

CAPÍTULO 6. EJEMPLOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES SUPERFICIALES

Filosofía de diseño

En términos generales, todos los diseños geotécnicos se realizan siguiendo el diagrama de flujo esquematizado en la Figura 6.1.

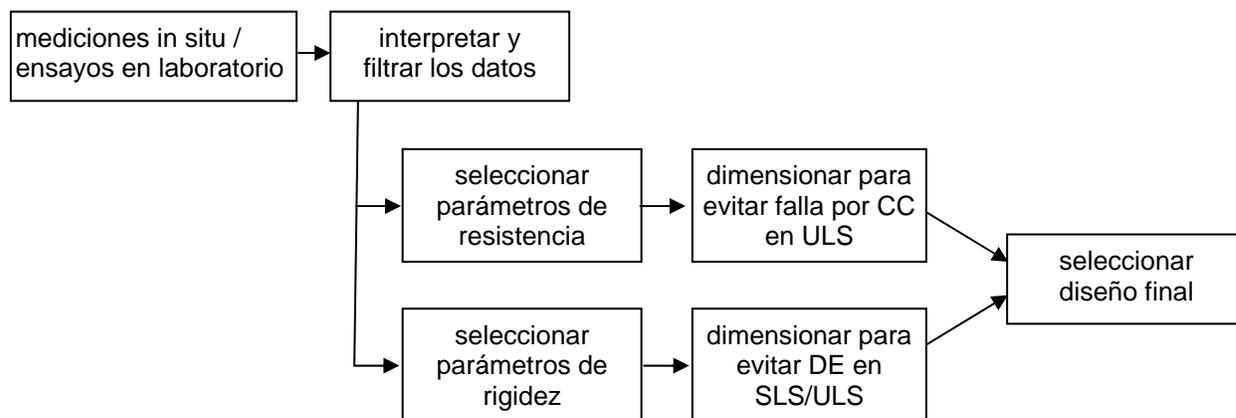


Figura 6.1. Diagrama de flujo general utilizado para diseños geotécnicos. ULS = estados límites últimos, CC = capacidad de carga, SLS = estados límites de servicio, DE = deformación excesiva.

En el método LRFD por el cual aboga este informe, la selección del valor CAM de los parámetros de resistencia comienza con la interpretación de ensayos geotécnicos. Por ejemplo, una vez seleccionados los sondeos CPT relevantes, se determina un valor CAM de q_c hallando la tendencia de los datos con la profundidad y ajustando la tendencia de acuerdo con el procedimiento CAM. Este proceso se ilustra en los ejemplos descritos a continuación.

Debido a que aquí estamos discutiendo verificaciones del diseño para estados límites últimos, el siguiente diagrama de flujo (Figura 6.2) ilustra el proceso más detalladamente.

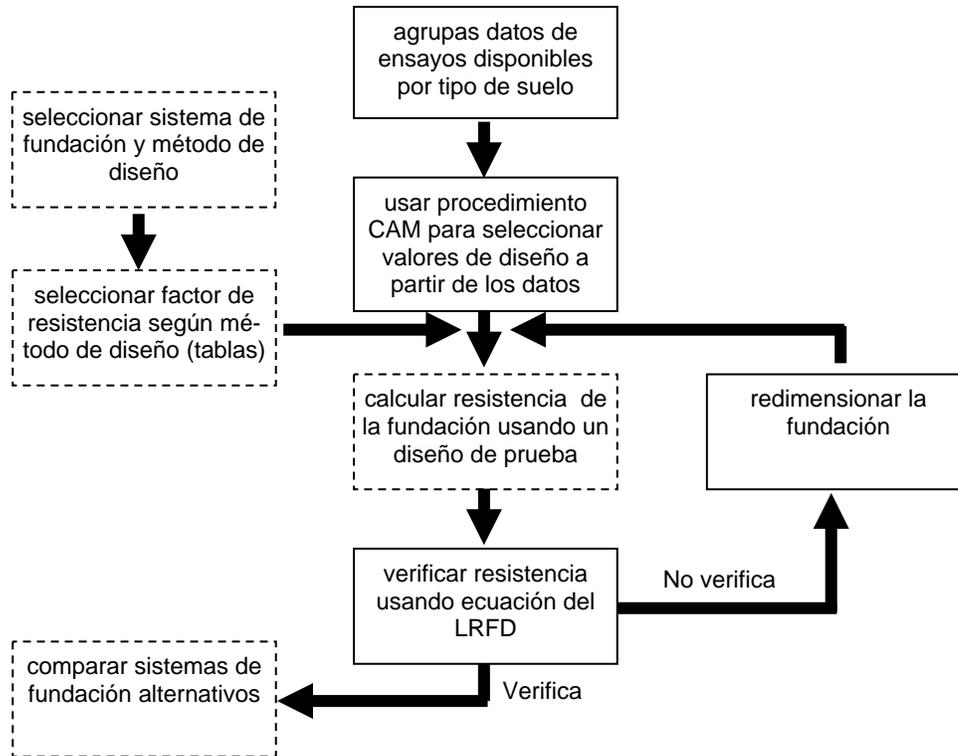


Figura 6.2. Diagrama de flujo del LRF D para verificaciones de estados límites últimos en el diseño de fundaciones. Las líneas de trazos indican pasos específicos de un método de diseño particular; las líneas llenas indican pasos comunes para todos los tipos de fundaciones.

Observar en la Figura 6.2 que sólo es necesario seleccionar valores CAM para los ensayos in situ y en laboratorio una única vez. Luego estos valores se pueden utilizar en cualesquiera de los métodos de diseño disponibles para un elemento particular de fundación. El diseñador debe tener cuidado y asegurar que el Factor de Resistencia que utiliza para verificar un diseño sea consistente con el método de diseño empleado. Se han desarrollado tablas de Factores de Resistencia. El siguiente ejemplo de diseño ilustra su aplicación.

Ejemplo de un caso de diseño

Se consideran dos sitios de emplazamiento. En uno de ellos el perfil del suelo está compuesto fundamentalmente por arena, mientras que el otro está formado por arcilla. En cada uno de los sitios se realizaron ensayos CPT y las resistencias de punta (q_c) medidas en los perfiles se indican en la Figura 6.3. Para cada predio se diseñará una zapata para una columna

cuadrada con una sobrecarga viva de 440 kN (99 kip) y una carga permanente de 600 kN (135 kip). El diseño se realizará para los estados límites últimos. Usando para la sobrecarga viva y la carga permanente factores de carga iguales a 1.6 y 1.2 (factores de ASCE-7), respectivamente, la carga de diseño es igual a 1420 kN (319 kip). El sótano se ha de extender hasta una profundidad de 1 m (3.3 ft.). La napa freática está a gran profundidad. En base a los registros disponibles es razonable suponer que se podrá fundar a una profundidad de 2.0 m (6.6 ft) (1 m por debajo de la cota del sótano).

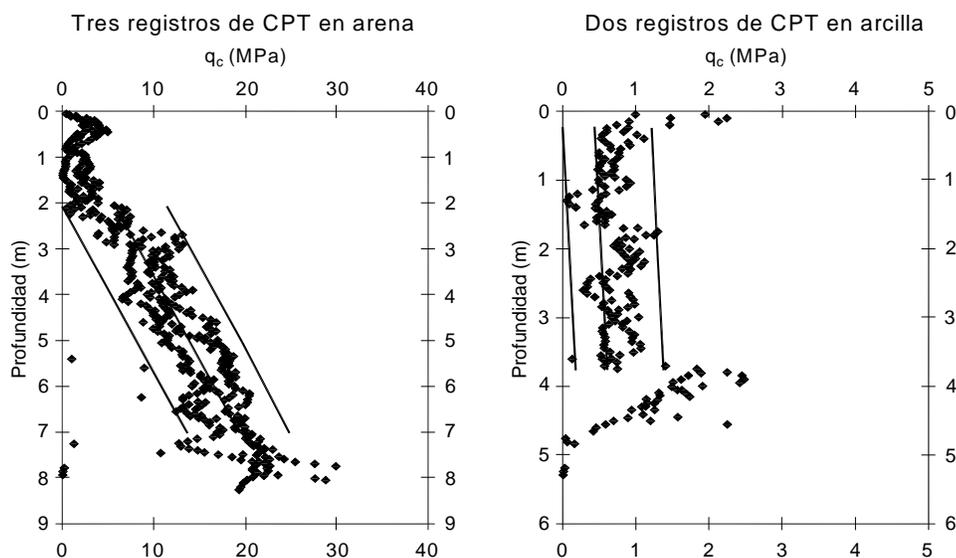


Figura 6.3. Registros de ensayos CPT con las correspondientes Líneas de Mejor Ajuste y Líneas de Rango

El primer paso para diseñar las fundaciones consiste en establecer unas dimensiones de prueba y utilizar estas dimensiones para hallar los parámetros de resistencia del suelo en base a los registros de ensayos CPT. Se ilustra un método CAM que utiliza un criterio de excedencia del 80% usando regresión lineal, una herramienta que los ingenieros pueden conseguir fácilmente como aplicaciones de hoja de cálculo. Estas líneas representan la función media de un parámetro de resistencia del suelo con la profundidad. También se pueden trazar líneas que limiten los puntos de datos correspondientes a q_c , representando un rango completo de q_c para dichas profundidades. En la Figura 6.3 se ilustran ambos conjuntos de rectas. La Tabla 6.1 presenta las estadísticas usadas para hallar la recta correspondiente a la CAM con criterio de excedencia del 80% usando el procedimiento 6σ modificado, desplazando efectivamente la línea media hacia la izquierda en las gráficas. En la capa de

arena la línea CAM está dada por la ecuación

$$q_{c,CAM} = 2.7497(MPa/m) \cdot z - 1.6151(MPa), \quad 2m < z < 7m \quad (6.1)$$

Para la capa de arcilla:

$$q_{c,CAM} = 0.049042(MPa/m) \cdot z + 0.23656(MPa), \quad 0.2m < z < 3.8m \quad (6.2)$$

Tabla 6.1. Estadísticas para q_c determinada en base a registros de ensayos CPT

	Perfil de arena	Perfil de arcilla
Rango (MPa) (R)	11.7	1.2
Puntos de datos en el rango (n)	294	142
Desviaciones estándares representadas (de Tippett 1925) ($R_{\sigma=1}$)	5.743	5.261
Una desviación estándar (MPa) ($\sigma = R / R_{\sigma=1}$)	2.037	0.2281
Númer de desviaciones estándares para 80% de excedencia	0.84	0.84
Ajuste para 80% de excedencia (MPa)	1.71	0.192

Diseño en arena usando ensayos CPT

Considerando la profundidad para la base igual a 2 m y una zapata de prueba con un ancho de 1.5 m (4.9 ft), una profundidad de interés para la evaluación de la resistencia será a 2.75 m (9.0 ft) (0.5B por debajo de la base de la zapata). Usando la Ecuación (6.1), CAM q_c a 2.75 m es 5.9 MPa (123 ksf). Para usar las gráficas de Salgado y Mitchell (2003) para interpretar q_c es necesario hallar un valor para la tensión efectiva horizontal (σ_h'). Suponiendo un peso unitario y coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo (K_0) de 20 kN/m³ (127 pcf) y 0.45, respectivamente, para una profundidad de 2.75 m se obtiene σ_h' igual a 25 kPa (522 psf). Suponiendo un ángulo de fricción en estado crítico igual a 33°, las gráficas de Salgado y Mitchell (2003) indican una densidad relativa y ángulo de fricción pico (ϕ_p) de 40% y 37°, respectivamente. La Tabla 6.2 indica las ecuaciones usadas para calcular los factores de capacidad de carga.

Tabla 6.2. Factores de capacidad de carga correspondientes al ejemplo en arena

Factor	Ecuación
Sobrecarga ^a	$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$
Peso unitario ^b	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$
Forma ^b	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi$
Forma ^b	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Profundidad ^b	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$
Profundidad ^b	$d_\gamma = 1$

^a De acuerdo con Reissner (1924)

^b De acuerdo con Brinch Hansen (1970)

Para este ejemplo la capacidad de carga mayorada en arena se puede expresar como

$$(RF)R_n = RF \left[B^2 \left(\gamma B D N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma \right) \right] \quad (6.3)$$

donde RF es el factor de reducción de la resistencia; R_n es la resistencia nominal (una fuerza); B es el ancho de la fundación; γ es el peso unitario del suelo; D es la profundidad de la fundación; N_q y N_γ son factores de capacidad de carga; s_q y s_γ son factores de forma; y d_q y d_γ son factores de profundidad. Como la zapata está ubicada 1 m por debajo de la cota del sótano hay 1 m de profundidad de suelo disponible para resistir la falla por capacidad de carga. Como $D/B = 1/1.5 > 0.10$, de la Tabla 5.1.1 se obtiene un factor de resistencia recomendado igual a 0.45. Usando el $RF = 0.45$, el valor de $(RF)R_n$ es 1840 kN (414 kip). Considerando la carga de diseño calculada de 1420 kN (319 kip) y el requisito de satisfacer la desigualdad (1.1.1), este es un diseño aceptable. Sin embargo, se intentará otra iteración.

Para la siguiente iteración se utiliza un ancho de zapata de 1.4m. Con este B se obtiene un $(RF)R_n$ de 1590 kN (357 kip), un diseño optimizado. Si para una situación de diseño

específica se desea obtener un diseño altamente optimizado se puede utilizar la Figura 5.1.1(a & b) en lugar de la Tabla 5.1.1 para obtener un valor de RF . En este caso el RF óptimo para estas relaciones D/B y LL/DL obtenido de la Figura 5.1.1 es aún 0.45, de modo que no es posible continuar optimizando.

Diseño en arena usando ensayos SPT

El mismo procedimiento de diseño se puede aplicar al problema usando datos de ensayos SPT. La única diferencia en este enfoque es la interpretación de los datos de ensayo. Para este ejemplo los datos disponibles son números de golpes de ensayos SPT corregidos (N_{60}) de 8, 6, 9, 7, 10 y 9 a profundidades de 2, 2.5, 3, 3.5, 4 y 4.5 m, respectivamente. La profundidad de influencia considerada anteriormente, 2.75m, está comprendida dentro de estas mediciones. Usando el método de normalización de tensiones de Liao y Whitman (1986) se pueden corregir los números de golpes para obtener valores normalizados respecto de la tensión $(N_1)_{60}$,

$$(N_1)_{60} = N_{60} \sqrt{\frac{p_A}{\sigma'_v}} \quad (6.4)$$

donde p_A es la tensión de referencia de 100 kPa (2089 psf) y σ'_v es la tensión efectiva vertical. Esta normalización fundamentalmente considera la tendencia de N_{60} con la profundidad. Por lo tanto, la media de los datos se puede hallar tomando la media de los valores del número de golpes normalizados $(N_1)_{60}$. La media y el rango de los valores de $(N_1)_{60}$ resultantes son iguales a 10.3 y 4.3, respectivamente. Sólo se dispone de seis puntos de datos, de modo que se aplica el procedimiento 6σ modificado obteniéndose una desviación estándar σ_N de 1.7 golpes. Para determinar el valor CAM de $(N_1)_{60}$ que tiene 80% de excedencia se restan de la media 0.84 desviaciones estándares. El valor CAM de $(N_1)_{60}$ resultante es 8.9.

La transformación de N_{60} a D_R se puede expresar como (Skempton 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{60}}{A + BC \frac{\sigma'_v}{p_A}}} \quad (6.5)$$

donde A , B y C son coeficientes relacionados con la sobreconsolidación, en este caso tomados igual a 30, 27 y 1, respectivamente. Como el valor CAM de $(N_1)_{60}$ representa datos

normalizados para $\sigma'_v = 100$ kPa (2089 psf), la Ecuación (6.5) se convierte en

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A + BC}} \quad (6.6)$$

Para un $(N_1)_{60}$ de 8.9, con la Ecuación (6.5) se obtiene $DR = 40\%$. Luego el procedimiento de diseño puede proceder como se describió anteriormente en el ejemplo para ensayos CPT – hallando el valor de ϕ_p usando D_R y calculando $(RF)R_n$ usando la Ecuación (6.3). Para este caso $\phi = 37^\circ$ y $RF = 0.30$ (Tabla 5.1.1, $D/B > 0.10$). Un diseño optimizado ocurre para un ancho de zapata B de 1.7m con un $(RF)R_n = 1600$ kN (360 kip). La incertidumbre adicional asociada con los ensayos SPT llevó a una zapata de mayor tamaño ($B = 1.7$ vs. 1.4m) que el diseño en base a ensayos CPT.

Diseño en arcilla usando ensayos CPT

En el caso de la arcilla el primer paso consiste en determinar la resistencia al corte no drenada. Una profundidad de interés para la evaluación de la resistencia al corte será a 2.75 m ($0.25B$ por debajo de la zapata). Esta profundidad pareciera ser conservadora, ya que la superficie de deslizamiento (que se extiende hasta aproximadamente $1B$ por debajo de la zapata) pasará a una capa más resistente. Usando la Ecuación (6.2), el valor CAM de q_c es 371 kPa (7750 psf). La resistencia al corte no drenada se puede calcular como

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (6.7)$$

donde N_k es el factor de cono – en este caso tomado igual a 10 (Yu et al., 2000). Asumiendo para el suelo un peso unitario de 16 kN/m³ (102 psf), con la ecuación (6.7) se obtiene s_u igual a 33 kPa (690 psf). Para $B = 3.0$ m los factores s_c y d_c se pueden hallar usando las expresiones dadas por Salgado et al. (2004),

$$d_c = 1 + 0.27 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (6.8)$$

$$s_c = 1 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.17 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (6.9)$$

La ecuación para la capacidad de carga es

$$(RF)R_n = (RF)\left[B^2(s_u N_c S_c d_c + \gamma D)\right] \quad (6.10)$$

Usando el factor de reducción de la resistencia recomendado de 0.73 y reemplazando los valores arriba determinados, con la Ecuación (6.10) se obtiene una resistencia minorada de 1670 kN (375 psf) – un diseño conservador. Para la siguiente iteración se adopta un ancho de zapata B igual a 2.8 m, con lo cual para $(RF)R_n$ se obtiene un valor de 1470 kN (330 kip) – un diseño optimizado. En la Tabla 6.3 se resumen los resultados obtenidos para los dos diseños considerados.

Tabla 6.3. Resultados obtenidos en los ejemplo de diseño usando CPT en arena y arcilla

Arena	B	ϕ_p	N_q	s_q	d_q	N_γ	s_γ	RF	(RF)R_n	R_n	F.S.
	1.5 m	37°	42.9	1.60	1.16	47.4	0.6	0.45	1840 kN	4090 kN	3.93
	1.4 m	37°	42.9	1.60	1.16	47.4	0.6	0.45	1590 kN	3540 kN	3.41
Arcilla	B	s_u	s_c	d_c	RF	(RF)R_n	R_n	F.S.			
	3.0 m	33 kPa	1.22	1.16	0.73	1670 kN	2290 kN	2.21			
	2.8 m	33 kPa	1.23	1.16	0.73	1470 kN	2010 kN	1.94			

Diseño en arcilla usando ensayo de compresión no confinada

En el caso de la arcilla el primer paso consiste en determinar la resistencia al corte no drenada. Para determinar un valor CAM de s_u a partir de resultados de ensayos en primer lugar es necesario seleccionar un grupo de ensayos relevantes. Ensayos relevantes son aquellos que se realizaron sobre muestras de suelo tomadas de la misma capa de suelo para la cual se está diseñando. Si hay varias capas de suelo involucradas se pueden determinar diferentes valores CAM para cada capa. Si se tomaron muestras a diferentes profundidades y se anticipa que las propiedades del suelo variarán con la profundidad será necesario tomar medidas para normalizar los datos antes de aplicar las estadísticas CAM.

En este ejemplo se ensayaron varias muestras de suelo extraídas a la misma profundidad para determinar el valor de s_u a utilizar en el diseño. Los datos disponibles para este ejemplo son mediciones de s_u obtenidas mediante ensayos de compresión no confinada: 30, 37, 40, 45 y 52 kPa (627, 773, 835, 940 y 1090 psf). Ahora determinamos la desviación estándar de los datos. Sólo se dispone de cinco puntos de datos, de modo que se aplica el procedimiento 6σ modificado (Ecuación 3.2.5) obteniéndose una desviación estándar σ_{su} de

9.46 kPa. Para determinar el valor CAM de s_u que tiene 80% de excedencia se restan de la media 0.84 desviaciones estándares. El valor CAM de s_u resultante es 32.9 kPa (687 psf).

El diseño de las fundaciones superficiales en arcilla procede de la misma manera que las verificaciones de diseño estados límites últimos usando datos de ensayos realizados in situ, teniendo cuidado de utilizar el valor correcto de RF de la Tabla 5.1.1 (0.52 para el presente ejemplo, ya que estamos diseñando una zapata cuadrada usando los factores de Salgado et al. 2004).

Comparación con el diseño por tensiones de trabajo

Como resulta interesante comparar estos resultados con los obtenidos mediante los métodos de diseño tradicionales por tensiones de trabajo, en la Tabla 6.3 también se indican los valores del factor de seguridad. Aquí el factor de seguridad se define como

$$F.S. = \frac{R_n}{LL + DL} \quad (6.11)$$

Se debe observar que, para diseño en arcilla usando ensayos CPT, los diseños optimizados tienen factores de seguridad menores que 2.5. Esto parecería sugerir que el uso de factores de seguridad mayores que 3 (una práctica frecuente) es excesivamente conservador con respecto a un cálculo para estados límites últimos. Dentro del marco del Diseño para Estados Límites (LSD) los estados límites últimos y los estados límites de servicio se tratan por separado. la práctica tradicional de utilizar factores de seguridad mayores que 2.5 en los cálculos de estabilidad puede haber servido para evitar estados límites de servicio pero, tal como lo señaló Becker (1996), éste no es el uso adecuado de los factores de seguridad. En el diseño por tensiones de trabajo (WSD) o por factores de carga y resistencia (LRFD) los factores de seguridad sólo se deben emplear para evitar un estado límite último específico. Se debería desalentar la práctica de inflar los factores de seguridad para tomar en cuenta cualquier otra cosa.

Los factores de seguridad hallados para arena (superiores a 3) son bastante elevados. Esto era de esperar, ya que las incertidumbres asociadas con las transformaciones realizadas para pasar de mediciones de q_c a factores a utilizar en el diseño son mucho mayores que en el caso de las arcillas. Esta comparación entre factores de seguridad tradicionales y factores de seguridad basados en la confiabilidad ofrece una oportunidad para examinar el riesgo

aceptable en la práctica actual. La Figura 5.1.5 simplifica esta discusión. En esta figura se presentan factores de resistencia ajustados para diseños de zapatas en arena y arcilla para diferentes índices de confiabilidad objetivo. Para un factor de resistencia y valor de D/B dados usando la Figura 5.1.5 se puede obtener el correspondiente valor de β . Los índices de confiabilidad más elevados se asocian con menores probabilidades de falla. Para diferentes factores de resistencia se pueden calcular factores de seguridad equivalentes usando ya sea la Ecuación (6.11) o la Ecuación (5.1.1). Luego estos factores de seguridad se pueden comparar con las prácticas existentes.