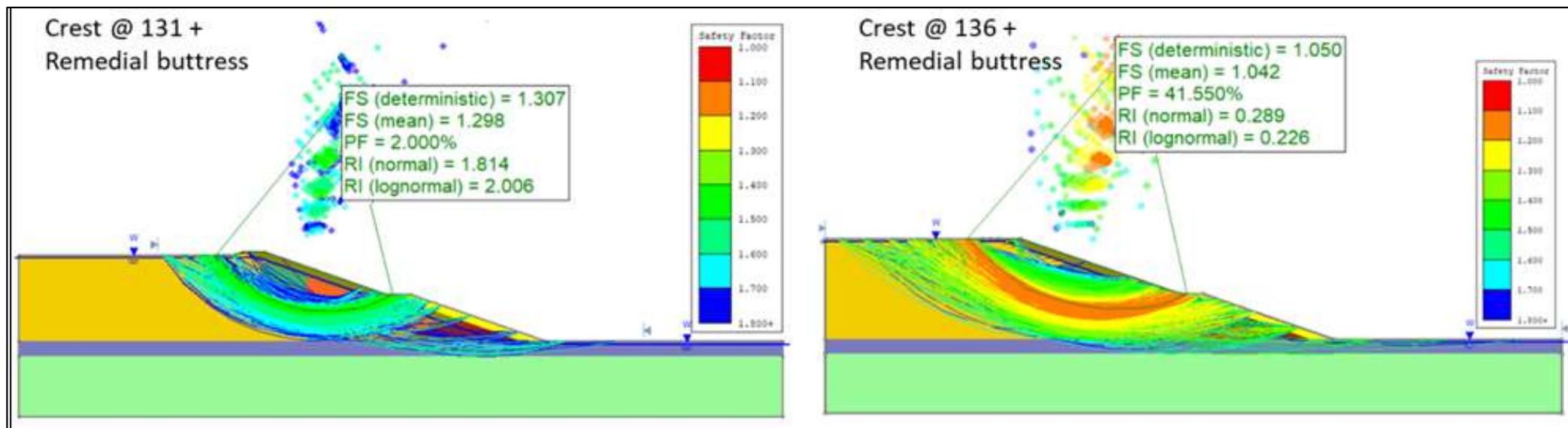


La incertidumbre en la interacción terreno - estructura



Interacción Terreno Estructura I
Especialización en Ingeniería Geotécnica

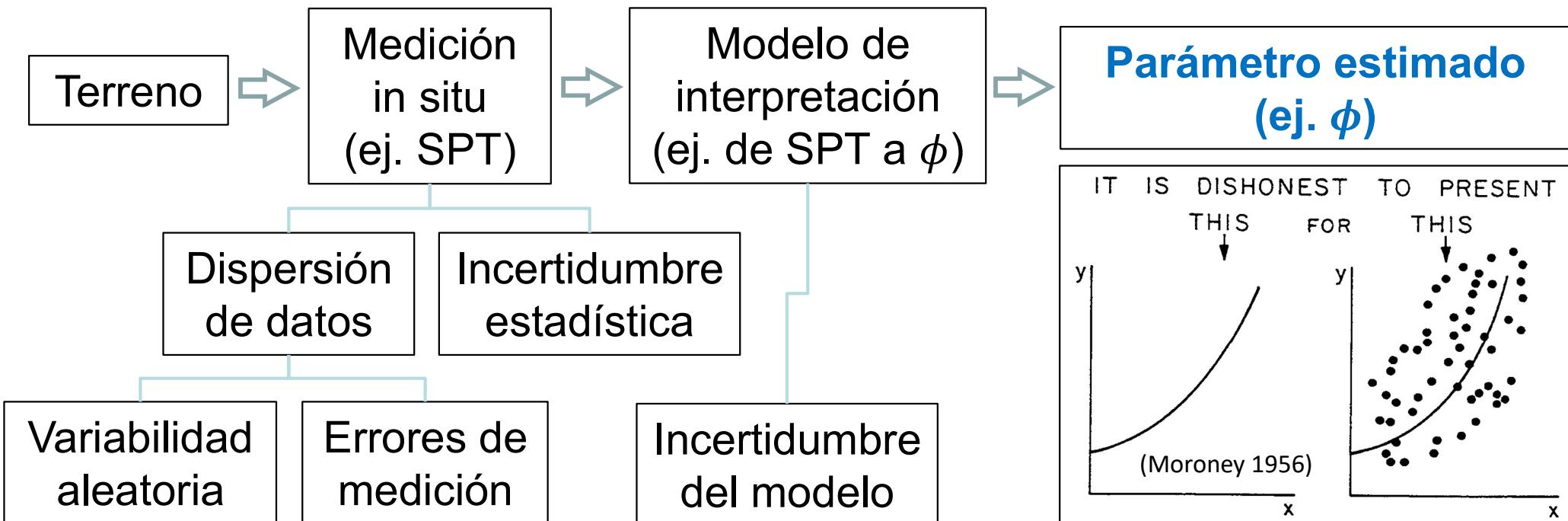
Índice

- Ensayos de campo y laboratorio
- Los enfoques de diseño en ingeniería geotécnica
- Problemas de estabilidad de taludes: el método de Montecarlo
- Problemas de excavaciones: el método FOSM

Los parámetros del terreno

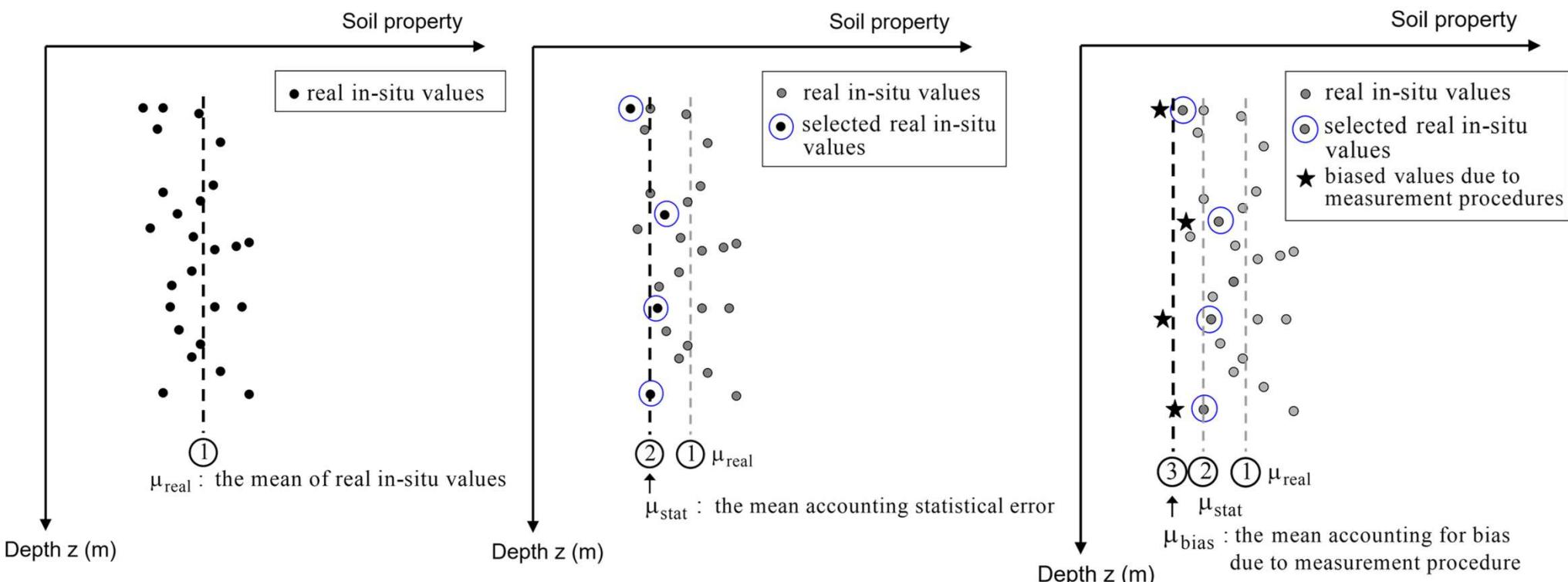
- No existen “parámetros del terreno”
- Si existen “parámetros de entrada” en modelos del terreno

**El tipo de campaña (tanto como el terreno)
determina la incertidumbre del resultado**



Incertidumbre en el proceso de elección de parámetros

- Los suelos tienen propiedades mecánicas variables
- Se toman muy pocas muestras del terreno
- Se cometan (serios) errores durante la toma de muestras



Efecto en el diseño geotécnico

Hay desvíos sistemáticos y dispersiones grandes

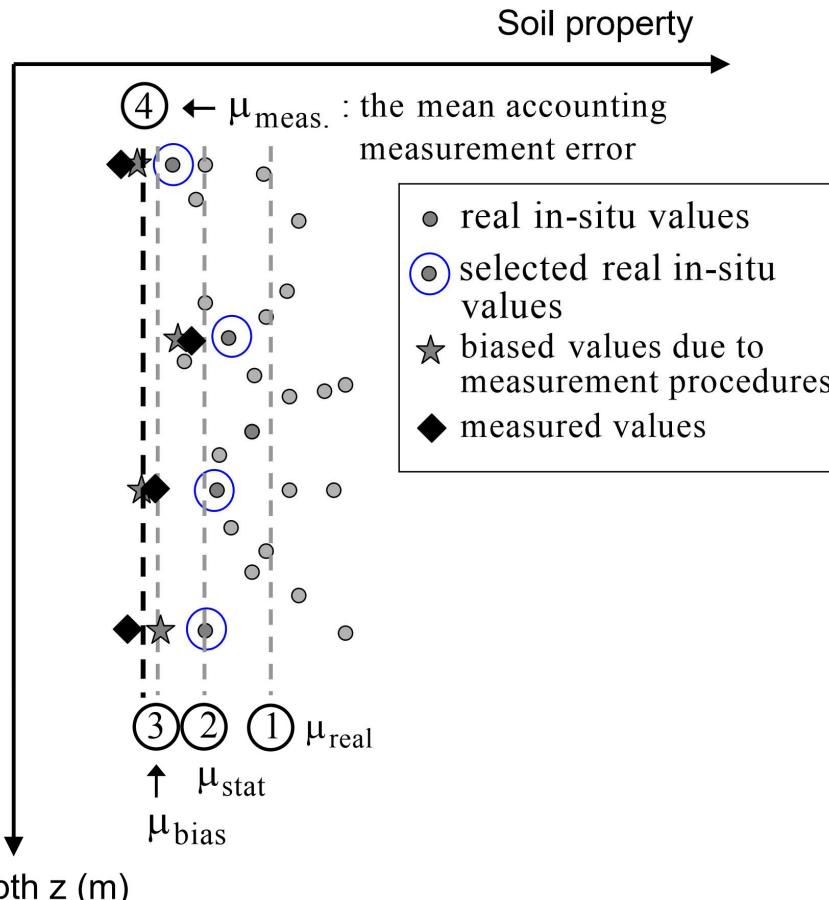


Table 4. PDFs to Describe Uncertainty of Variables Associated with Bearing Capacity Equation for Sands Based on SPT

Variable	PDF type	Bias factor	Distribution parameters
q_c	Normal	1.07	$\sigma_{qc} = 0.14 q_c$
$D_R (\%)$	Normal	1.10	$\sigma_{DR} = 12\%$
ϕ_p (strip footings)	Normal	1.03	$\sigma_{\phi p} = 0.12 \phi_p$
ϕ_p (rectangular footings)	Normal	1.02	$\sigma_{\phi p} = 0.10 \phi_p$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (strip footings)	Lognormal	1.62	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.85 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (square footings)	Lognormal	1.46	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.71 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (rectangular footings)	Lognormal	1.46	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.71 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$

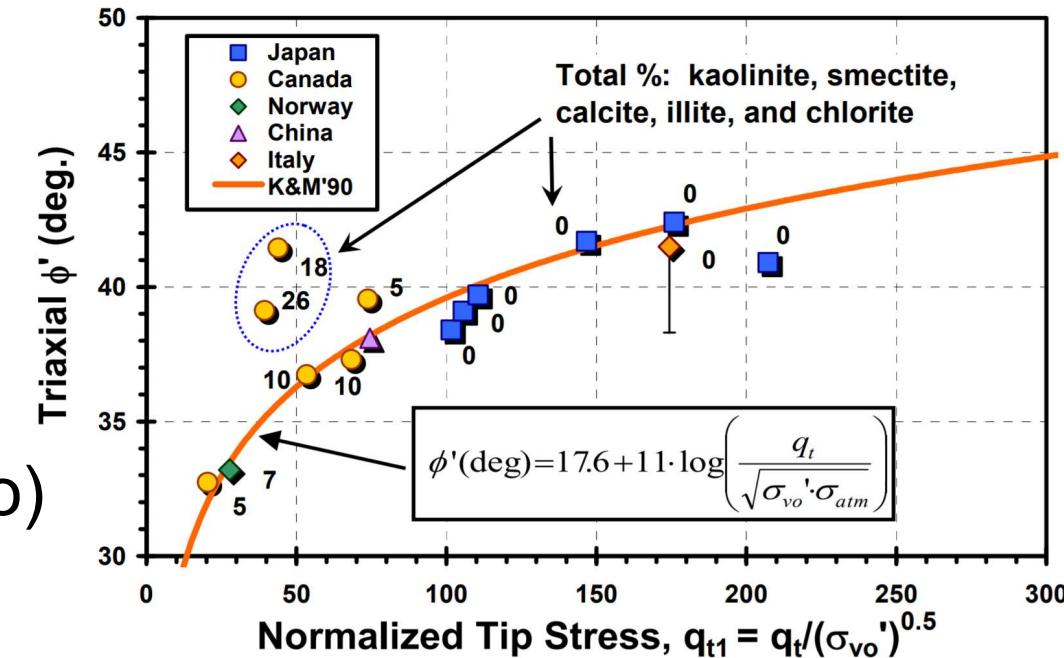
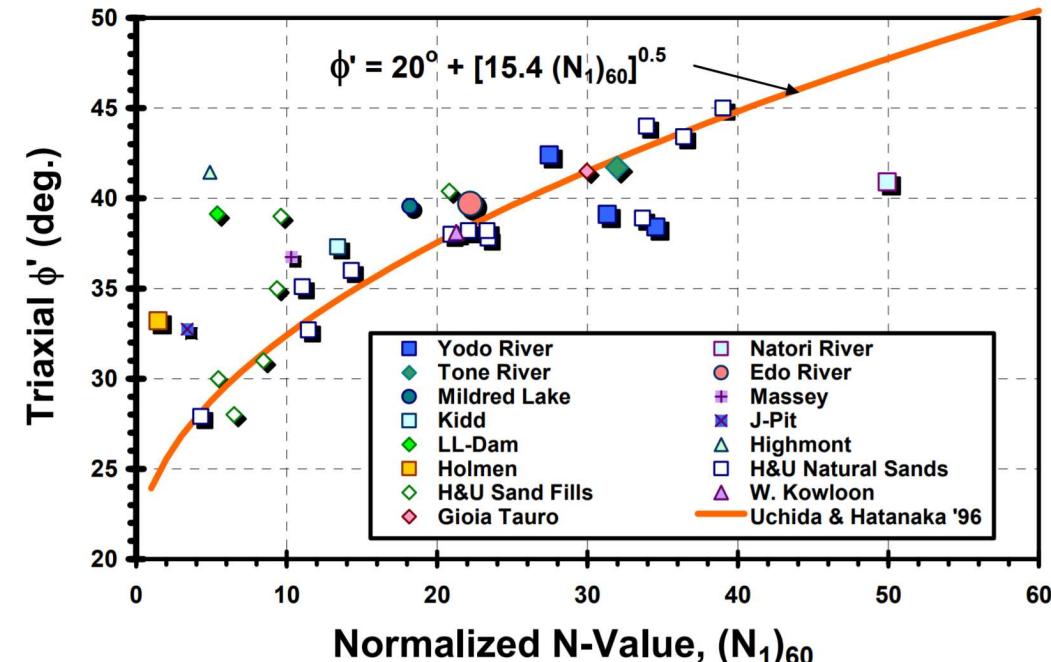
Table 2. PDFs to Describe the Uncertainty of Variables Associated with the Bearing Capacity Equation for Sands Based on the CPT

Variable	PDF type	Bias factor	Distribution parameters
q_c	Normal	1.07	$\sigma_{qc} = 0.08 q_c$
$D_R (\%)$	Normal	1.10	$\sigma_{DR} = 11\%$
ϕ_p (strip footings)	Normal	1.03	$\sigma_{\phi p} = 0.10 \phi_p$
ϕ_p (rectangular footings)	Normal	1.02	$\sigma_{\phi p} = 0.07 \phi_p$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (strip footings)	Lognormal	1.50	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.70 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (square footings)	Lognormal	1.40	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.57 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$
$N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$ (rectangular footings)	Lognormal	1.40	$\sigma_{N_{\gamma s_{\gamma}} d_{\gamma}} = 0.57 N_{\gamma s_{\gamma}}^* d_{\gamma}^*$

Determinación de ϕ' con ensayos in situ

Incertidumbres

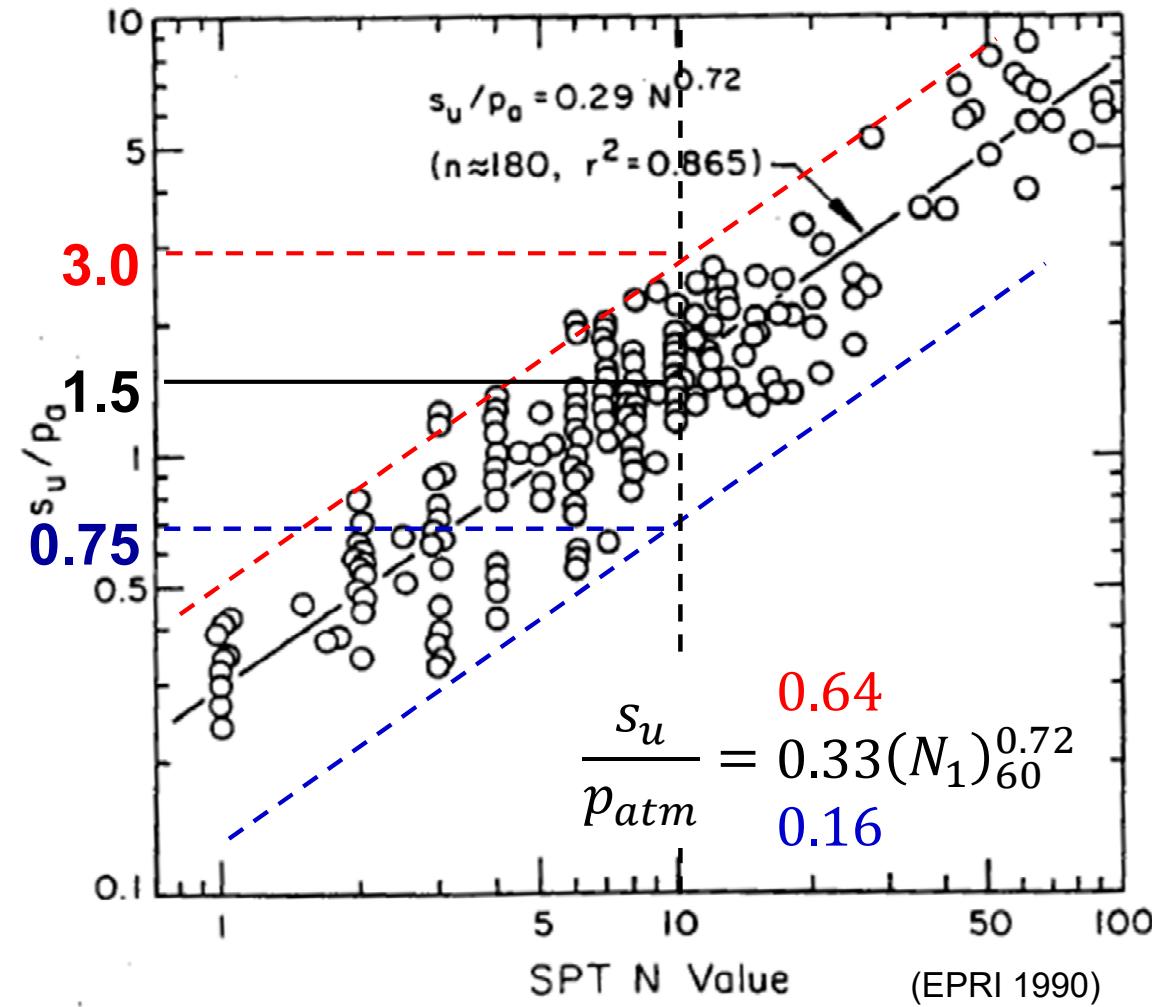
- **Epistémica**
 - Correlación con SPT tiene alta dispersión
 - Correlación con CPT tiene dispersión (más) moderada
- **Aleatoria**
 - El suelo tiene alta variabilidad
 - El ensayo SPT (en sí mismo) tiene alta dispersión



Determinación de s_u : no use el SPT

$$s_{u,84\%} = \mu_{s_u} - \sigma_{s_u}$$

- $\mu = 100 \text{ kPa}$
- **SPT** ($COV = 50\%$)
 - $\sigma = 50 \text{ kPa}$
 - $s_{u,84\%} \approx 50 \text{ kPa}$
- **CPT** ($COV = 35\%$)
 - $\sigma = 35 \text{ kPa}$
 - $s_{u,84\%} \approx 65 \text{ kPa}$
- **Triaxial UU** ($COV = 22\%$)
 - $\sigma = 22 \text{ kPa}$
 - $s_{u,84\%} \approx 78 \text{ kPa}$



Las correlaciones entre SPT y s_u deberían ser evitadas

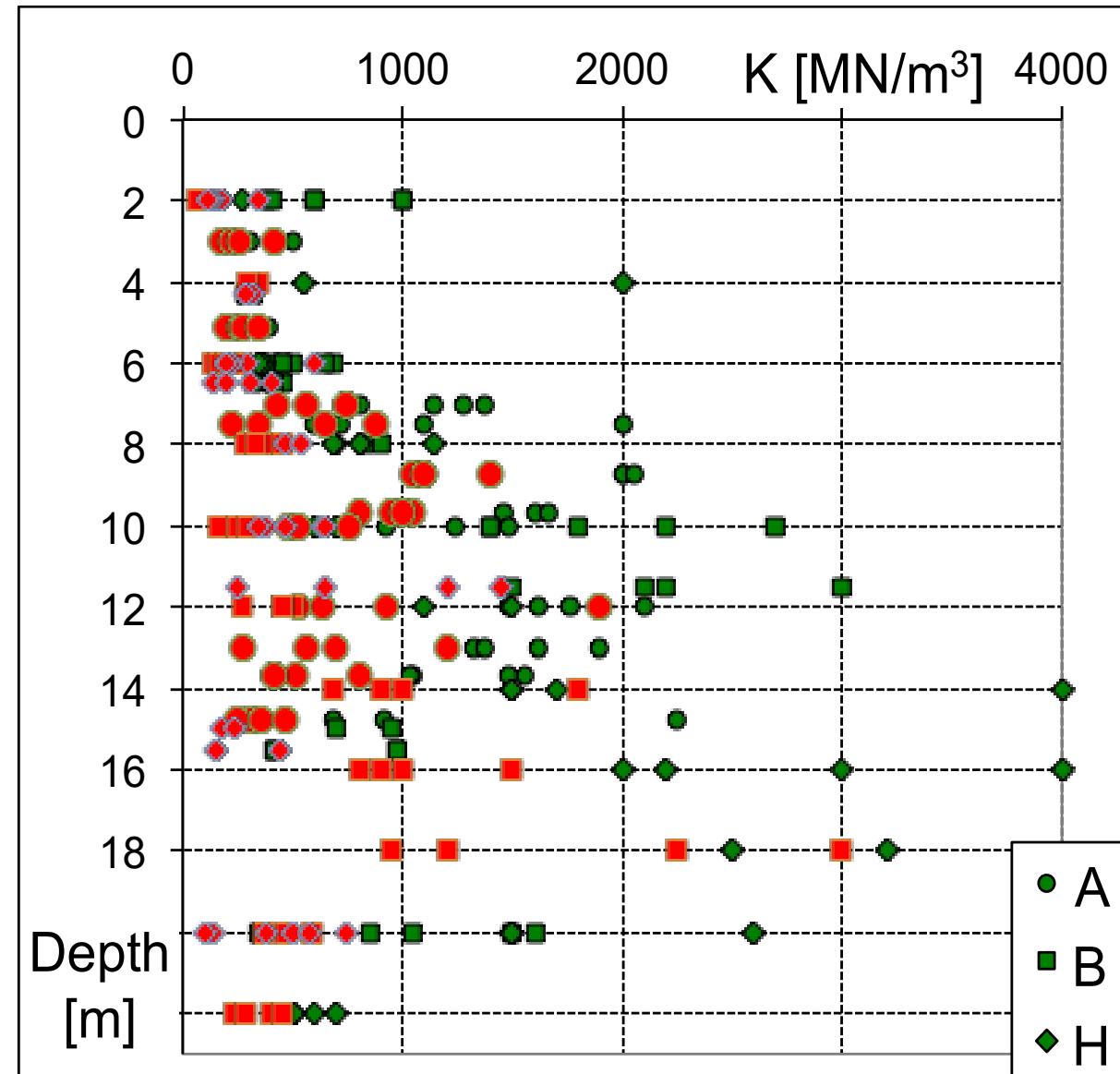
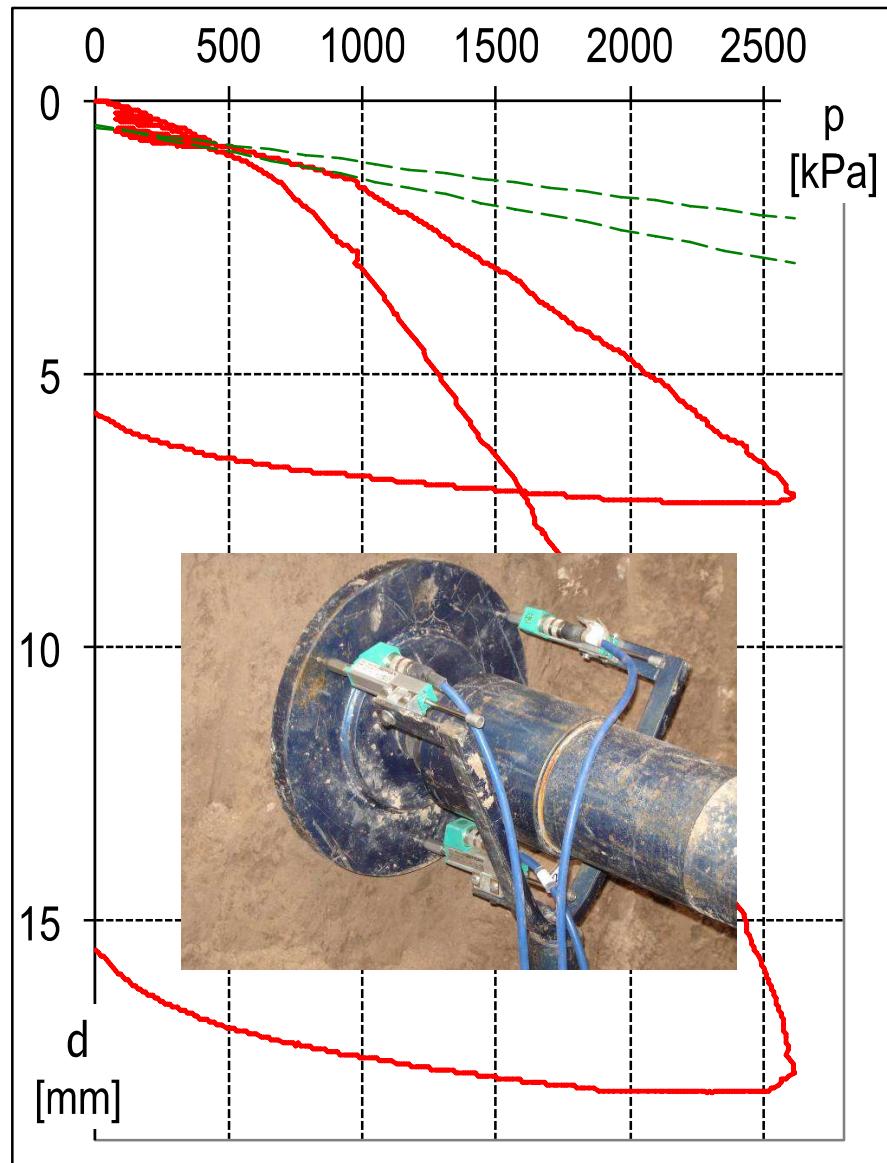
(AASHTO 2017)

Ensayo (terreno)		Terreno	COV	Escala [m]
Resistencia al corte no drenado				
- Correlación con CPT	s_u	C	30 40	
- Correlación con SPT	s_u	C	40 60	
Ángulo de fricción interna				
- Correlación con CPT	ϕ'	S	10 15	
- Correlación con SPT	ϕ'	S	15 20	
Resist. a penet. SPT	N	C, S	25 50	2.4 (v)
Resist. de punta CPT	q_t	C	<20	0.3 (v) 45 (h)
Densidad relativa c/SPT	D_r	S	50 70	

Ensayo (laboratorio)		Terreno	COV	Escala [m]
Humedad natural	ω_n	C, M	8 30	5.7 (v) 170 (h)
Límites Atterberg	ω_L	C, M	6 30	5.2 (v)
Pesos unitarios	γ, γ_d	C, M	<10	1.6 (v)
Densidad relativa	D_r	S	10 40	
Resistencia al corte no drenado				
- Compresión simple	s_u	C	20 55	2.5 (v) 50 (h)
- Triaxial no drenado	s_u	C	10 35	
- TX cons. no drenado	s_u	C	20 45	
Ángulo de fricción (TX)	ϕ'	C, M, S	5 10	

Incertidumbre en los parámetros de rigidez

Incertidumbre en la interacción terreno-estructura



Índice

- Ensayos de campo y laboratorio
- Los enfoques de diseño en ingeniería geotécnica
- Problemas de estabilidad de taludes: el método de Montecarlo
- Problemas de excavaciones: el método FOSM

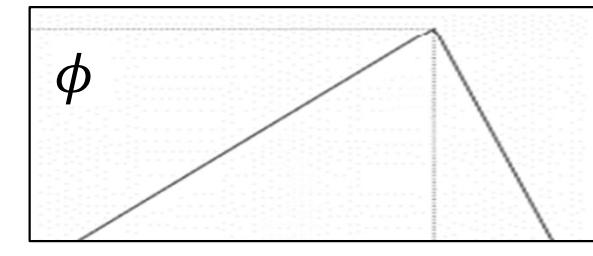
Probabilidad de falla

Las variables que controlan el comportamiento de un talud tienen incertidumbre

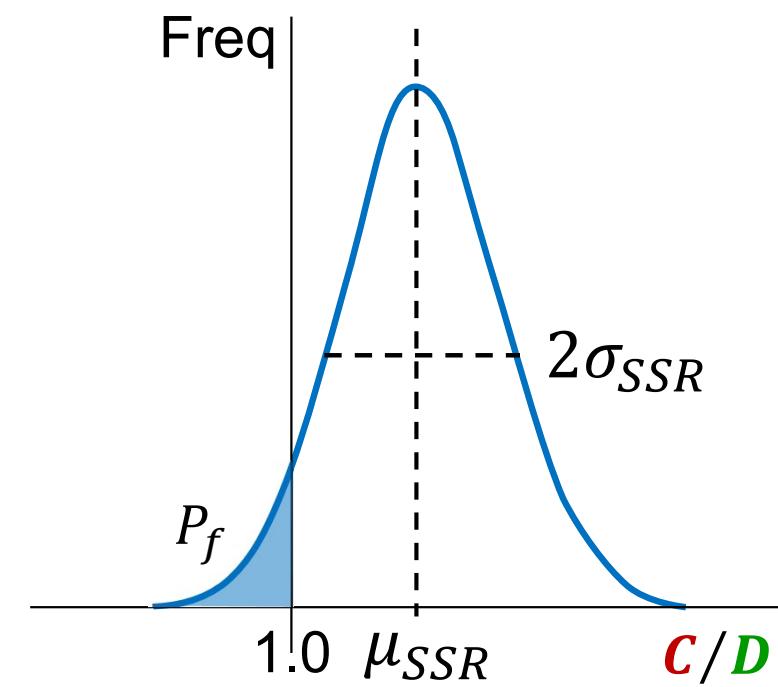
- Suelos: estratigrafía, densidad, resistencia...
- Rocas: Litología, alteración, discontinuidades...
- Materiales estructurales: resistencia...
- Procedimientos constructivos

Probabilidad de falla: probabilidad de que la capacidad (**C**) sea menor que la demanda (**D**)

- Estadísticamente: $P_f = P[C < D]$
- Ingenierilmente: $P_f = P[FoS < 1]$



30° 35° 37°



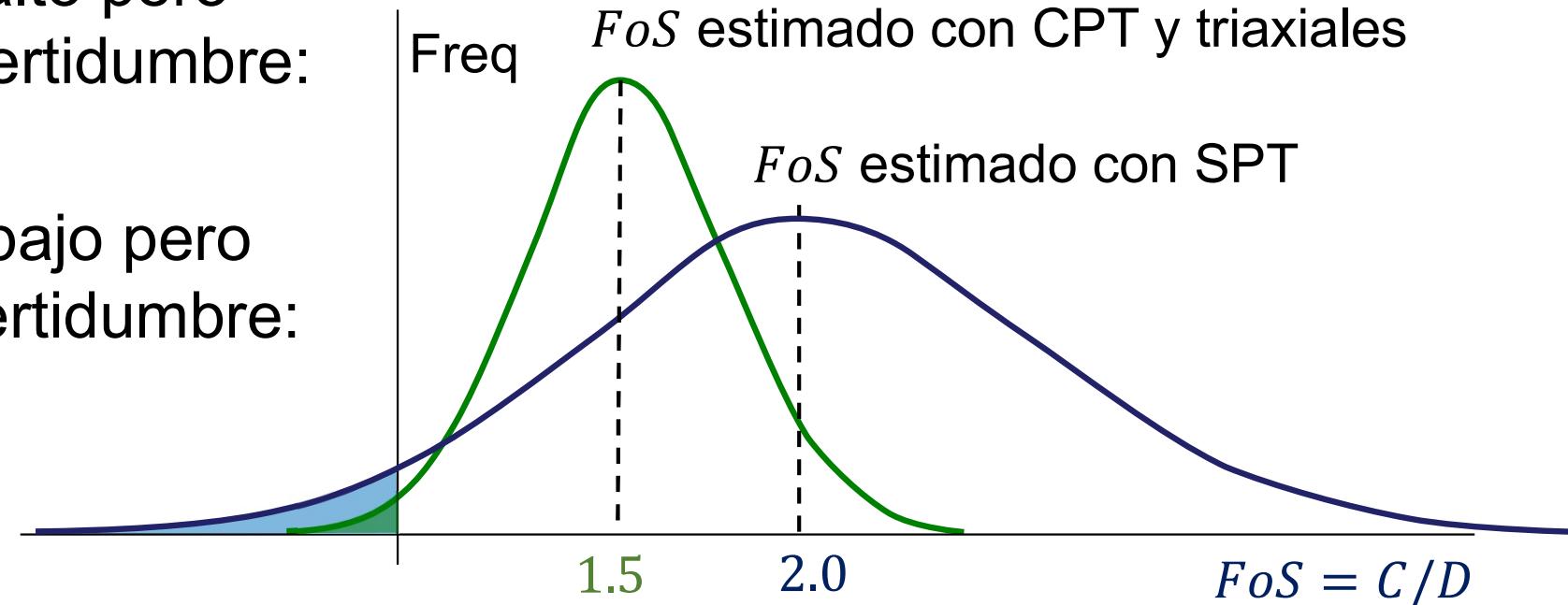
Factor de seguridad desde la perspectiva probabilística

Cociente entre la capacidad de carga (nominal) y la carga aplicada (también nominal)

- FoS es un cociente de valores medios (es un criterio de falla)

Un mayor FoS no implica una menor P_f

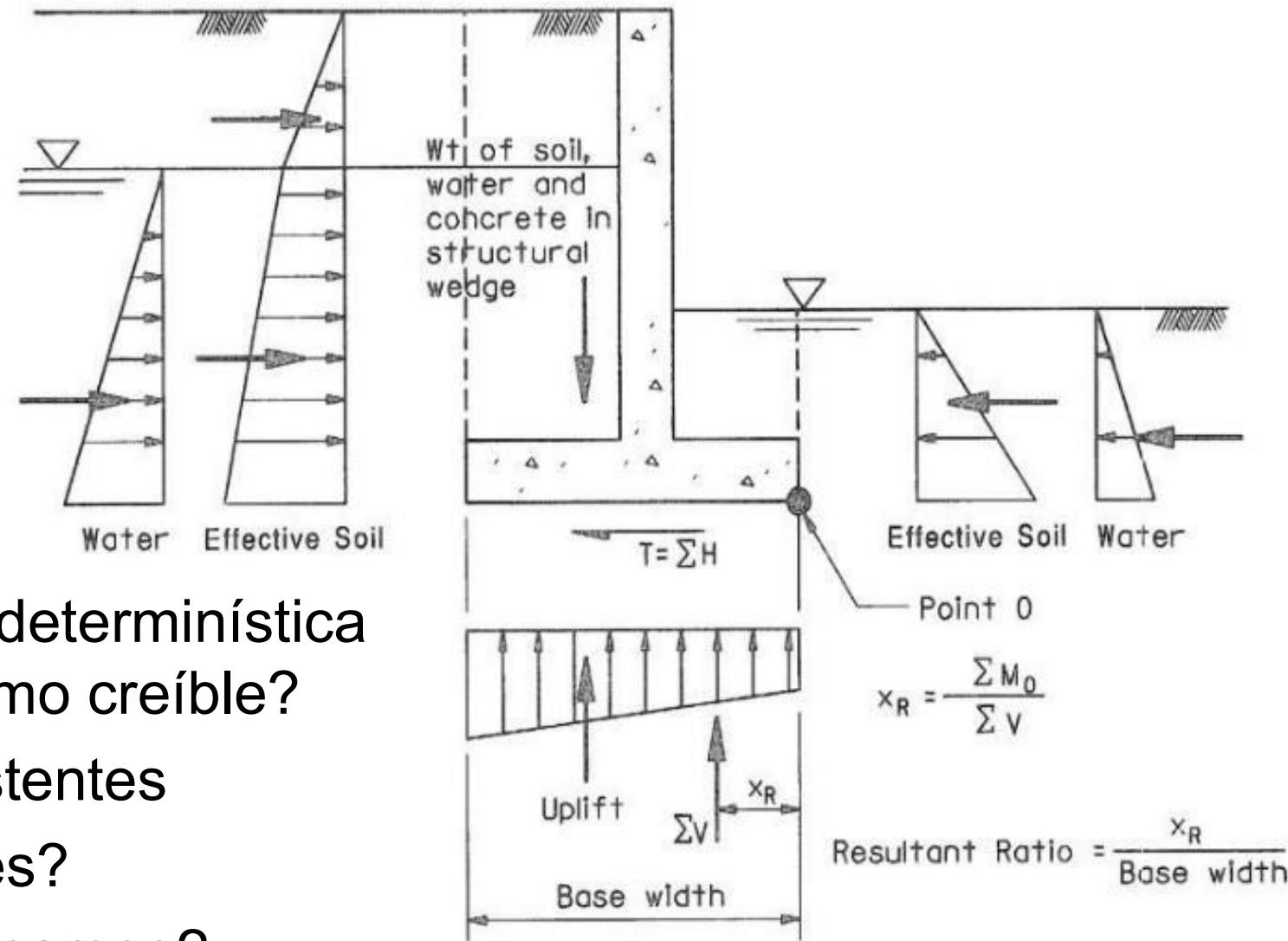
- **SPT**: FoS alto pero mucha incertidumbre: P_f alta
- **CPT**: FoS bajo pero menor incertidumbre: P_f baja



Diseño: decisiones con incertidumbre

Todas las fuerzas indicadas tienen incertidumbre

- Peso propio, $COV \cong 5\%$, ¿determinística?
- Cota del agua, ¿determinística en su valor máximo creíble?
- Párametros resistentes
 - ¿Correlaciones?
 - ¿Ensayos de campo?
 - o también de laboratorio?



Método del factor de seguridad:

$$C/D \geq FoS$$

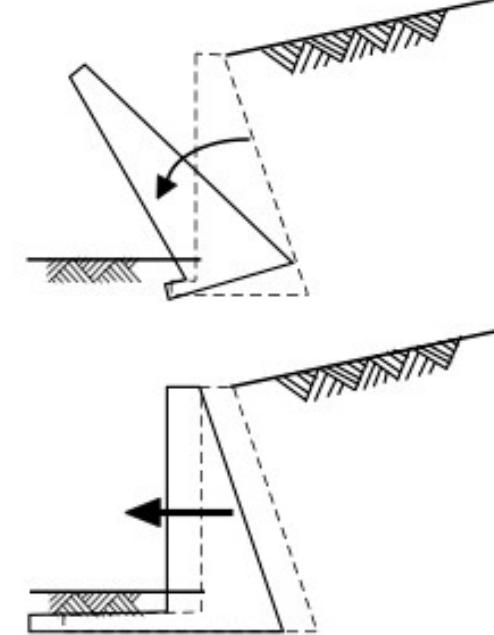
- Volcamiento: $M_C/M_D \geq FoS_V$
- Deslizamiento: $H_C/H_D \geq FoS_D$

Ventajas

- Método muy simple e intuitivo
- Se ha usado por décadas en geotecnia
- Hay consenso en los factores de seguridad de cada problema

Desventajas

- Produce estructuras con probabilidades de falla muy variables
- Cumplir con el reglamento no implica una estructura segura
- Es decididamente obsoleto y está condenado a morir



Método LRFD:

$$RF \cdot C \geq \sum(LF_i \cdot D_i)$$

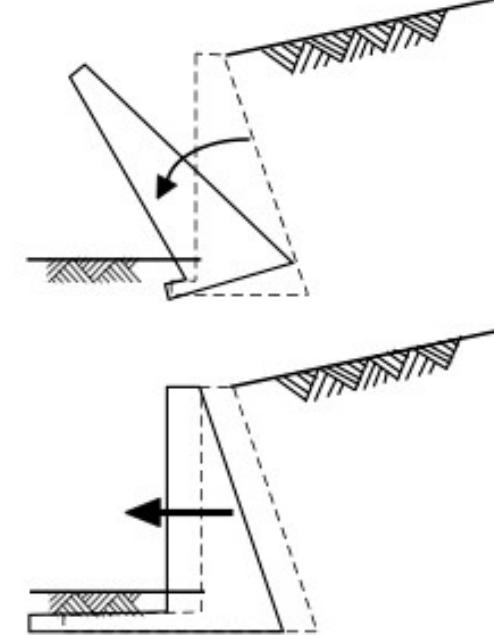
- Volcamiento: $RF \cdot M_C \geq \sum LF_i \cdot M_{D,i}$
- Deslizamiento: $RF \cdot H_C \geq \sum LF_i \cdot H_{D,i}$

Ventajas

- Compatible con ingeniería estructural (en USA)
- Produce estructuras con confiabilidad más uniforme
- Tiene en cuenta incertidumbre del modelo de cálculo

Desventajas

- Los RF_i deben ser compatibles con los LF_i de las cargas
- Peso propio del suelo aumenta carga y resistencia: ¿ $LF = 1.0$?
- Es casi imposible de calibrar $\sum RF_i \cdot C_i$: un único RF produce confiabilidades muy variables (pero no tan mal como FoS)



Método Eurocode:

$$C^* = C [RF \cdot s = RF \cdot (c, \tan[\phi])]$$

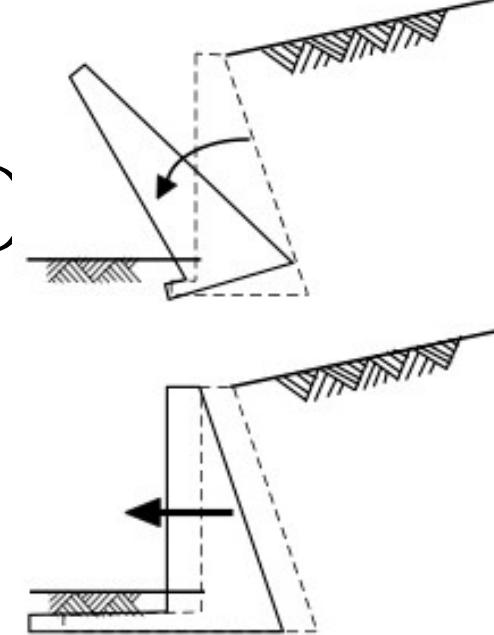
- Volcamiento: $M_{C^*} \geq \sum LF_i \cdot M_{D,i}$
- Deslizamiento: $H_{C^*} \geq \sum LF_i \cdot H_{D,i}$

Ventajas

- Compatible con ingeniería estructural (en EU)
- Produce estructuras con confiabilidad más uniforme
- Compatible con métodos numéricos

Desventajas

- Tiene en cuenta la incertidumbre en parámetros ($c^* = RF_c \cdot c$) pero no toma en cuenta la incertidumbre del modelo de cálculo
 - ¿Cada uno puede usar la fórmula que quiera?
 - En otras palabras ¿el mismo RF para Rankine y Coulomb?

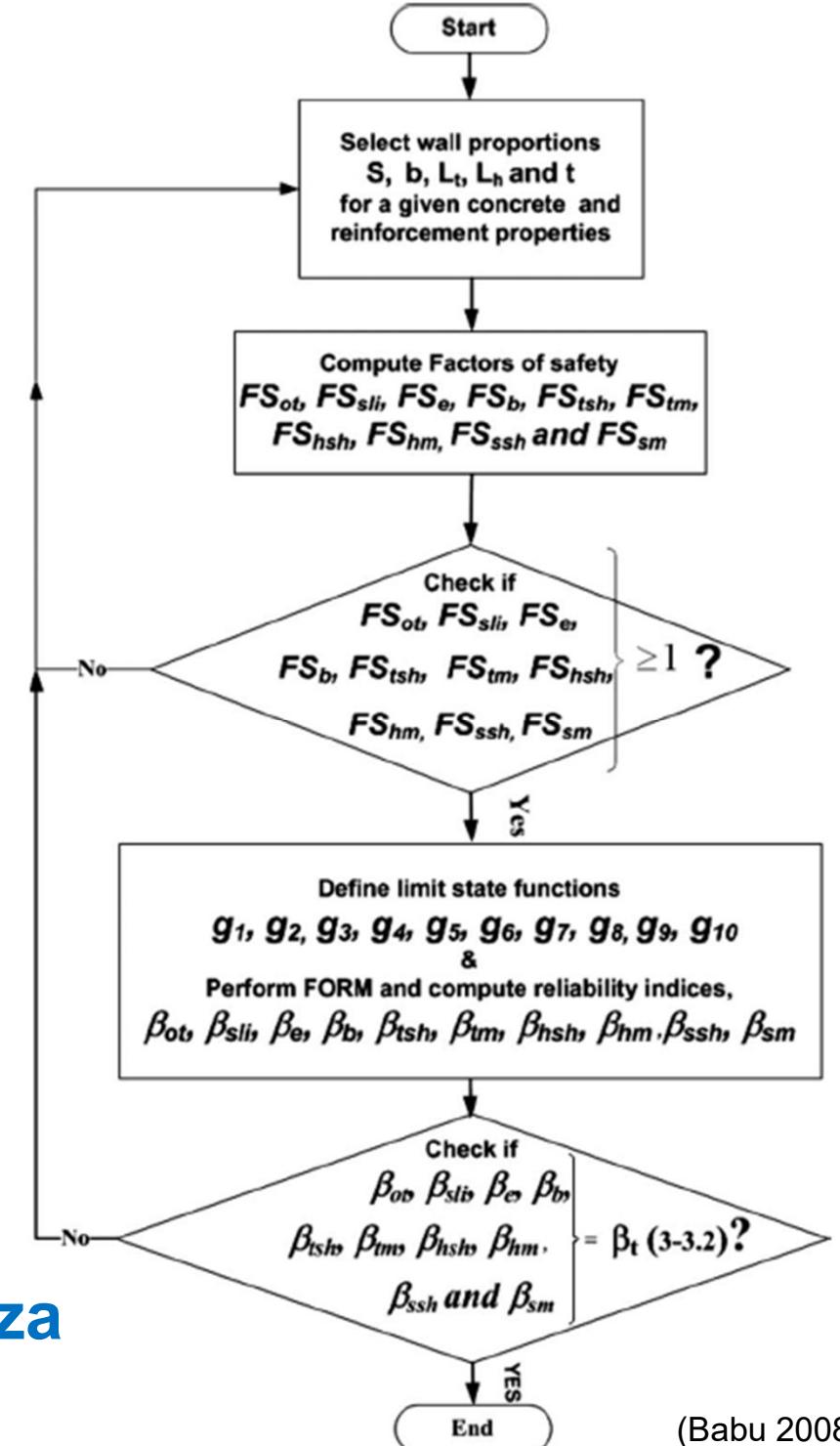


Resumen: métodos de diseño

- Método del factor de seguridad:
 $C/D \geq FoS$
- Método LRFD:
 $RF \cdot C \geq \sum LF_i \cdot D_i$
- Método Eurocode:
 $C^* = C[RF \cdot s] \geq \sum LF_i \cdot D_i$

Los tres métodos tienen serias limitaciones

El objetivo final es diseñar la estructura más económica que alcanza la confiabilidad objetivo $\beta \geq 3.0|3.2$



(Babu 2008)

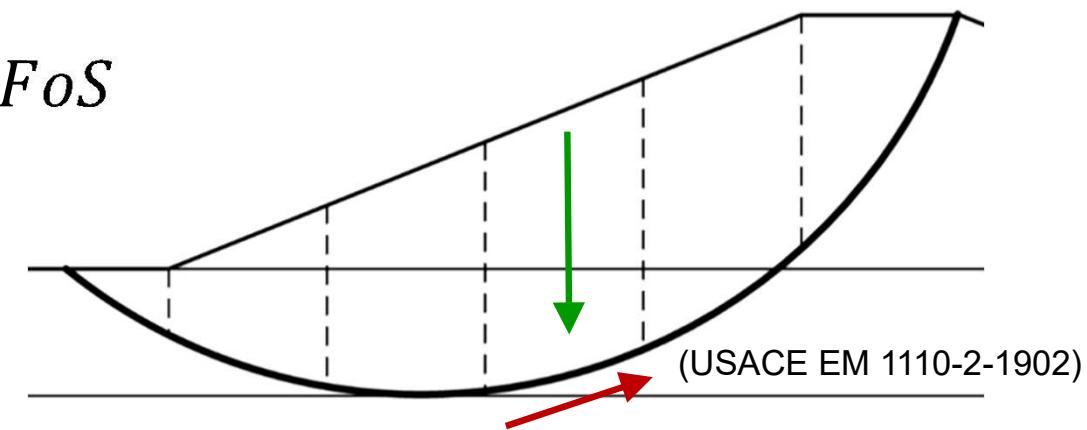
Índice

- Ensayos de campo y laboratorio
- Los enfoques de diseño en ingeniería geotécnica
- Problemas de estabilidad de taludes: el método de Montecarlo
- Problemas de excavaciones: el método FOSM

Estabilidad de taludes: justificación del método probabilístico

Si todo fuera “exacto”

- Resistencia: $M_r = r \sum s_i \Delta l_i / FoS$
- Carga: $M_d = r \sum w_i \sin[\alpha_i]$
- Factor de seguridad: $M_r [FoS] - M_d = 0$



Pero todo tiene incertidumbres

- Variables aleatorias: γ , c , ϕ
- Presión de poros
- Geometría de la superficie de potencial deslizamiento (círculo, poligonal, ...)
- Método de cálculo (Bishop, Spencer, ...)

Probabilidad de falla (riesgo tolerado) para taludes

Temporary structures: no potential life loss, low repair cost	0.1
Minimal consequences of failure: high cost to reduce the probability of failure (bench slope or open pit mine)	0.1–0.2
Minimal consequences of failure: repairs can be done when time permits (repair cost is less than cost of reducing probability of failure)	0.01
Existing large cut on interstate highway	0.01–0.02
Large cut on interstate highway to be constructed	<0.01
Lives may be lost when slopes fail	0.001
Acceptable for all slopes	0.0001
Unnecessarily low	<0.00001

Cálculo de P_f : Método de Monte Carlo

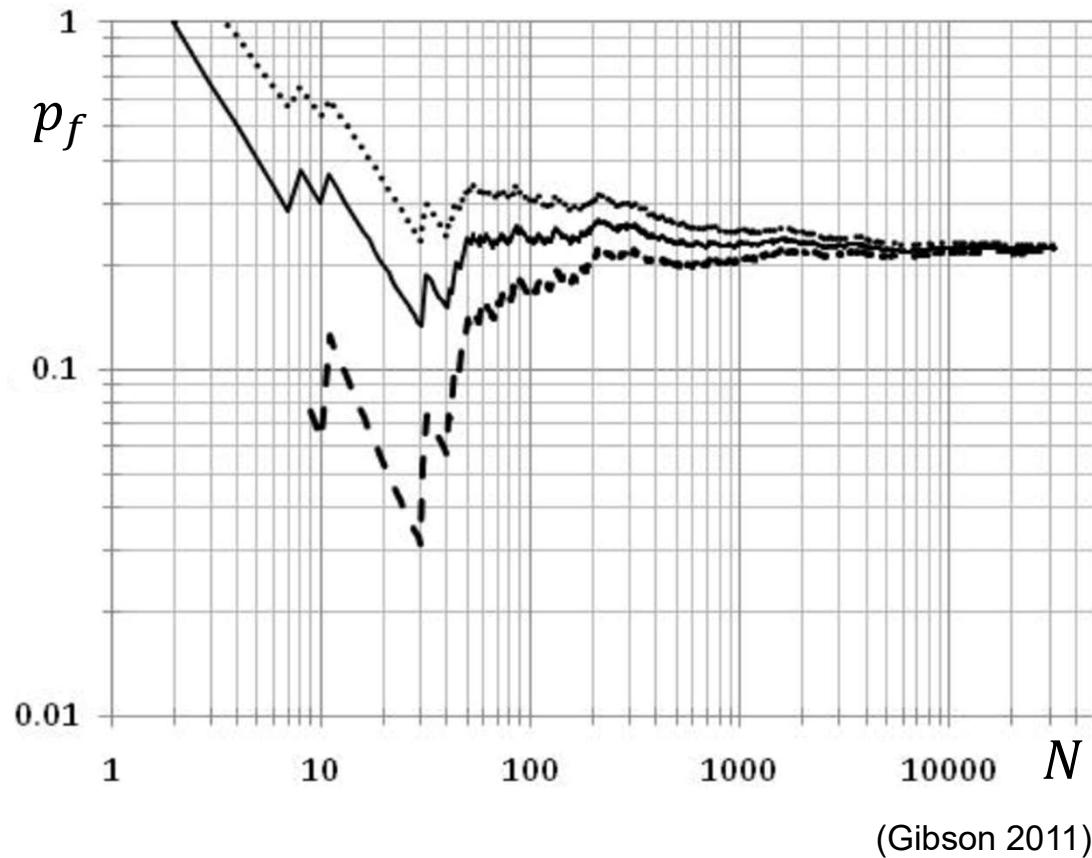
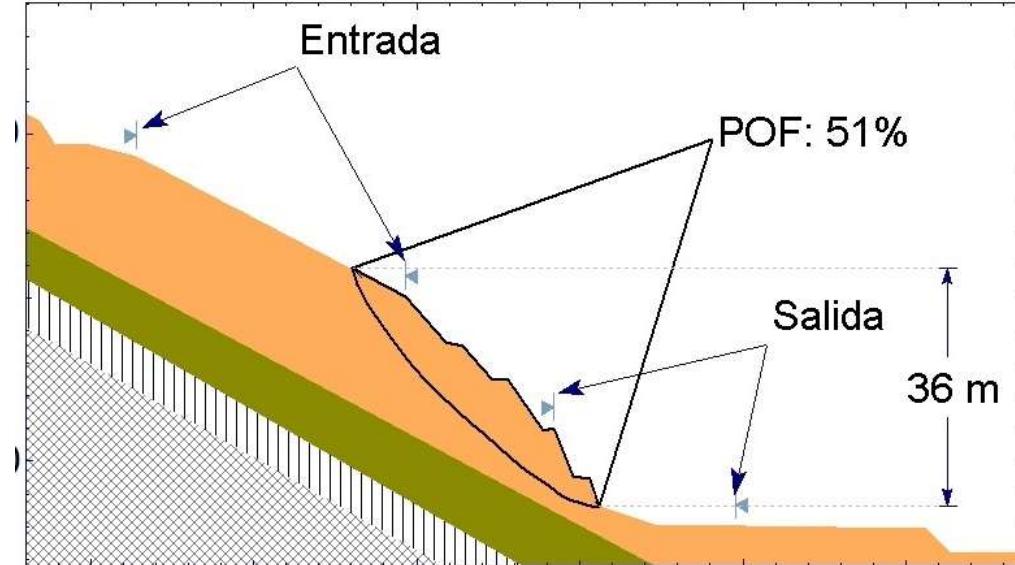
- Se establecen funciones de distribución para γ , c , ϕ , napa...

- Se eligen valores aleatorios
- Se calcula ($\textcolor{red}{C}$) y ($\textcolor{green}{D}$)
 - Bishop: $\textcolor{red}{C} = M_R$, $\textcolor{green}{D} = M_D$

$$P_f = \frac{n = \text{cantidad } \textcolor{red}{C} < \textcolor{green}{D}}{N = \text{cantidad total}}$$

- Se repite el ejercicio hasta que P_f se estabiliza

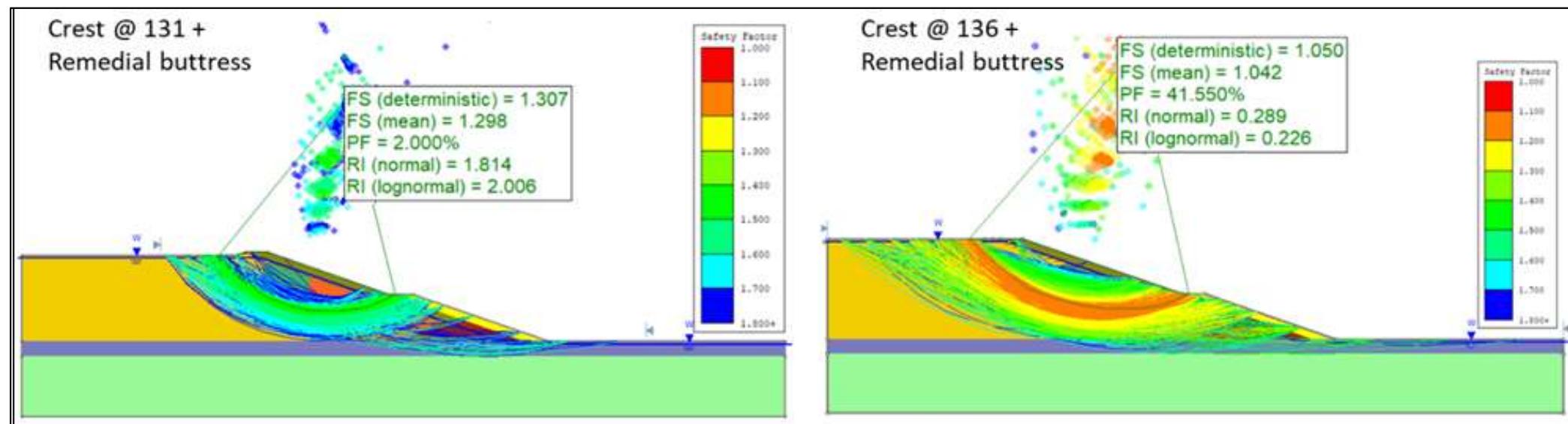
- Enorme cantidad de corridas para P_f bajas



P_f por Monte Carlo es el estado de la práctica de la industria

Estabilidad de taludes: prefiera Monte Carlo a FoS

- Establezca P_f objetivo en función del riesgo tolerado
- Ejecute análisis de Monte Carlo con Bishop | Spencer | Morgerstern-Price (hay software comercial que lo resuelve)



Índice

- Ensayos de campo y laboratorio
- Los enfoques de diseño en ingeniería geotécnica
- Problemas de estabilidad de taludes: el método de Montecarlo
- **Problemas de excavaciones: el método FOSM**

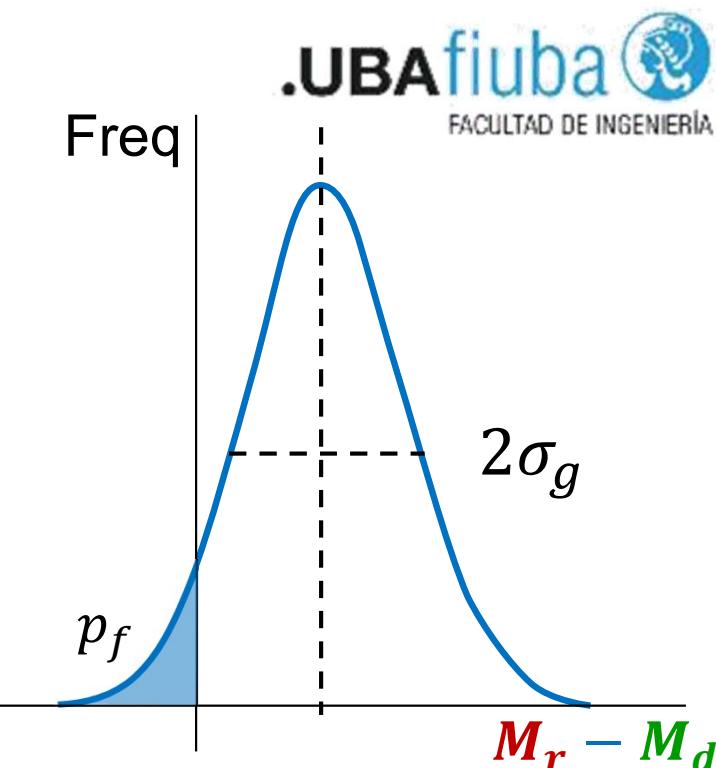
Cálculo de P_f : Método FOSM (First Order Second Moment)

Función de falla: $g = M_r - M_d$

Probabilidad de falla: $P[g < 0]$

Se calcula μ_g y σ_g en función de la media y desvío de variables de entrada

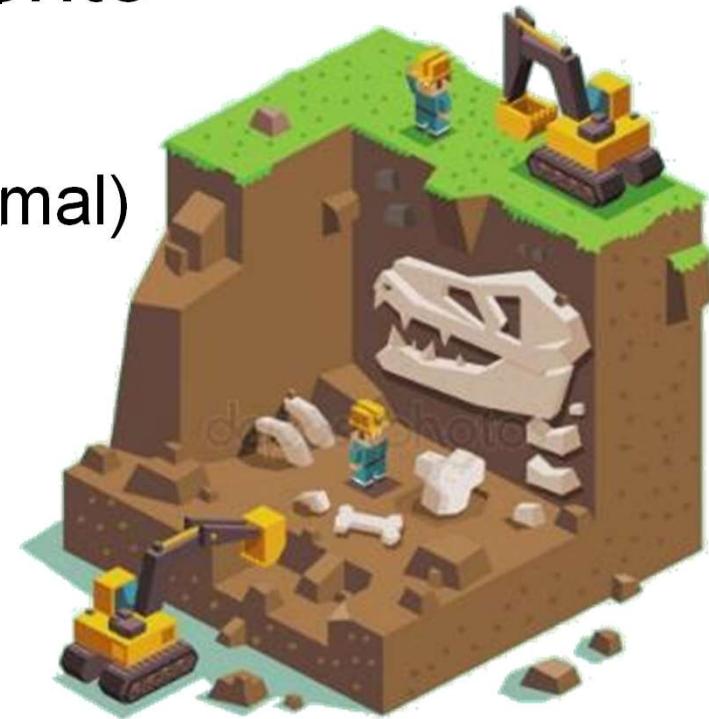
- Se calcula el valor medio μ_g con valores medios de variables
- Se calcula $\alpha_i = \partial g / \partial x_i|_{\mu_i}$
- Se calcula la varianza: $\sigma_g^2 = \sum_n \alpha_i^2 \sigma_i^2$
- Con la función de distribución “elegida” para g y con $\{\mu_g, \sigma_g\}$ se calcula $P_f \cong \Phi[-\mu_g/\sigma_g]$



Ejercicio: probabilidad de falla de una excavación vertical sin sostenimiento

Datos de entrada (todos con distribución normal)

- Altura: $H = 10.0 \pm 1m$
- Peso unitario: $\gamma = 20 \pm 1 kN/m^3$
- Cohesión: $c = 40 \pm 8 kPa$
- Ángulo de fricción: $\phi = 30 \pm 2^\circ$



Empuje horizontal (Rankine): $E = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 - 2c\sqrt{K_A}H$

Altura máxima teórica

$$E = 0 \rightarrow H_{max} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = \frac{4 \cdot 40 kPa}{20 kN/m^3 \sqrt{1/3}} = 13.9 m > 10m$$

¿Usted acepta este diseño? Calcule P_f por el método FOSM

Probabilidad de falla de una excavación: estamos en problemas

- Función de falla: $\mathbf{g} = -\mathbf{E} = 2c\sqrt{K_A}H - \frac{1}{2}\gamma K_A H^2$
- Media de la función de falla (con la media de los parámetros):
 $\mu_g = 2 \cdot 40kPa \cdot \sqrt{0.33} \cdot 10m - 0.5 \cdot 20kN/m^3 \cdot 0.33 \cdot (10m)^2 = 129kN/m$
- Varianza

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \sum \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$4.1kN/m^\circ$	$-20.5kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	$8kPa$	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	8538	67	415	9298

- Desvío standard: $\sigma_g = 96 kN/m$
- **Probabilidad de falla:** $P_f \cong \Phi[-\mu_g/\sigma_g] \cong \Phi[-129/96] = 9\%$

Probabilidad de falla de una excavación: más ensayos geotécnicos

- Parecía un diseño seguro ($H_{max} = 13.9m > H = 10m$)
- La probabilidad de falla es intolerablemente alta ($P_f = 9\%$)
- **La mayor incertidumbre la introduce la cohesión**
- Nuevos ensayos producen $c = 35 \pm 2kPa$ **¿una mala noticia?**

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \sum \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$4.1kN/m^\circ$	$-20.5kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	8kPa	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	8538	67	415	9298

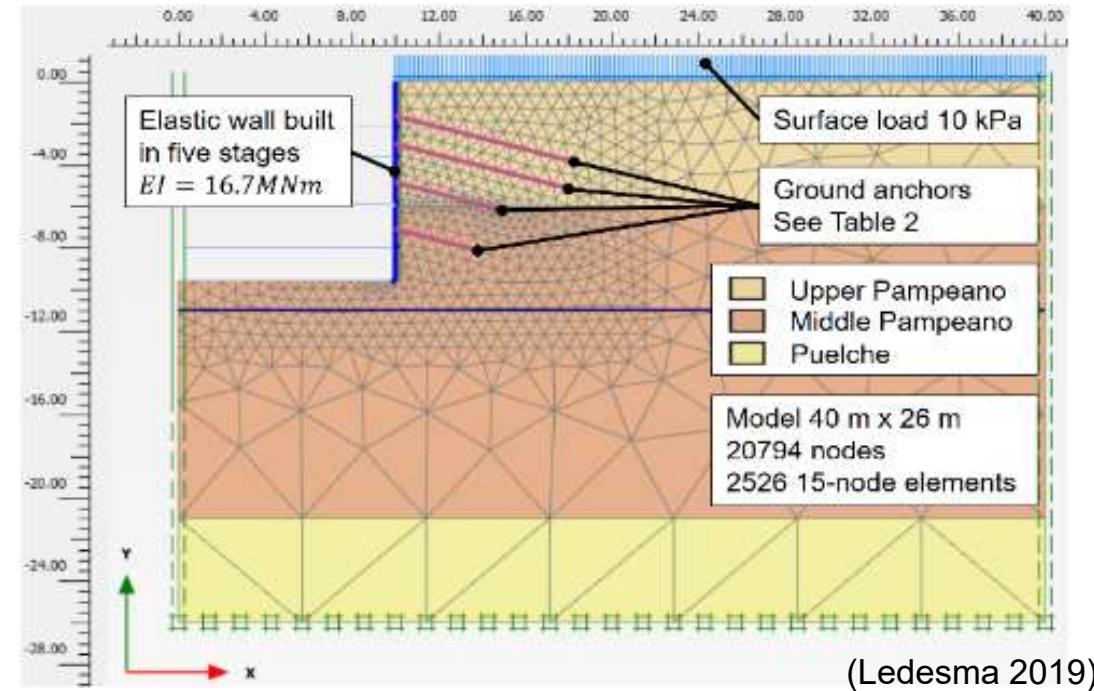
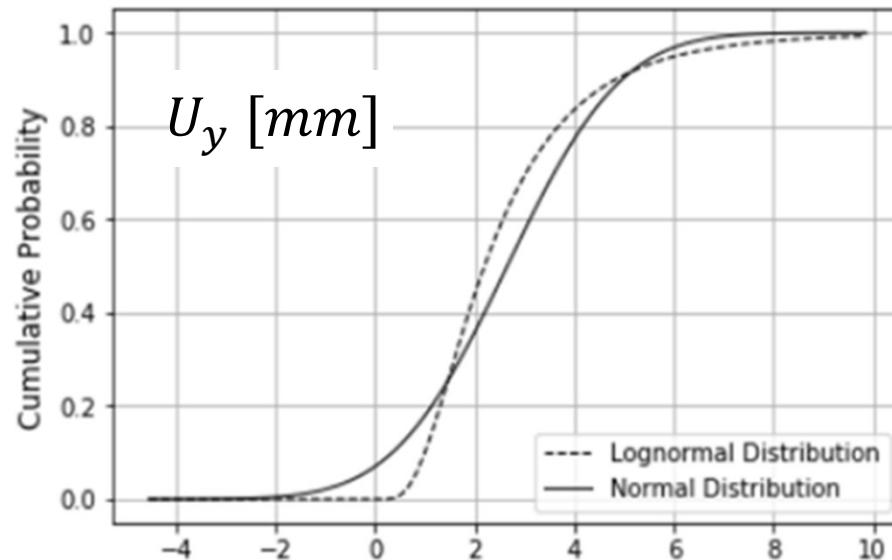
Probabilidad de falla de una excavación: mejor malo conocido...

- Parecía un diseño seguro ($H_{max} = 13.9m > H = 10m$)
- La probabilidad de falla es intolerablemente alta ($P_f = 9\%$)
- **La mayor incertidumbre la introduce la cohesión**
- Nuevos ensayos producen $c = 35 \pm 2kPa$ **una buena noticia**

σ_g^2	γ	c	ϕ	H	$\sigma_g^2 = \sum \alpha_i^2 \sigma_i^2$
$\alpha_i = \partial g / \partial x_i$	$-16.7m^2$	$11.6m$	$5.3kN/m^\circ$	$-26.3kN/m^2$	
σ_i	$1kN/m^3$	2kPa	2°	$1m$	
$\alpha_i^2 \sigma_i^2$	278	538	112	692	1620

- **Antes:** $c = 40 \pm 8kPa \rightarrow g = 129 \pm 96 kN/m \rightarrow P_f = 9\%$
- **Ahora:** $c = 35 \pm 2kPa \rightarrow g = 70 \pm 40 kN/m \rightarrow P_f = 4\%$

Aplicación de FOSM a excavaciones



Method	$\rho_{\phi c}$	$P[FoS < 1.0]$		$P[U_x > 10\text{mm}]$		$P[U_y > 10\text{mm}]$	
		normal	lognormal	normal	lognormal	normal	lognormal
PEM one layer	0.0	7E-03	2E-03	1E-07	8E-04	7E-09	2E-03
PEM one layer	-0.5	2E-02	1E-02	2E-04	8E-03	2E-05	7E-03
TSM one layer	0.0	2E-02	1E-02	7E-10	6E-04	2E-10	2E-03
TSM one layer	-0.5	8E-03	3E-03	8E-12	2E-04	6E-13	1E-03
PEM two layers	0.0	2E-02	9E-03	4E-05	5E-03	2E-06	4E-03
PEM two layers	-0.5	6E-03	2E-03	7E-09	3E-04	1E-10	7E-04
TSM two layers	0.0	2E-02	9E-03	4E-11	3E-04	3E-12	1E-03
TSM two layers	-0.5	6E-03	2E-03	2E-13	1E-04	4E-15	7E-04