y el estado límite de servicio (SLS, por sus siglas en inglés); diferentes bibliografías[7][29] proponen factores de seguridad globales en función del tipo de carga a la cual se encuentra sujeta la fundación, pero no proponen factores de reducción de resistencia  $RF$ .

A continuación, se estudió la práctica actual en Argentina, referida al diseño de fundaciones superficiales, y se analizaron los reglamentos nacionales de diseño de estructuras de hormigón[13][15]; estos reglamentos emplean la metodología de diseño por factores de carga y resistencia LRFD, pero no proponen factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales. Se estudió la reglamentación norteamericana y europea; estos reglamentos se diferencian en la forma en la que se aplica la reducción de la resistencia de fundaciones superficiales, en donde, por un lado, en el Eurocódigo 7 se aplican factores de reducción sobre los parámetros resistentes, para luego calcular una resistencia de diseño, mientras que en la AASHTO la resistencia nominal se calcula utilizando parámetros de resistencia reales, para luego ser afectada por un factor de reducción de resistencia global y así obtener una resistencia de diseño.

En lo que respecta al diseño de fundaciones superficiales basado en estados límite, se estudió el diseño basado en ULS y el diseño basado en SLS. El diseño ULS de fundaciones superficiales se basa en la teoría de la plasticidad, el cual introduce el concepto de asociatividad, que implica que la dirección del vector de incremento de la deformación plástica debe ser normal a la superficie que define el criterio de falla cuando se superponen los ejes de deformación y tensión[39]. El diseño ULS depende del criterio de falla analizado, en donde se distingue el correspondiente a condiciones de carga drenada, y el correspondiente a condiciones de carga no drenada. El diseño ULS se basa principalmente en la fórmula trinómica de capacidad de carga de fundaciones superficiales propuesta por Terzaghi [49], y actualizada posteriormente por diferentes autores,

entre los cuales se destaca Meyerhoff[27], Brinch Hansen[11], Vesic[52] y Salgado[45]. El diseño SLS se basa en la teoría de la elasticidad, la cual se utiliza en la estimación del asentamiento de suelos granulares, asentamiento que depende en gran medida del módulo de elasticidad del suelo  $E_s$ . Existen correlaciones empíricas para obtener  $E_s$ , basadas principalmente en ensayos in situ SPT y CPT, y teorías como la Ecuación de Boussinesq. Otro método de determinación de asentamientos fue propuesto por Schmertmann, el cual consiste en modelar el asentamiento de la fundación utilizando una distribución triangular de deformación vertical.

En el presente trabajo se realizó la validación numérica de la fórmula trinómica propuesta por Brinch Hansen[10] a partir de un análisis límite mediante modelos numéricos de elementos finitos[31]. A su vez, se analizó el comportamiento asociativo ( $\psi = \phi'$ ) de la fórmula de capacidad de carga de Brinch Hansen. Por último, se realizó la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales, basado en la teoría de confiabilidad, a partir de la recopilación de 1620 ensayos obtenidos numéricamente mediante modelos de elementos finitos[31], de los cuales 1458 ensayos corresponden a condiciones de carga drenada y los 162 ensayos restantes corresponden a condiciones de carga no drenada. A partir de esta calibración, se concluyó que los tres métodos de calibración empleados permiten obtener resultados comparables para bases de datos extensas.

Los resultados de este trabajo son la determinación de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales aplicables al método LRFD, basados en la fórmula de Brinch Hansen, en condiciones de carga drenada y no drenada, considerando parámetros geotécnicos medios y característicos (con una probabilidad de excedencia del 80 %), determinados a partir de ensayos de carga numéricos, y la presentación de un código de uso público desarrollado para dicha calibración.

El presente trabajo finalizó con un caso de aplicación al trabajo profesional. En este caso de aplicación, se analizó la precisión de la estimación de asentamientos y de capacidad de carga de fundaciones superficiales, dado un caso de análisis real. Se concluyó, en líneas generales, que los métodos analíticos presentados permiten obtener un orden de magnitud aceptable en la estimación de asentamientos, y una estimación precisa de la capacidad de carga. Por su parte, los métodos numéricos basados en modelos constitutivos de Mohr-Coulomb no dan como resultado estimaciones precisas del asentamiento de fundaciones, pero sí permiten estimar un orden de magnitud aceptable de la capacidad de carga. Se analizó, a su vez, el diseño de fundaciones superficiales basado en el método LRFD, considerando la variabilidad asociada a la determinación de parámetros mecánicos del suelo de fundación mediante correlaciones con ensayos SPT, CPT y TRX. La introducción de la variabilidad de estos ensayos en el diseño de fundaciones superficiales dió como resultado diseños más competentes. Esto podría implicar que la ejecución de ensayos cuyas correlaciones con parámetros geotécnicos son más precisas, como el caso de el ensayo de laboratorio de compresión triaxial, permitiría obtener diseños de fundaciones superficiales competitivos con respecto a la práctica geotécnica actual, en donde el ensayo SPT es el más extensivamente utilizado en la elaboración de recomendaciones geotécnicas para fundaciones superficiales.

## 6.2. Próximas líneas de investigación

Quedará para futuras líneas de investigación:

- la recopilación de una base de datos de ensayos de carga extensa, ejecutados tanto sobre fundaciones superficiales como profundas;
- la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones superficiales, basado en la teoría de confiabilidad, a partir de la recopilación de ensayos de carga reales;
- la calibración de factores de reducción de resistencia  $RF$  para fundaciones profundas, basado en la teoría de confiabilidad;
- la evaluación de distintos modelos constitutivos, como el modelo HSS, en la estimación de asentamientos de fundaciones superficiales mediante métodos de elementos finitos.



## Referencias

- [1] AASHTO. *Interim Revisions to the Standard Specifications for Highway Bridges, 16th ed.* American association of state highway and transportation officials, 1963.
- [2] AASHTO. *Bridge design specifications.* American association of state highway and transportation officials, 2017.
- [3] Murad Y. Abu-Farsakh, Sungmin Yoon, Ching Tsai, et al. *Calibration of resistance factors needed in the LRFD design of driven piles.* Louisiana Transportation Research Center, 2009.
- [4] Committee ACI. *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-63).* American Concrete Institute, 1963.
- [5] J. Brian Anderson, F. C. Townsend, and L. Rahelison. Load testing and settlement prediction of shallow foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12):1494–1502, 2007.
- [6] James Michael Barker, Richard M. and Duncan, Kamal B. Rojiani, et al. *Manuals for the design of bridge foundations: shallow foundations; driven piles; retaining walls and abutments; drilled shafts; estimating tolerable movements; load factor design specifications; and commentary.* 1991.
- [7] Dennis E. Becker. Eighteenth canadian geotechnical colloquium: Limit states design for foundations. part i. an overview of the foundation design process. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(6):956–983, 1997.
- [8] J.R. Benjamin and C.A. Cornell. *Probability Statistics and Decision for Civil Engineers.* Mc. Graw-Hill, New York, 1970.
- [9] Joseph E. Bowles. *Foundation Analysis and Design, 5th ed.* McGraw-hill, New York, 1996.
- [10] J. Brinch Hansen. A general formula for bearing capacity. *Akademi for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Copenhagen*, pages 385–46, 1961.
- [11] J. Brinch Hansen. A revised and extended formula for bearing capacity. *Akademi for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Copenhagen*, pages 5–11, 1970.
- [12] CEN. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules.* European Committee for Standardization, 2004.
- [13] Reglamento CIRSOC. Cirsoc 201-2005. *Presidencia de la Nación, Secretaría de Obras Públicas. Reglamento argentino de estructuras de hormigón*, 2005.
- [14] Reglamento CIRSOC. Cirsoc 401. *Presidencia de la Nación, Secretaría de Obras Públicas. Reglamento argentino de estudios geotécnicos*, 2018.
- [15] Reglamento CIRSOC. Cirsoc 801. *Presidencia de la Nación, Secretaría de Obras Públicas. Reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros*, 2018.
- [16] Braja M. Das. *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement.* CRC press, 1999.
- [17] Robert W. Day. *Foundation engineering handbook: design and construction with the 2009 international building code.* McGraw-Hill Education, 2010.
- [18] Ove Ditlevsen and Henrik O. Madsen. *Structural reliability methods*, volume 178. Wiley New York, 1996.
- [19] American Society for Testing and Materials. Standard test method for elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression. *ASTM D3148 - 02*, 1999.

REFERENCIAS

---

- [20] American Society for Testing and Materials. Standard test method for penetration test and split-barrel sampling of soils. *ASTM D1586 - 99*, 1999.
- [21] Theodore V. Galambos and M.K. Ravindra. Load and resistance factor design. *Engineering Journal, AISC*, 18(3):78–84, 1981.
- [22] Abraham M. Hasofer and Niels C. Lind. Exact and invariant second moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100(1):111–121, 1974.
- [23] Computers & Structures INC. *SAP2000, Structural Analysis and Design*. 2023.
- [24] Maurice Lemaire. *Structural reliability*. John Wiley & Sons, 2013.
- [25] James Grierson MacGregor. Safety and limit states design for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 3(4):484–513, 1976.
- [26] Henrik O Madsen, Steen Krenk, and Niels Christian Lind. *Methods of structural safety*. Courier Corporation, 2006.
- [27] George Geoffrey Meyerhof. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 1, pages 440–445, 1953.
- [28] George Geoffrey Meyerhof. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal, NRC Research Press*, pages 16–26, 1963.
- [29] George Geoffrey Meyerhof. Limit states design in geotechnical engineering. *Structural Safety*, 1(1):67–71, 1982.
- [30] Andrzej S. Nowak and Kevin R. Collins. *Reliability of structures*. CRC press, 2012.
- [31] CE Optum. *Optum G2, analysis and theory*. Optum Computational Engineering, New South Wales, Australia, 2014.
- [32] Samuel G. Paikowsky. *LRFD design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures*, volume 651. Transportation Research Board, 2010.
- [33] R. B. Peck, W. E. Hanson, and T. H. Thornburn. *Foundation engineering*. John Wiley & Sons, New York, 1974.
- [34] Kok-Kwang Phoon and Jianye Ching. *Risk and reliability in geotechnical engineering*. CRC Press, 2015.
- [35] Kok-Kwang Phoon and F.H. Kulhawy. Characterisation of model uncertainties for laterally loaded rigid drilled shafts. *Geotechnique*, 55(1):45–54, 2005.
- [36] Kok-Kwang Phoon and Johannes Verster Retief. *Reliability of geotechnical structures in ISO2394*. CRC Press, 2016.
- [37] Harry G. Poulos. From theory to practice in pile design. *Transactions of the Institution of Engineers, Australia. Civil engineering*, 30(3):107–137, 1988.
- [38] Harry G. Poulos and Trishurn Hull. The role of analytical geomechanics in foundation engineering. In *Foundation engineering: Current principles and practices*, pages 1578–1606. ASCE, 1989.
- [39] William Powrie. *Soil Mechanics: Concepts and Applications*. Spon Press. Taylor and Francis Group, London and New York, 2004.
- [40] Ludwig Prandtl. Ueber die haerte plastischer koerper. *Nachrichten der Gesellschaft der Wissenschaften, Berichte der mathem.-physikal. Klasse*, pages 74–85, 1920.
- [41] Rüdiger Rackwitz and Bernd Flessler. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*, 9(5):489–494, 1978.

REFERENCIAS

---

- [42] H Reissner. Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress of Applied Mechanics*, pages 295–311. Delft, 1924.
- [43] P. K. Robertson. *Guide to In-Situ Testing*. Gregg Drilling, 2006.
- [44] R.A. Rzhanitzyn. *Design of structures with considerations of plastic properties of materials*. Stroivoenmorizdat, Moscow, 1949.
- [45] Rodrigo Salgado. *The Engineering of Foundations*. McGraw-Hill, New York, 2008.
- [46] John H. Schmertmann. Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(3):1011–1043, 1970.
- [47] John H. Schmertmann, John Paul Hartman, and Phillip R Brown. Improved strain influence factor diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(8):1131–1135, 1978.
- [48] Bentley Systems. *Plaxis 2D, Materials Models Manual*. 2021.
- [49] Karl Terzaghi. *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York, 1943.
- [50] Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, and Gholamreza Mesri. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, 1996.
- [51] Fred L. Van Rossum, Guido and Drake Jr. *Python reference manual*. Centrum voor Wiskunde en Informatica Amsterdam, 1995.
- [52] Aleksandar S. Vesic. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 99, No. 1, pages 54–73, 1973.
- [53] Aleksandar S. Vesic. Bearing capacity of shallow foundations. In *Foundation Engineering Handbook*, H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, eds., Van Nostrand Reinhold, New York, pages 121–147, 1975.

# Anexos

## A. Códigos de uso público desarrollados en este trabajo

## A.1. Código principal

```
from functions import *
from pandas import *
from numpy import *

nsim = 2 * 10**6
condition = ['drained', 'undrained']
method = ['trx', 'cpt', 'spt']
load_variables = ['dead load', 'live load']
load_ratios = np.append(np.arange(0, 1, 0.05), np.arange(1, 1.5, 0.10))
load_ratios = np.append(load_ratios, np.arange(1.5, 3, 0.25))
load_ratios = np.append(load_ratios, np.arange(3, 11, 1))
beta_target = np.append(np.arange(2, 3, 0.25), np.arange(3, 11, 1))
load_factors = [1.2, 1.6]

for u in condition:
    for v in method:
        df = read_excel(u + '_optum_simulation_' + v +
            '.xlsx').fillna(np.nan).replace([np.nan], [None])
        mcs_df = DataFrame(load_ratios, columns=['load ratio'])
        form_df = DataFrame(load_ratios, columns=['load ratio'])
        fosm_df = DataFrame(load_ratios, columns=['load ratio'])
        df['brinch hansen'] = brinch_hansen_formulation(df, v)
        bias_distribution, bias_parameters = bias_distribution_parameters(df)
        for beta in beta_target:
            mcs_rf = []
            form_rf = []
            fosm_rf = []
            for load_ratio in load_ratios:
                resistance_bias_simulation, load_bias_simulation = bias_simulation(
                    nsim, bias_distribution, bias_parameters, load_variables,
                    [1, load_ratio])
                mcs_data = (resistance_bias_simulation,
                    load_bias_simulation, load_factors, [1, load_ratio])
                mcs_rf.append(mcs_rf_determination(beta, mcs_data))
                form_data = (bias_distribution, bias_parameters,
                    load_variables, load_factors, [1, load_ratio])
                form_rf.append(form_rf_determination(beta, form_data))
                fosm_data = form_data
                fosm_rf.append(fosm_rf_determination(beta, fosm_data))
            mcs_df['beta ' + str(beta)] = mcs_rf
            form_df['beta ' + str(beta)] = form_rf
            fosm_df['beta ' + str(beta)] = fosm_rf
        writer = ExcelWriter(u + v + 'results.xlsx')
        mcs_df.to_excel(writer, sheet_name='mcs')
        form_df.to_excel(writer, sheet_name='form')
        fosm_df.to_excel(writer, sheet_name='fosm')
        writer.save()
```

## A.2. Funciones para la determinación de capacidad de carga

```
import numpy as np
from pandas import *
from scipy.optimize import minimize
from sympy.solvers import solve
from sympy import Symbol

def Nq_factor(phi, tan_phi):
    return np.tan(np.pi/4 + phi/2)**2 * np.exp(np.pi * tan_phi)

def Nc_factor(tan_phi, N_q):
    return (N_q - 1) / tan_phi

def Ng_factor(tan_phi, N_q):
    return 1.5 * (N_q - 1) * tan_phi

def total_vertical_stress(water_table, vertical_stress, effective_density,
    depth, width):
    if water_table:
        water_density = 9.81
        if water_table <= depth:
            q = vertical_stress + effective_density * water_table + \
                (effective_density - water_density) * (depth - water_table)
            effective_density = effective_density - water_density
        elif depth < water_table <= depth + width:
            q = vertical_stress + effective_density * depth
            effective_density = (effective_density - water_density) + \
                (water_table - depth) / (width) * water_density
        else:
            q = vertical_stress + effective_density * depth
    elif water_table == 0:
        water_density = 9.81
        q = vertical_stress + (effective_density - water_density) * depth
        effective_density = effective_density - water_density
    else:
        q = vertical_stress + effective_density * depth
    return q, effective_density
```

```
def dq_drained_factor(phi, depth, width, tan_phi):
    sin_phi = np.sin(phi)
    if depth <= width:
        d_q = 1 + 2 * tan_phi * (1 - sin_phi)**2 * (depth / width)
    else:
        d_q = 1 + 2 * tan_phi * (1 - sin_phi)**2 * np.arctan(depth / width)
    return d_q

def dc_drained_factor(depth, width):
    if depth <= width:
        d_c = 1 + 0.4 * (depth / width)
    else:
        d_c = 1 + 0.4 * np.arctan(depth / width)
    return d_c

def dc_undrained_factor(depth, width):
    if depth / width <= 1:
        d_c = 0.4 * (depth / width)
    else:
        d_c = 0.4 * np.arctan(depth / width)
    return d_c

def iq_drained_factor(vertical_load, horizontal_load, width, cohesion, tan_phi):
    return (1 - 0.5 * horizontal_load /
            (vertical_load + width * cohesion / tan_phi))**5

def ic_drained_factor(N_q, i_q):
    return i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)

def ic_undrained_factor(horizontal_load, width, su):
    return 0.5 - 0.5 * np.sqrt(1 - horizontal_load / (width * su))

def ig_drained_factor(vertical_load, horizontal_load, width, cohesion, tan_phi):
    return (1 - 0.7 * horizontal_load /
            (vertical_load + width * cohesion / tan_phi))**5
```



```
def get_brinch_hansen(condition='drained', depth=0, inclination=0, water_table=None,
    vertical_stress=0, width=1, phi=0, cohesion=0, effective_density=0, su=0):
    q, effective_density = total_vertical_stress(
        water_table, vertical_stress, effective_density, depth, width)

    if condition == 'drained':
        qu_brinch_hansen = 0
        phi = np.radians(phi)
        tan_phi = np.tan(phi)
        N_q = Nq_factor(phi, tan_phi)
        if effective_density:
            N_g = Ng_factor(tan_phi, N_q)
            qu_brinch_hansen += 0.5 * effective_density * width * N_g
        if depth:
            d_q = dq_drained_factor(phi, depth, width, tan_phi)
            d_c = dc_drained_factor(depth, width)
        else:
            d_q = 1
            d_c = 1
        if q:
            qu_brinch_hansen += q * d_q * N_q
        if cohesion:
            N_c = Nc_factor(tan_phi, N_q)
            qu_brinch_hansen += cohesion * d_c * N_c
        if inclination:
            i = 1
            while i > 10**-3:
                vertical_load = qu_brinch_hansen
                horizontal_load = vertical_load * inclination
                i_g = ig_drained_factor(
                    vertical_load, horizontal_load, width, cohesion, tan_phi)
                qu_brinch_hansen = 0.5 * effective_density * width * N_g * i_g
                if q and cohesion:
                    i_q = iq_drained_factor(
                        vertical_load, horizontal_load, width, cohesion, tan_phi)
                    i_c = ic_drained_factor(N_q, i_q)
                    qu_brinch_hansen += q * N_q * d_q * i_q +
                        cohesion * N_c * d_c * i_c
                elif q:
                    i_q = iq_drained_factor(
                        vertical_load, horizontal_load, width, cohesion, tan_phi)
                    qu_brinch_hansen += q * N_q * d_q * i_q
                elif cohesion:
                    qu_brinch_hansen += cohesion * N_c * d_c
            i = abs(qu_brinch_hansen - vertical_load) / vertical_load
```

```
else:
    if depth:
        d_c = dc_undrained_factor(depth, width)
    else:
        d_c = 0
    qu_brinch_hansen = (2 + np.pi) * su * (1 + d_c) + q
    if inclination:
        i = 1
        while i >= 10**-3:
            vertical_load = qu_brinch_hansen
            horizontal_load = vertical_load * inclination
            i_c = ic_undrained_factor(horizontal_load, width, su)
            qu_brinch_hansen = (2 + np.pi) * su * (1 + d_c - i_c) + q
            i = abs(qu_brinch_hansen - vertical_load) / vertical_load
    return round(qu_brinch_hansen, 1)

def brinch_hansen_formulation(df, method):
    brinch_hansen_summary = []
    for i in range(len(df)):
        if df['condition'][i] == 'drained':
            phi = df['phi'][i]
            brinch_hansen = get_brinch_hansen(condition=df['condition'][i],
                depth=df['depth'][i], inclination=df['inclination'][i],
                water_table=df['water table'][i], width=df['width'][i],
                phi=phi, cohesion=df['cohesion'][i],
                effective_density=df['effective density'][i])
            brinch_hansen_summary.append(brinch_hansen)
        elif df['condition'][i] == 'undrained':
            brinch_hansen = get_brinch_hansen(condition=df['condition'][i],
                depth=df['depth'][i], inclination=df['inclination'][i],
                water_table=df['water table'][i], width=df['width'][i],
                su=df['su'][i], effective_density=df['effective density'][i])
            brinch_hansen_summary.append(brinch_hansen)
    return brinch_hansen_summary
```

```
def brinch_hansen_simulation(parameters, method, nsim):
    condition, depth, inclination, water_table, width, phi,
    dilation, cohesion, effective_density, su, optum = parameters
    effective_density = effective_density_dist(effective_density).rvs(nsim)
    if condition == 'drained':
        if method == 'trx':
            phi = trx_phi_dist(phi).rvs(nsim)
            if cohesion:
                cohesion = trx_cohesion_dist(cohesion).rvs(nsim)
                brinch_hansen = [get_brinch_hansen(condition=condition,
                    depth=depth, inclination=inclination, water_table=water_table,
                    width=width, phi=phi[i], cohesion=cohesion[i],
                    effective_density = effective_density[i]) for i in range(nsim)]
            else:
                brinch_hansen = [get_brinch_hansen(condition=condition, depth=depth,
                    inclination=inclination, water_table=water_table, width=width,
                    phi=phi[i], effective_density=effective_density[i])
                    for i in range(nsim)]
        elif method == 'cpt':
            phi = cpt_phi_dist(phi).rvs(nsim)
            brinch_hansen = [get_brinch_hansen(condition=condition, depth=depth,
                inclination=inclination, water_table=water_table, width=width,
                phi=phi[i], effective_density=effective_density[i])
                for i in range(nsim)]
        else:
            phi = spt_phi_dist(phi).rvs(nsim)
            brinch_hansen = [get_brinch_hansen(condition=condition, depth=depth,
                inclination=inclination, water_table=water_table, width=width,
                phi=phi[i], effective_density=effective_density[i])
                for i in range(nsim)]
    elif condition == 'undrained':
        if parameters['method'] == 'trx':
            su = trx_su_dist(su).rvs(nsim)
        elif parameters['method'] == 'cpt':
            su = cpt_su_dist(su).rvs(nsim)
        elif parameters['method'] == 'spt':
            su = spt_su_dist(su).rvs(nsim)
        brinch_hansen = [get_brinch_hansen(condition=condition, depth=depth,
            inclination=inclination, water_table=water_table, width=width, su=su[i],
            effective_density=effective_density[i]) for i in range(nsim)]
    return brinch_hansen
```

```
def bias_distribution_parameters(df):
    bias_values = [df['optum'][i] / df['brinch hansen'][i]
                   for i in range(len(df))]
    bias_values = [x for x in bias_values if str(x) != 'nan']
    bias_genextreme_parameters = np.array(stats.genextreme.fit(bias_values))
    d_genextreme, p_genextreme = stats.kstest(
        bias_values, 'genextreme', args=bias_genextreme_parameters)
    bias_lognorm_parameters = np.array(stats.lognorm.fit(bias_values))
    d_lognorm, p_lognorm = stats.kstest(
        bias_values, 'lognorm', args=bias_lognorm_parameters)
    if d_genextreme <= d_lognorm and p_genextreme >= p_lognorm:
        return 'genextreme', bias_genextreme_parameters
    elif d_genextreme >= d_lognorm and p_genextreme <= p_lognorm:
        return 'lognorm', bias_lognorm_parameters
    elif p_genextreme >= p_lognorm:
        return 'genextreme', bias_genextreme_parameters
    else:
        return 'lognorm', bias_lognorm_parameters

def bias_simulation(nsim, bias_distribution, bias_parameters,
                  load_variables, load_ratios):
    load_bias_list = [0] * nsim
    for i in range(len(load_variables)):
        if load_variables[i] == 'dead load':
            load_bias = load_ratios[i] * dead_load().rvs(nsim)
        elif load_variables[i] == 'live load':
            load_bias = load_ratios[i] * max_live_load().rvs(nsim)
        load_bias_list = [load_bias_list[j] + load_bias[j]
                          for j in range(nsim)]
    if bias_distribution == 'lognorm':
        resistance_bias_list = stats.lognorm(bias_parameters[0],
                                             loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2]).rvs(nsim)
    elif bias_distribution == 'genextreme':
        resistance_bias_list = stats.genextreme(bias_parameters[0],
                                                loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2]).rvs(nsim)
    return resistance_bias_list, load_bias_list

def load_bias_determination(n, load_variables, load_ratios):
    load_bias_list = []
    for j in range(n):
        load_bias = 0
        for i in range(len(load_variables)):
            if load_variables[i] == 'dead load':
                load_bias += dead_load(load_ratios[i]).rvs(1)
            elif load_variables[i] == 'live load':
                load_bias += max_live_load(load_ratios[i]).rvs(1)
        load_bias_list.append(load_bias)
    return load_bias_list
```

### A.3. Funciones para la calibración de factores de reducción de resistencia

```

def mcs_beta_determination(rf, data):
    resistance_bias, load_bias, load_factors, load_ratios = data
    lf = 0
    for i in range(len(load_factors)):
        lf += load_factors[i] * load_ratios[i]
    i = 0
    for j in range(len(resistance_bias)):
        if resistance_bias[j] * lf / rf <= load_bias[j]:
            i += 1
    U = stats.norm(loc=0, scale=1)
    return U.ppf(1 - i / len(resistance_bias))

def fosm_rf_determination(beta_target, data):
    bias_distribution, bias_parameters, load_variables,
    load_factors, load_ratios = data
    if bias_distribution == 'lognorm':
        bias_distribution = stats.lognorm(
            bias_parameters[0], loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2])
    elif bias_distribution == 'genextreme':
        bias_distribution = stats.genextreme(
            bias_parameters[0], loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2])
    lf = 0
    for i in range(len(load_factors)):
        lf += load_factors[i] * load_ratios[i]
    limit_state_mean = 0
    limit_state_var = 0
    for i in range(len(load_factors)):
        if load_variables[i] == 'dead load':
            distribution = dead_load()
        elif load_variables[i] == 'live load':
            distribution = max_live_load()
        limit_state_mean += load_ratios[i] * distribution.mean()
        limit_state_var += (load_ratios[i] * distribution.std())**2
    rf = Symbol('rf')
    rf_1, rf_2 = solve(beta_target**2 *
        ((lf / rf * bias_distribution.std())**2 + limit_state_var)
        - (lf / rf * bias_distribution.mean() - limit_state_mean)**2)
    return round(min(rf_1, rf_2), 3)

```

```

def form_beta_determination(rf, data):
    bias_distribution, bias_parameters, load_variables,
        load_factors, load_ratios = data
    lf = 0
    z0 = [0]
    G = [0]
    for i in range(len(load_variables)):
        z0.append(0)
        lf += load_factors[i] * load_ratios[i]
        if load_variables[i] == 'dead load':
            G.append(dead_load().std() * load_ratios[i])
        elif load_variables[i] == 'live load':
            G.append(max_live_load().std() * load_ratios[i])
    if bias_distribution == 'lognorm':
        G[0] = - lf / rf * stats.lognorm(bias_parameters[0],
            loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2]).std()
    elif bias_distribution == 'genextreme':
        G[0] = - lf / rf * stats.genextreme(bias_parameters[0],
            loc=bias_parameters[1], scale=bias_parameters[2]).std()

    def objective(z):
        sum_product = 0
        for i in z:
            sum_product += i**2
        return np.sqrt(sum_product)

    def failure_criteria(z, rf, lf, data):
        bias_distribution, bias_parameters, load_variables,
            load_factors, load_ratios = data
        U = stats.norm(loc=0, scale=1)
        if bias_distribution == 'lognorm':
            failure = lf / rf * stats.lognorm(bias_parameters[0],
                loc=bias_parameters[1],
                scale=bias_parameters[2]).ppf(U.cdf(z[0]))
        elif bias_distribution == 'genextreme':
            failure = lf / rf * stats.genextreme(bias_parameters[0],
                loc=bias_parameters[1],
                scale=bias_parameters[2]).ppf(U.cdf(z[0]))
        for i in range(len(load_variables)):
            if load_variables[i] == 'dead load':
                failure -= load_ratios[i] * dead_load().ppf(U.cdf(z[i + 1]))
            elif load_variables[i] == 'live load':
                failure -= load_ratios[i] * \
                    max_live_load().ppf(U.cdf(z[i + 1]))
        return failure
    constraint = {'type': 'eq', 'fun': failure_criteria,
        'args': (rf, lf, data,)}
    minimize_form = minimize(
        objective, z0, method='SLSQP', constraints=constraint)
    return np.dot(G, minimize_form['x']) / np.sqrt(np.dot(G, G))

```

```

def mcs_rf_determination(beta_target, data, rf=[1, 0.3]):
    rf_seed1, rf_seed2 = rf
    beta_seed1 = mcs_beta_determination(rf_seed1, data)
    while beta_seed1 < beta_target:
        rf_seed1 = 0.9 * rf_seed1
        beta_seed1 = mcs_beta_determination(rf_seed1, data)
    beta_seed2 = mcs_beta_determination(rf_seed2, data)
    while beta_seed2 > beta_target:
        rf_seed2 = 1.1 * rf_seed2
        beta_seed2 = mcs_beta_determination(rf_seed2, data)
    rf = rf_seed1 - (beta_seed1 - beta_target) * \
        (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
    beta = mcs_beta_determination(rf, data)
    while abs(beta - beta_target) >= 10**-3 and rf - rf_seed1 >= 10**-3:
        if beta > beta_target:
            rf_seed1 = rf
            beta_seed1 = beta
            rf = rf_seed1 - (beta_seed1 - beta_target) * \
                (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
        else:
            rf_seed2 = rf
            beta_seed2 = beta
            rf = rf_seed2 - (beta_seed2 - beta_target) * \
                (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
        beta = mcs_beta_determination(rf, data)
    return round(rf, 4)

def form_rf_determination(beta_target, data, rf=[1, 0.3]):
    rf_seed1, rf_seed2 = rf
    beta_seed1 = form_beta_determination(rf_seed1, data)
    while beta_seed1 < beta_target:
        rf_seed1 = 0.9 * rf_seed1
        beta_seed1 = form_beta_determination(rf_seed1, data)
    beta_seed2 = form_beta_determination(rf_seed2, data)
    while beta_seed2 > beta_target:
        rf_seed2 = 1.1 * rf_seed2
        beta_seed2 = form_beta_determination(rf_seed2, data)
    rf = rf_seed1 - (beta_seed1 - beta_target) * \
        (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
    beta = form_beta_determination(rf, data)
    while abs(beta - beta_target) >= 10**-3 and rf - rf_seed1 >= 10**-3:
        if beta > beta_target:
            rf_seed1 = rf
            beta_seed1 = beta
            rf = rf_seed1 - (beta_seed1 - beta_target) * \
                (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
        else:
            rf_seed2 = rf
            beta_seed2 = beta
            rf = rf_seed2 - (beta_seed2 - beta_target) * \
                (rf_seed2 - rf_seed1) / (beta_seed2 - beta_seed1)
        beta = form_beta_determination(rf, data)
    return round(rf, 4)

```

#### A.4. Funciones de distribución de parámetros geotécnicos y cargas

```
def dead_load(load = 1):
    return stats.norm(loc = 1.05 * load, scale = 0.10 * load)

def max_live_load(load = 1):
    gamma_gumbel = 0.5772156649015328606
    deviation = np.sqrt(6) * 0.25 * load / np.pi
    mean = load - gamma_gumbel * deviation
    return stats.gumbel_r(loc = mean, scale = deviation)

def spt_phi_dist(phi):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.20**2))
    lambd = np.log(phi) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def cpt_phi_dist(phi):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.15**2))
    lambd = np.log(phi) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def trx_phi_dist(phi):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.10**2))
    lambd = np.log(phi) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def spt_su_dist(su):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.40**2))
    lambd = np.log(su) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def cpt_su_dist(su):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.30**2))
    lambd = np.log(su) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def trx_su_dist(su):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.10**2))
    lambd = np.log(su) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))

def effective_density_dist(e_d):
    return stats.norm(loc = e_d, scale = 0.03 * e_d)

def trx_cohesion_dist(cohesion):
    xi = np.sqrt(np.log(1 + 0.10**2))
    lambd = np.log(cohesion) - 0.5 * xi**2
    return stats.lognorm(xi, loc = 0, scale = np.exp(lambd))
```



## **B. Solicitaciones en fundaciones superficiales - Caso de análisis**

B.1 Método ASD (SPT - CPT - TRX)

B.1. Método ASD (SPT - CPT - TRX)

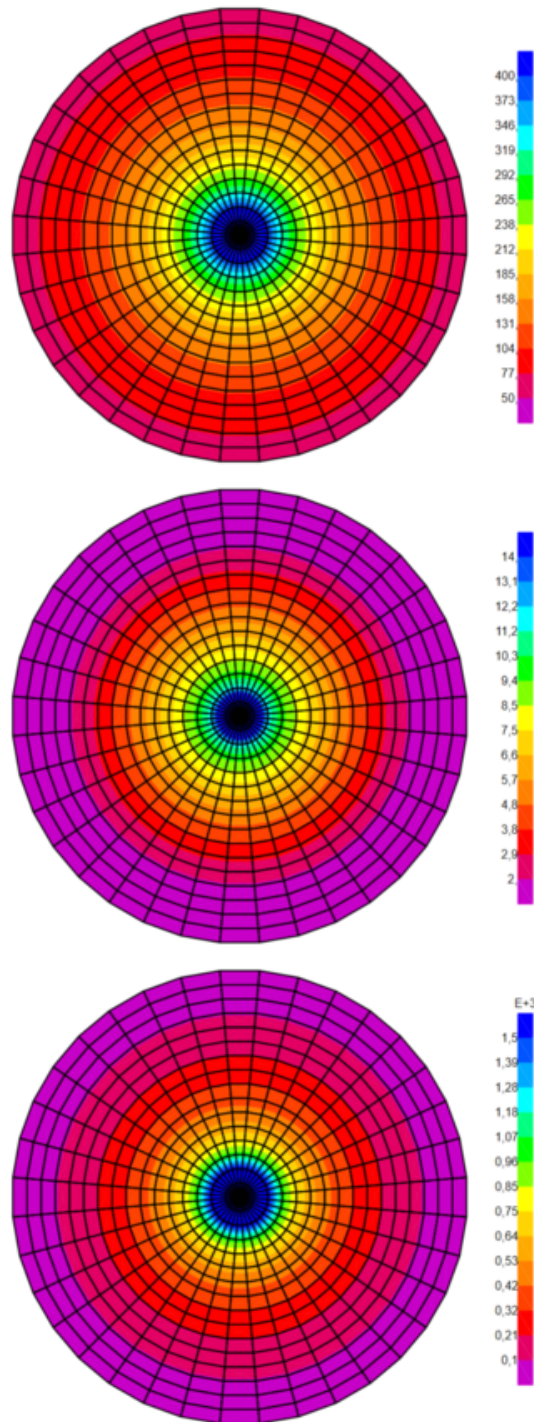


Figura B.1: Solicitaciones a flexión [ $kNm/m$ ] (arriba) - Solicitaciones axiales [ $kN/m$ ] (centro) - Solicitaciones a corte [ $kN/m$ ] (abajo).

B.2. Método LRFD - SPT

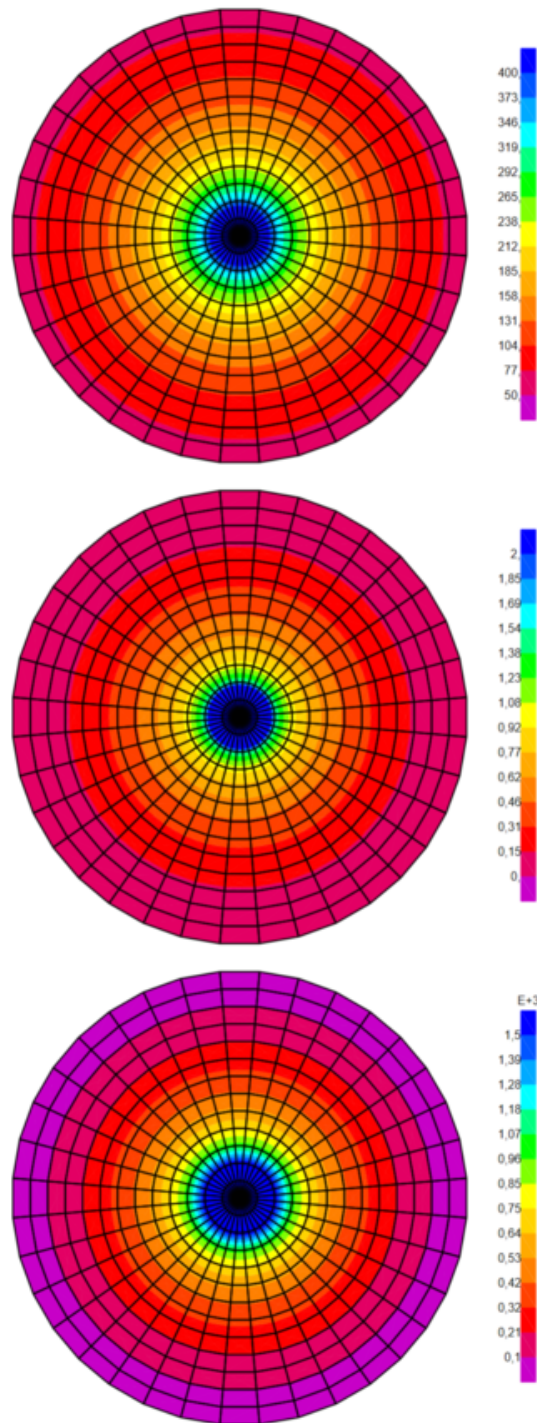


Figura B.2: Solicitaciones a flexión [ $kNm/m$ ] (arriba) - Solicitaciones axiales [ $kN/m$ ] (centro) - Solicitaciones a corte [ $kN/m$ ] (abajo).

### B.3. Método LRFD - CPT

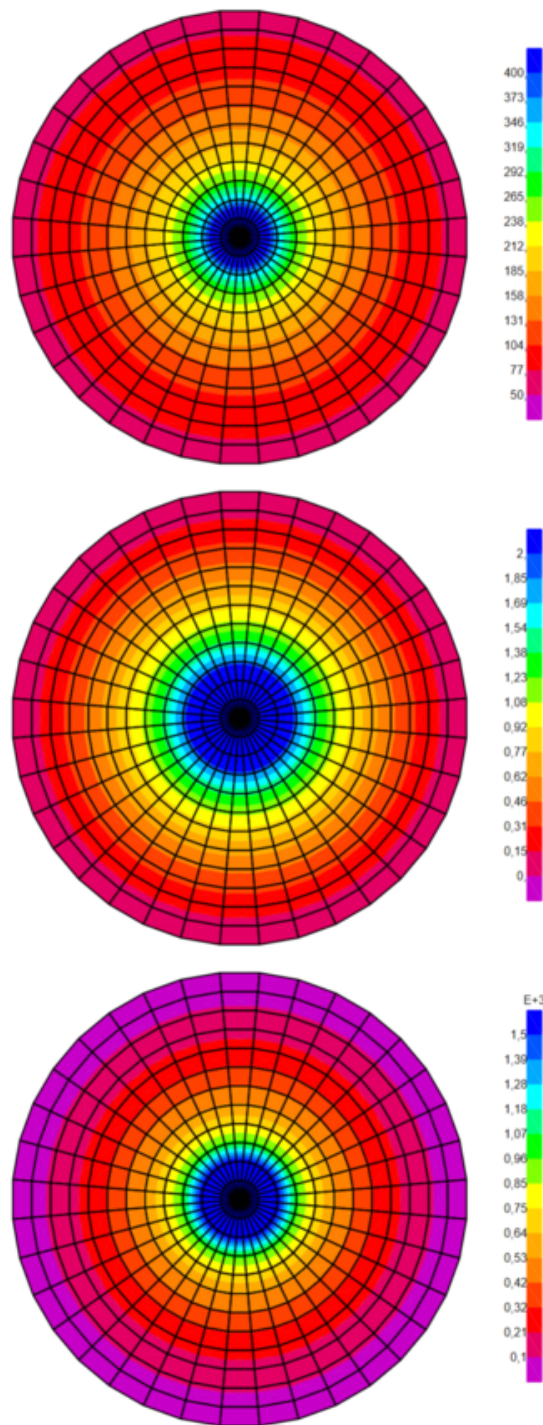


Figura B.3: Solicitaciones a flexión [ $kNm/m$ ] (arriba) - Solicitaciones axiales [ $kN/m$ ] (centro) - Solicitaciones a corte [ $kN/m$ ] (abajo).

B.4. Método LRFD - TRX

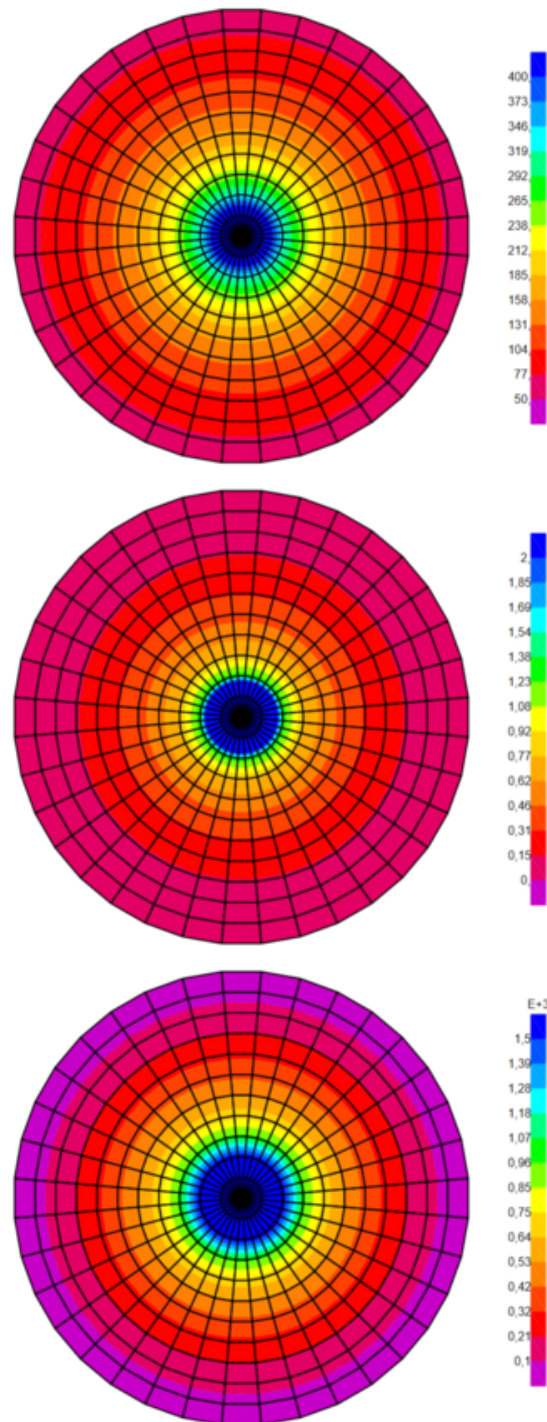


Figura B.4: Solicitaciones a flexión [ $kNm/m$ ] (arriba) - Solicitaciones axiales [ $kN/m$ ] (centro) - Solicitaciones a corte [ $kN/m$ ] (abajo).

## C. Verificación estructural de fundaciones superficiales - Caso de análisis

### C.1. Verificación a flexión

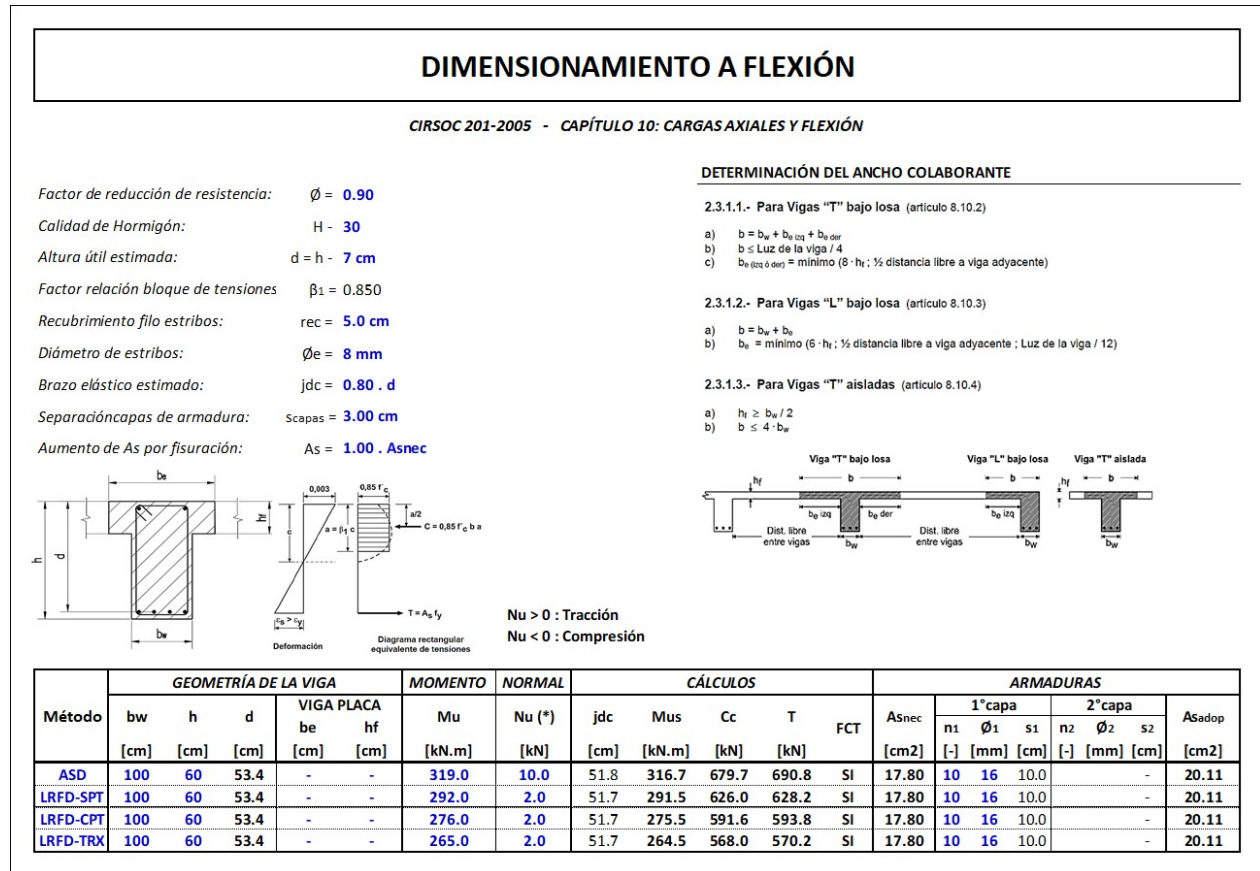


Figura C.1: Verificación estructural de fundaciones superficiales a flexión.

## C.2. Verificación a punzonado

### VERIFICACIÓN DE FUNDACIONES AL PUNZONADO

Se analiza según el Artículo 11.12 del Reglamento CIRSOC 201-2005.

Resistencia del hormigón:	$f'_c := 30 \text{ MPa}$
Altura útil de la zapata:	$d := 60 \text{ cm}$
Diámetro de la columna:	$D_p := 60 \text{ cm}$
Perímetro de la columna:	$P_p := \pi \cdot D_p = 188 \text{ cm}$
Perímetro de la sección crítica:	$b_o := \pi \cdot (D_p + d) = 377 \text{ cm}$
Superficie crítica:	$S := \pi \cdot \frac{(D_p + d)^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$

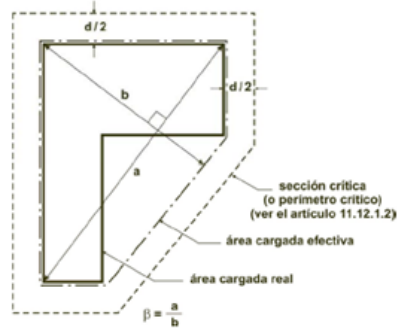


Figura 11.12.2. Valores de  $\beta$  para un área de carga no rectangular.

Para zapatas no pretensadas, el valor de  $V_c$  debe ser el menor valor obtenido entre las expresiones 1), 2) o 3).

#### Expresión 1)

Relación entre el lado mayor y el lado menor de la superficie de introducción de la reacción:  $\beta := 1$

$$\text{Resistencia al corte 1: } V_{c1} := \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_o \cdot d = 6195 \text{ kN}$$

#### Expresión 2)

Constante de cálculo: Para columnas de esquina: 20  $\alpha_s := 40$   
 Para columnas de borde: 30  
 Para columnas interiores y zapatas: 40

$$\text{Resistencia al corte 2: } V_{c2} := \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_o \cdot d = 8638 \text{ kN}$$

#### Expresión 3)

$$\text{Resistencia al corte 3: } V_{c3} := \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_o \cdot d = 4130 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia al corte sin armadura de punzonado: } V_{cp} := \min \left( \left[ V_{c1} \ V_{c2} \ V_{c3} \right] \right) = 4130 \text{ kN}$$

#### Solicitaciones de corte:

$$\text{Solicitaciones de corte. Método ASD: } V_u := 390 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_o = 1470 \text{ kN}$$

$$\text{Solicitaciones de corte. Método LRFD-SPT: } V_u := 420 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_o = 1583 \text{ kN}$$

$$\text{Solicitaciones de corte. Método LRFD-CPT: } V_u := 450 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_o = 1696 \text{ kN}$$

$$\text{Solicitaciones de corte. Método LRFD-TRX: } V_u := 580 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot b_o = 2187 \text{ kN}$$

$$\text{Se verifica } V_{cp} > V_u$$

Figura C.2: Verificación estructural de fundaciones superficiales a punzonado.

## D. Cómputo y presupuesto - Caso de análisis

### D.1. Método ASD - SPT

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Sondeos SPT con toma de muestras</b>					
2.1	Ejecución de perforaciones y ensayos de penetración estándar SPT hasta 6.0m de profundidad, toma de muestras representativas cada metro de avance con sacamuestras tipo Moretto.	m	18	\$ 5,200.00	\$ 93,600.00
<b>Sellado de perforaciones</b>					
2.5	Relleno de perforaciones SPT con pasta cemento - arena, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 1,250.00	\$ 22,500.00
<b>Medición de nivel piezométrico</b>					
2.2	Instalación de piezómetro de control a 6.0m de profundidad. Incluye descenso de caños PVC Ø=55mm ranurado, e instalación de filtro granular en interfaz suelo - caño.	un	2	\$ 22,000.00	\$ 44,000.00
2.3	Relevamiento permanente de nivel piezométrico con sensor electrónico, de precisión +/- 0.03m, intervalo de medición cada 15min durante 24 hs.	día	1	\$ 68,000.00	\$ 68,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos físicos</b>					
3.1	Ensayos de rutina sobre muestras obtenidas en sondeos SPT. Incluye ensayos de humedad natural, clasificación USCS, pasa tamiz #200, peso unitario, inspección tacto - visual.	un	18	\$ 2,000.00	\$ 36,000.00
<b>Ensayos químicos</b>					
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.3	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 3,100.00	\$ 4,650.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 4,200.00	\$ 18,900.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 1,100.00	\$ 4,950.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm.	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 1,900.00	\$ 2,850.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm.	m <sup>2</sup>	7.5	\$ 1,000.00	\$ 7,500.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 47,000.00	\$ 211,500.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 711,950.00</b>

Figura D.1: Cómputo y presupuesto - Método ASD - SPT.



D.2 Método ASD - CPT

D.2. Método ASD - CPT

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Sondeos CPTu</b>					
2.1	Posicionamiento de equipos y personal para ensayos CPT.	un	1	\$ 22,000.00	\$ 22,000.00
2.2	Ejecución de sondeos CPTu según norma ASTM D 3441/D 5778 hasta 6.0m o la profundidad que permita la resistencia del suelo.	m	18	\$ 12,000.00	\$ 216,000.00
2.3	Ejecución de ensayo de disipación de presión de poros, a realizarse en tres puntos para cada sondeo CPTu, para la determinación del coeficiente de consolidación.	un	9	\$ 16,000.00	\$ 144,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos químicos</b>					
3.1	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 3,100.00	\$ 4,650.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 4,200.00	\$ 18,900.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 1,100.00	\$ 4,950.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm.	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 1,900.00	\$ 2,850.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm.	m <sup>2</sup>	7.5	\$ 1,000.00	\$ 7,500.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 47,000.00	\$ 211,500.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 829,850.00</b>

Figura D.2: Cómputo y presupuesto - Método ASD - CPT.

D.3 Método ASD - TRX

D.3. Método ASD - TRX

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Perforación mecanizada y extracción de muestras de reducida alteración</b>					
2.1	Perforación mecanizada, diámetro nominal 100mm, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 3,600.00	\$ 64,800.00
2.2	Extracción de testigos Ø=73mm en suelos blandos con sacatestigo Shelby	un	6	\$ 3,500.00	\$ 21,000.00
<b>Sellado de perforaciones</b>					
2.3	Relleno de perforaciones en 100mm con pasta cemento - arena, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 1,250.00	\$ 22,500.00
<b>Medición de nivel piezométrico</b>					
2.4	Instalación de piezómetro de control a 6.0m de profundidad. Incluye descenso de caños PVC Ø=55mm ranurado, e instalación de filtro granular en interfaz suelo - caño.	un	2	\$ 22,000.00	\$ 44,000.00
2.5	Relevamiento permanente de nivel piezométrico con sensor electrónico, de precisión +/- 0.03m intervalo de medición cada 15min durante 24 hs.	día	1	\$ 68,000.00	\$ 68,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos físicos</b>					
3.1	Ensayos de rutina sobre muestras tipo Shelby. Incluye ensayos de humedad natural, clasificación USCS, pasa tamiz #200, peso unitario, inspección tacto - visual.	un	6	\$ 2,000.00	\$ 12,000.00
<b>Ensayos químicos</b>					
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.3	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>Ensayos mecánicos</b>					
3.4	Ensayo triaxial intermedio R (consolidado - no drenado), dos escalones de carga por muestra.	un	3	\$ 38,000.00	\$ 114,000.00
3.5	Ensayo triaxial lento S (consolidado - drenado), dos escalones de carga por muestra.	un	3	\$ 41,000.00	\$ 123,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 3,100.00	\$ 4,650.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 4,200.00	\$ 18,900.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 1,100.00	\$ 4,950.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm	m <sup>3</sup>	1.5	\$ 1,900.00	\$ 2,850.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm	m <sup>2</sup>	7.5	\$ 1,000.00	\$ 7,500.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm	m <sup>3</sup>	4.5	\$ 47,000.00	\$ 211,500.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 917,150.00</b>

Figura D.3: Cómputo y presupuesto - Método ASD - TRX.

D.4 Método LRFD - SPT

D.4. Método LRFD - SPT

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Sondeos SPT con toma de muestras</b>					
2.1	Ejecución de perforaciones y ensayos de penetración estándar SPT hasta 6.0m de profundidad, toma de muestras representativas cada metro de avance con sacamuestras tipo Moretto.	m	18	\$ 5,200.00	\$ 93,600.00
<b>Sellado de perforaciones</b>					
2.5	Relleno de perforaciones SPT con pasta cemento - arena, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 1,250.00	\$ 22,500.00
<b>Medición de nivel piezométrico</b>					
2.2	Instalación de piezómetro de control a 6.0m de profundidad. Incluye descenso de caños PVC Ø=55mm ranurado, e instalación de filtro granular en interfaz suelo - caño.	un	2	\$ 22,000.00	\$ 44,000.00
2.3	Relevamiento permanente de nivel piezométrico con sensor electrónico, de precisión +/- 0.03m, intervalo de medición cada 15min durante 24 hs.	día	1	\$ 68,000.00	\$ 68,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos físicos</b>					
3.1	Ensayos de rutina sobre muestras obtenidas en sondeos SPT. Incluye ensayos de humedad natural, clasificación USCS, pasa tamiz #200, peso unitario, inspección tacto - visual.	un	18	\$ 2,000.00	\$ 36,000.00
<b>Ensayos químicos</b>					
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.3	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	1.1	\$ 3,100.00	\$ 3,410.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	3.2	\$ 4,200.00	\$ 13,440.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	3.2	\$ 1,100.00	\$ 3,520.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm.	m <sup>3</sup>	1.1	\$ 1,900.00	\$ 2,090.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm.	m <sup>2</sup>	5.3	\$ 1,000.00	\$ 5,300.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm.	m <sup>3</sup>	3.2	\$ 47,000.00	\$ 150,400.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 639,760.00</b>

Figura D.4: Cómputo y presupuesto. Método LRFD-SPT.

D.5 Método LRFD - CPT

D.5. Método LRFD - CPT

ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Sondeos CPTu</b>					
2.1	Posicionamiento de equipos y personal para ensayos CPT.	un	1	\$ 22,000.00	\$ 22,000.00
2.2	Ejecución de sondeos CPTu según norma ASTM D 3441/D 5778 hasta 6.0m o la profundidad que permita la resistencia del suelo.	m	18	\$ 12,000.00	\$ 216,000.00
2.3	Ejecución de ensayo de disipación de presión de poros, a realizarse en tres puntos para cada sondeo CPTu, para la determinación del coeficiente de consolidación.	un	9	\$ 16,000.00	\$ 144,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos químicos</b>					
3.1	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	0.9	\$ 3,100.00	\$ 2,790.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	2.7	\$ 4,200.00	\$ 11,340.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	2.7	\$ 1,100.00	\$ 2,970.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm.	m <sup>3</sup>	0.9	\$ 1,900.00	\$ 1,710.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm.	m <sup>2</sup>	4.5	\$ 1,000.00	\$ 4,500.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm.	m <sup>3</sup>	2.7	\$ 47,000.00	\$ 126,900.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 729,710.00</b>

Figura D.5: Cómputo y presupuesto. Método LRFD-CPT.

D.6 Método LRFD - TRX

D.6. Método LRFD - TRX

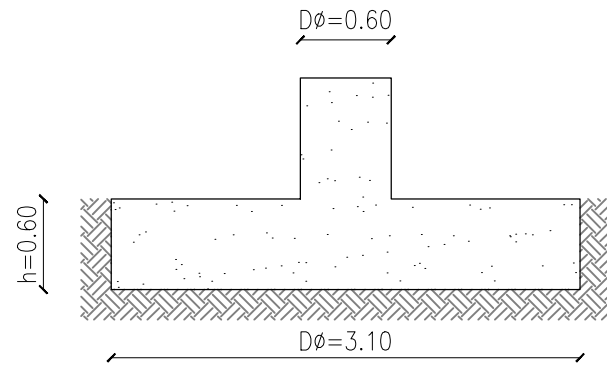
ITEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNITARIO [AR\$S]	P. FINAL [AR\$S]
<b>1</b>	<b>Movilización y logística</b>				
1.1	Movilización y desmovilización de personal y equipos a obra.	gl	1	\$ 50,000.00	\$ 50,000.00
<b>2</b>	<b>Trabajos en campo</b>				
<b>Perforación mecanizada y extracción de muestras de reducida alteración</b>					
2.1	Perforación mecanizada, diámetro nominal 100mm, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 3,600.00	\$ 64,800.00
2.2	Extracción de testigos Ø=73mm en suelos blandos con sacatestigo Shelby	un	6	\$ 3,500.00	\$ 21,000.00
<b>Sellado de perforaciones</b>					
2.3	Relleno de perforaciones en 100mm con pasta cemento - arena, hasta 6.0m de profundidad.	m	18	\$ 1,250.00	\$ 22,500.00
<b>Medición de nivel piezométrico</b>					
2.4	Instalación de piezómetro de control a 6.0m de profundidad. Incluye descenso de caños PVC Ø=55mm ranurado, e instalación de filtro granular en interfaz suelo - caño.	un	2	\$ 22,000.00	\$ 44,000.00
2.5	Relevamiento permanente de nivel piezométrico con sensor electrónico, de precisión +/- 0.03m intervalo de medición cada 15min durante 24 hs.	día	1	\$ 68,000.00	\$ 68,000.00
<b>3</b>	<b>Trabajos en laboratorio</b>				
<b>Ensayos físicos</b>					
3.1	Ensayos de rutina sobre muestras tipo Shelby. Incluye ensayos de humedad natural, clasificación USCS, pasa tamiz #200, peso unitario, inspección tacto - visual.	un	6	\$ 2,000.00	\$ 12,000.00
<b>Ensayos químicos</b>					
3.2	Agresividad al hormigón en muestras de suelo s/ CIRSOC 201. Incluye contenido de sulfatos, grado de acidez Baumann-Gully.	un	1	\$ 42,500.00	\$ 42,500.00
3.3	Agresividad al hormigón en muestras de agua s/ CIRSOC 201. Incluye pH, contenido de sulfatos, magnesio, amonio, disolución de cal por ataque con ácido carbónico.	un	1	\$ 45,000.00	\$ 45,000.00
<b>Ensayos mecánicos</b>					
3.4	Ensayo triaxial intermedio R (consolidado - no drenado), dos escalones de carga por muestra.	un	3	\$ 38,000.00	\$ 114,000.00
3.5	Ensayo triaxial lento S (consolidado - drenado), dos escalones de carga por muestra.	un	3	\$ 41,000.00	\$ 123,000.00
<b>4</b>	<b>Trabajos en gabinete</b>				
4.1	Informe geotécnico con interpretación y recomendaciones.	gl	1	\$ 60,000.00	\$ 60,000.00
<b>5</b>	<b>Limpieza de terreno y excavación</b>				
5.1	Limpieza de terreno y retiro de capa vegetal.	m <sup>3</sup>	0.8	\$ 3,100.00	\$ 2,480.00
5.2	Excavación de zanjas para fundaciones superficiales.	m <sup>3</sup>	2.3	\$ 4,200.00	\$ 9,660.00
5.3	Carga de tierra a volquete o vereda.	m <sup>3</sup>	2.3	\$ 1,100.00	\$ 2,530.00
5.4	Relleno con suelo cemento bajo fundaciones superficiales, espesor 20.0cm	m <sup>3</sup>	0.8	\$ 1,900.00	\$ 1,520.00
5.5	Relleno con Hormigón de limpieza, espesor 5.0cm	m <sup>2</sup>	3.8	\$ 1,000.00	\$ 3,800.00
<b>6</b>	<b>Construcción de fundaciones superficiales</b>				
6.1	Fundaciones superficiales con cuantía 90kg/m <sup>3</sup> , Hormigón H30/10/PP6-12 y hierros ADN420 Ø=16mm	m <sup>3</sup>	2.3	\$ 47,000.00	\$ 108,100.00
<b>MONTO TOTAL</b>					<b>\$ 794,890.00</b>

Figura D.6: Cómputo y presupuesto. Método LRFD-TRX.

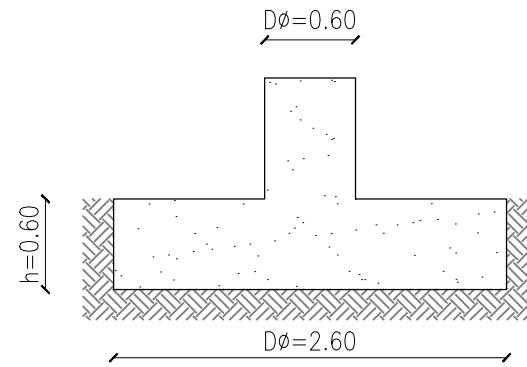
**E. Plano de encofrados, armado y planillas de doblado - Caso de análisis**

**METODO ASD**  
**DETALLES DE ENCOFRADOS**

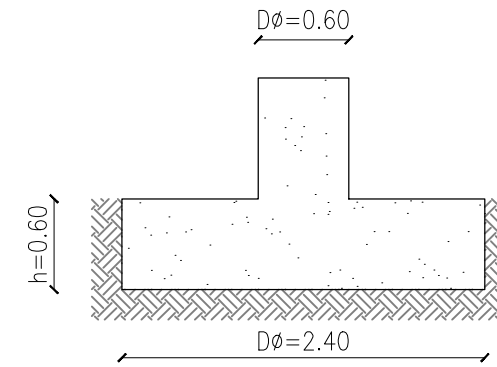
ESCALA:1:50



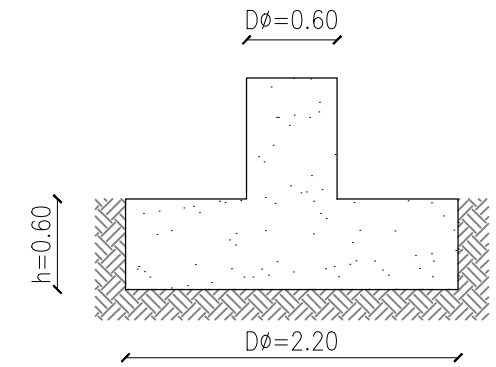
**METODO LRFD-SPT**



**METODO LRFD-CPT**

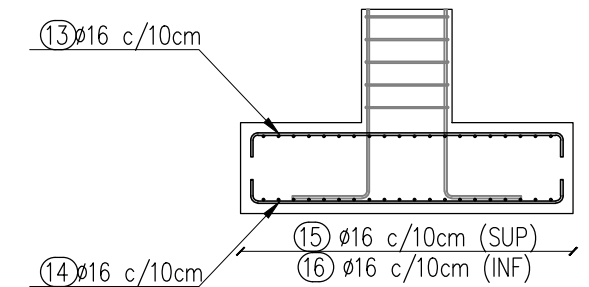
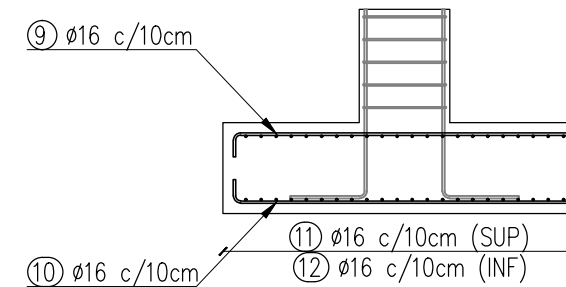
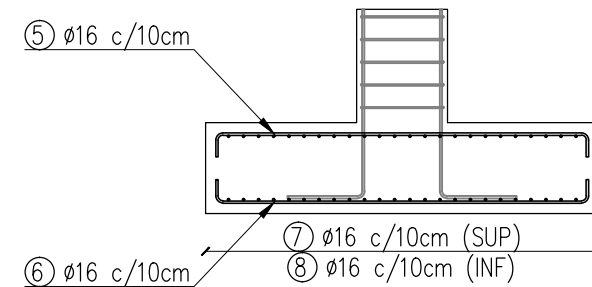
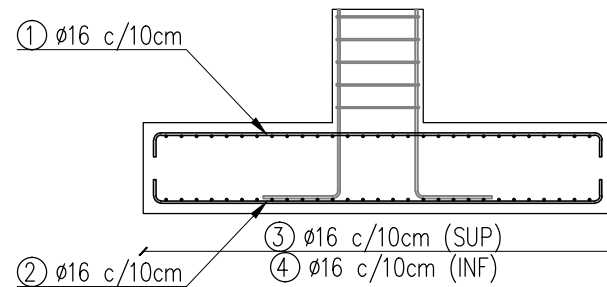


**METODO LRFD-TRX**



**DETALLES DE ARMADO**

ESCALA:1:50



**PLANILLAS DE HIERROS**

POS.	φ [mm]	FORMA [mm]	LONG. [mm]	CANT.	PESO [kg]
①	φ16		3216~1178	30	104
②	φ16		3216~1178	30	104
③	φ16		3216~1178	30	104
④	φ16		3216~1178	30	104
PESO TOTAL = 416 kg					

POS.	φ [mm]	FORMA [mm]	LONG. [mm]	CANT.	PESO [kg]
⑤	φ16		2700~742	26	71
⑥	φ16		2700~742	26	71
⑦	φ16		2700~742	26	71
⑧	φ16		2700~742	26	71
PESO TOTAL = 284 kg					

POS.	φ [mm]	FORMA [mm]	LONG. [mm]	CANT.	PESO [kg]
⑨	φ16		2500~721	24	61
⑩	φ16		2500~721	24	61
⑪	φ16		2500~721	24	61
⑫	φ16		2500~721	24	61
PESO TOTAL = 244 kg					

POS.	φ [mm]	FORMA [mm]	LONG. [mm]	CANT.	PESO [kg]
⑬	φ16		2300~700	22	52
⑭	φ16		2300~700	22	52
⑮	φ16		2300~700	22	52
⑯	φ16		2300~700	22	52
PESO TOTAL = 208 kg					

EVALUACION DE LOS METODOS DE DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES VIGENTES Y PROPUESTOS				
PARAMETRO EVALUADO	METODO ASD	METODO LRFD - SPT	METODO LRFD - CPT	METODO LRFD - TRX
VOLUMEN DE HORMIGON [m³]	4.5	3.2	2.7	2.3
PESO TOTAL DE ACERO [kg]	416	284	244	208
CUANTIA DE ACERO [kg/m³]	92	89	90	91

**NOTAS:**

1. DIMENSIONES DE FUNDACIONES SUPERFICIALES EN METROS, SALVO INDICACION CONTRARIA.
2. DIAMETROS DE BARRAS EN MILIMETROS, SEPARACIONES ENTRE BARRAS EN CENTIMETROS.
3. HORMIGON ELABORADO H30: TENSION CARACTERISTICA 30 MPa.
4. BARRAS DE ACERO ADN 420: TENSION DE FLUENCIA 420 MPa.
5. RECUBRIMIENTO MINIMO DE ARMADURAS 50mm.

REV	FECHA	DESCRIPCION
0	19/03/2022	ENTREGA PARA APROBACION
<p>DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES BASADO EN LA TEORIA DE CONFIABILIDAD PLANO DE ENCOFRADOS - PLANO DE ARMADO</p>		
ESCALA:	NUMERO DE PLANO:	REVISION
IND.	01	0