



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales

TESIS DOCTORAL

**ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
POR MÉTODOS ESTADÍSTICOS**

Aplicación a los suelos de la Bahía de Santander

AUTOR:
David Marcano Ceballos

DIRECTOR:
Jorge Cañizal Berini



Santander, Abril de 2013



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales

TESIS DOCTORAL

**ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
POR MÉTODOS ESTADÍSTICOS
Aplicación a los suelos de la Bahía de Santander**

AUTOR:

David Marcano Ceballos

DIRECTOR:

Jorge Cañizal Berini

Santander, Abril de 2013

Dedicado a José Manuel Sánchez Alciturri

AGRADECIMIENTOS

Más de 100 campañas de reconocimiento geotécnico, cerca de 1.000 sondeos y casi 5.000 ensayos sobre muestras de suelo extraídas en el área urbana y portuaria de la Bahía de Santander. Este patrimonio, disperso y olvidado bajo el polvo de los archivos, se ha recuperado gracias a la valiosa colaboración de Icinsa y de la Autoridad Portuaria de Santander. Ambos merecen mi más sincero agradecimiento.

Ya en el ámbito personal, agradezco el esfuerzo de mis compañeros Antonio Cortiguera y Ramón González durante la implantación en el Puerto de Santander del Sistema de Gestión Geotécnica desarrollado en esta Tesis Doctoral. Su colaboración ha sido decisiva para que la Autoridad Portuaria disponga en la actualidad de un registro informático de datos geotécnicos del dominio público que gestiona.

A Juan Antonio García Avellán le agradezco su inestimable ayuda a la hora de actualizar el software que permite gestionar el banco de datos.

Pero sobre todo me enorgullece reconocer y valorar las aportaciones, fruto de la experiencia y conocimiento, de dos amigos entrañables: mi maestro y primer impulsor de este estudio, José Manuel Sánchez Alciturri, que siempre ocupará un lugar destacado en mi memoria, y Juan Casanueva Arpide, el compañero de Icinsa que mientras desmenuzaba testigos de sondeo me enseñaba la manera de identificar las formaciones geológicas de Santander.

La pérdida repentina de un hombre excepcional como José Manuel supuso la paralización de este trabajo durante mucho tiempo. El impacto emocional de su fallecimiento inesperado quebró lo que había comenzado como un sueño apasionante. Han tenido que pasar bastantes años para despertar, desperezarme y culminar el objetivo. Este reto no hubiera sido posible sin el apoyo de dos queridos profesores, Jorge Cañizal Berini, mi Director de Tesis, y César Sagaseta Millán, el ingeniero que siempre ha sido para mí un referente de conocimiento y humildad. Gracias a los dos, por la enorme oportunidad que me habéis brindado para llegar por fin a la meta.

David Marcano Ceballos

ÍNDICES

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS	20
LISTA DE TABLAS	25
NOTACIÓN Y ABREVIATURAS	27
RESUMEN	35
ABSTRACT	37
INTRODUCCIÓN	41
1.- ANTECEDENTES	41
2.- OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN	41
3.- METODOLOGÍA DE TRABAJO	42
4.- ESTRUCTURA DE LA TESIS DOCTORAL	44
5.- SISTEMA DE UNIDADES	46
6.- VALOR AÑADIDO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	46
7.- ATLAS GEOTÉCNICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER	46
CAPÍTULO 1.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO	51
1.1.- INTRODUCCIÓN	51
1.2.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	51
1.2.1.- Antiguas técnicas de reconocimiento del terreno	51
1.2.2.- Ensayos de la Mecánica de Suelos	53
1.2.3.- Estimación del valor característico	56
1.2.4.- Estimación del valor de cálculo en el Eurocódigo	65
1.2.5.- Tendencias en la estimación de parámetros geotécnicos	70
1.3.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	84
1.3.1.- Granulometría	85
1.3.2.- Plasticidad	85
1.3.3.- Materia orgánica	86

1.3.4.- Peso específico seco y humedad	86
1.3.5.- Resistencia al corte sin drenaje.....	88
1.3.6.- Angulo de rozamiento interno.....	91
1.3.7.- Índice de compresión	93
1.3.8.- Índice de hinchamiento o entumecimiento.....	95
1.3.9.- Coeficiente de consolidación	96
1.3.10.- Tendencias en el análisis de correlaciones entre parámetros	96
1.4.- SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	100
1.5.- ATLAS GEOTÉCNICOS	102
1.6.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	103
CAPÍTULO 2.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA.....	109
2.1.- INTRODUCCIÓN	109
2.2.- INFORMACIÓN PREVIA	109
2.3.- COLUMNA LITOLÓGICA.....	110
2.4.- MAPA GEOTÉCNICO.....	111
2.5.- BANCO DE DATOS	113
2.5.1.- Entrada de datos.....	114
2.5.2.- Información general	120
2.5.3.- Banco de sondeos	123
2.5.4.- Banco de ensayos.....	124
2.5.5.- Parámetros geotécnicos.....	127
2.6.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA.....	132
2.7.- RESULTADOS.....	134
2.8.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	135
CAPÍTULO 3.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	139
3.1.- INTRODUCCIÓN	139
3.2.- FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	140
3.2.1.- Parámetros de identificación	144
3.2.2.- Parámetros de estado	146

3.2.3.- Parámetros de resistencia	150
3.2.4.- Parámetros de compresibilidad edométrica	153
3.3.- COEFICIENTE DE VARIACIÓN	154
3.4.- VALOR CARACTERÍSTICO	160
3.5.- VALOR DE CÁLCULO	163
3.6.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL Y RESISTENCIA DEL TERRENO.....	172
3.7.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	173
CAPÍTULO 4.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS.....	177
4.1.- INTRODUCCIÓN.....	177
4.2.- PROCESO DE AJUSTE DE CORRELACIONES.....	177
4.3.- RESULTADOS DE LAS CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS	178
4.3.1.- Correlaciones de los parámetros de identificación	178
4.3.2.- Correlaciones de los parámetros de estado.....	180
4.3.3.- Correlaciones de los parámetros de resistencia	182
4.3.4.- Correlaciones de los parámetros de compresibilidad edométrica	189
4.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	194
CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	199
1.- GESTIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	199
2.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA	200
3.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	200
3.1.- Métodos estadísticos	200
3.2.- Función de distribución de probabilidad.....	201
3.3.- Coeficiente de variación	201
3.4.- Valor característico.....	202
3.5.- Valor de cálculo	203
4.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS.....	205
4.1.- Plasticidad	206
4.2.- Peso específico seco y humedad natural.....	206
4.3.- Resistencia al corte sin drenaje	206

4.4.- Ángulo de rozamiento crítico	207
4.5.- Compresibilidad edométrica	207
5.- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	207
REFERENCIAS	211
BIBLIOGRAFÍA	211
CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS CONSULTADAS EN LA BAHÍA DE SANTANDER	216
APÉNDICE A: MARCO GEOLÓGICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER	233
1.- INTRODUCCIÓN	233
2.- TECTÓNICA Y ESTRATIGRAFÍA.....	235
2.1.- Triásico	235
2.2.- Jurásico	235
2.3.- Cretácico Inferior.....	236
2.4.- Cretácico Superior	237
2.5.- Cenozoico	238
2.6.- Cuaternario	238
3.- MORFOLOGÍA.....	239
3.1.- Sinclinal Santillana - San Román	239
3.2.- Bahía de Santander	239
4.- FORMACIONES GEOLÓGICAS.....	244
4.1.- Formación Raos (Facies Keuper).....	246
4.2.- Formación San Salvador (Jurásico Marino).....	246
4.3.- Laguna estratigráfica.....	247
4.4.- Formación Vega de Pas (Facies Weald)	247
4.5.- Formación Caranceja (Complejo Urgoniano Inferior)	248
4.6.- Formación Calizas de San Esteban (Complejo Urgoniano Inferior)	248
4.7.- Formación Cuchía (Complejo Urgoniano Inferior)	249
4.8.- Formación Reocín (Complejo Urgoniano Superior)	249
4.9.- Formación Suances (Complejo Supraurgoniano)	249
4.10.- Formación Altamira (Calcarenitas Cretácicas)	250

4.11.- Laguna estratigráfica	250
4.12.- Formación Sardinero (Margas Cretácicas)	251
4.13.- Formación Cabo de Lata (Calcarenitas Cretácicas).....	252
4.14.- Formación San Juan (Calcarenitas Terciarias)	252
4.15.- Formación Sancibrián (Calcarenitas Terciarias)	253
4.16.- Formación Estrada (Calcarenitas Terciarias).....	253
4.17.- Formación Peña Saria (Calcarenitas Terciarias).....	253
4.18.- Laguna estratigráfica	253
4.19.- Formación Marisma (Marisma)	253
4.20.- Formación Rellenos (Rellenos).....	254
APÉNDICE B: MAPA GEOTÉCNICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER.....	257
APÉNDICE C: CAPAS Y UNIDADES GEOTÉCNICAS DE LA BAHÍA DE SANTANDER	269
CAPA A – RELLENOS.....	275
A1: SUELO RESIDUAL	276
A2: RELLENO ANTRÓPICO	276
CAPA B - MARISMA.....	281
B1: FANGO OSCURO.....	282
B2: ARENA FINA.....	286
CAPA C - CALCARENITAS TERCIARIAS	291
C1: CALCARENITA.....	292
C2: DOLOMÍA BLANCA	293
CAPA D - MARGAS CRETÁNICAS.....	295
D1: ARCILLA AMARILLENTO	296
D2: MARGA HOJOSA GRIS.....	297
D3: CALIZA MARGOSA GRIS.....	299
CAPA E - CALCARENITAS CRETÁNICAS.....	301

E1: CALCARENITA AMARILLA	302
E2: MARGA HOJOSA AMARILLA	303
CAPA F - COMPLEJO SUPRAURGONIANO	305
F1: ARENISCA MICÁCEA	306
F2: ARENA ARCILLOSA.....	308
F3: ARCILLA PIZARROSA	311
CAPA G - COMPLEJO URGONIANO SUPERIOR	313
G1: ARCILLA ANARANJADA	314
G2: CALIZA MASIVA GRIS.....	316
G3: DOLOMÍA MARRÓN.....	318
CAPA H - COMPLEJO URGONIANO INFERIOR.....	319
H1: CALIZA MARGOSA.....	320
H2: LUTITA GRIS	320
H3: CALIZA ARRECIFAL	322
CAPA I - FACIES WEALD.....	323
I1: LUTITA ROJIZA.....	324
I2: ARENISCA ROJIZA	326
CAPA J - JURÁSICO MARINO	329
J1: ARCILLA MARGOSA NEGRA.....	330
J2: DOLOMÍA NEGRA.....	331
CAPA K - FACIES KEUPER	333
K1: ARCILLA ALTERADA	334
K2: ARCILLITA ABIGARRADA	336
K3: GRAVA NEGRA	341
K4: YESO MASIVO	343
APÉNDICE D: INFERENCIA ESTADÍSTICA SOBRE LOS SUELOS DE LA BAHÍA DE SANTANDER	347

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	347
FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	347
PRUEBAS DE CONTRASTE EN PAPEL PROBABILÍSTICO	347
APÉNDICE E: CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	423
SUELOS DE LA BAHÍA DE SANTANDER	423

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Figura 1.1: Función de densidad de una variable aleatoria Normal $N(\mu, \sigma^2)$, y funciones de densidad del “valor medio X_m de una muestra de n datos” de su espacio muestral	58
Figura 1.2: Estimación por intervalos del valor medio “ μ ” de una variable aleatoria, a partir del “valor medio X_m de una muestra de n datos”	59
Figura 1.3: Funciones t-Student que ajustan los valores medios muestrales “ X_m ”, para pequeños tamaños de muestra ($n < 30$)	61
Figura 1.4: Punto característico e índice de fiabilidad β de acuerdo con el método MFPO para variables no correlacionadas con distribución Normal (fuente: Eurocódigo EN1990) ..	68
Figura 1.5: Modelos 3D y 2D de la humedad del suelo en la ciudad de Bogotá (nivel de 4 a 6 metros de profundidad)	80
Figura 1.6: Ensayo in situ “Vane Shear Test”	83
Figura 1.7: Resistencia al corte sin drenaje en arcillas inalteradas (a) y arcillas amasadas (b) de Hong Kong	83
Figura 1.8: Distribución espacial de los tres tipos de arcillas marinas de Hong Kong.....	83
Figura 1.9: Distribución volumétrica de las fases del suelo	87
Figura 1.10: Relación lineal de c_u/σ'_v con IP en arcillas amasadas (Skempton, 1957)	89
Figura 1.11: Variación de c_u con IF en arcillas amasadas (Skempton y Northey, 1952)	90
Figura 1.12: Variación de ϕ con el índice N_{SPT} en suelos granulares (Peck, Hanson y Thornburn, 1953)	91
Figura 1.13: Variación de ϕ con la fracción arcillosa ($\# < 2\mu m$)	92
Figura 1.14: Variación de ϕ con IP, en arcillas amasadas (Terzaghi y Peck, 1967).....	92
Figura 1.15: Variación de ϕ_p (pico) con IP, en arcillas NC (Bjerrum y Simons, 1960)	93
Figura 1.16: Variación de C_c y C_s con IP (en la figura $C_{ur} \equiv C_s$)	94
Figura 1.17: Mapa de resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaida)	96
Figura 1.18: Peso específico seco (arcillas de Adelaida)	97
Figura 1.19: Resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaida).....	97
Figura 1.20: Humedad y resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaida)	97
Figura 1.21: Peso específico y resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaida).....	97
Figura 1.22: Índice de plasticidad y límite líquido (arcillas glaciares del NE de Inglaterra) ..	98

Figura 1.23: Límite líquido y actividad (arcillas glaciares del NE de Inglaterra).....	98
Figura 1.24: Resistencia al corte sin drenaje y humedad (arcillas glaciares del NE de Inglaterra).....	99
Figura 1.25: Índices de compresión e hinchamiento (arcillas de la Ría de Huelva).....	99
Figura 1.26: Índice de compresión y límite líquido (arcillas de la Ría de Huelva).....	99
Figura 1.27: Sistema de Información Geotécnica de la ciudad de Helsinki.....	101
Figura 1.28: Atlas Geotécnicos en Puertos de Interés General del Estado.....	103

CAPÍTULO 2: SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA

Figura 2.1: Metodología de trabajo del Sistema de Gestión Geotécnica de la Bahía de Santander.....	109
Figura 2.2: Mapa Geológico de la Bahía de Santander (fuente: Mapa Geológico-Minero de Cantabria, Escala 1:10.000, ITGE-1990).....	110
Figura 2.3: Vinculación entre formaciones geológicas y capas geotécnicas en la Bahía de Santander (fuente propia).....	110
Figura 2.4: Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander (fuente propia)	112
Figura 2.5: Emplazamiento de sondeos y fallas sobre el Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander.....	112
Figura 2.6: Sonda de ICINSA montada sobre flotadores (Puerto de Santander)	113
Figura 2.7: Ejecución de sondeos por ICINSA en la Bahía de Santander.....	113
Figura 2.8: Menú general del “Sistema de Gestión Geotécnica”	114
Figura 2.9: Estructura del banco de datos del “Sistema de Gestión Geotécnica”	115
Figura 2.10: Menú para el registro de campañas geotécnicas y emplazamiento de sondeos	116
Figura 2.11: Menú para el registro de columnas estratigráficas de sondeo y resultados de ensayos de campo y laboratorio	117
Figura 2.12: Menú para el registro de información geológica y geotécnica de la columna litológica de la zona	119
Figura 2.13: Menú con las consultas diseñadas en el banco de datos del “Sistema de Gestión Geotécnica”	119
Figura 2.14: Plano Guía del Mapa Geotécnico y ejemplo de Hoja de Detalle	120
Figura 2.15: Columna estratigráfica de sondeo, incluyendo la localización de las muestras extraídas, resultados de ensayos de laboratorio e índice N_{SPT}	121
Figura 2.16: Menú de acceso a los gráficos de correlaciones entre parámetros en el	

conjunto de suelos de la Bahía de Santander	122
Figura 2.17: Informe de correlaciones entre parámetros geotécnicos en el conjunto de suelos de la Bahía de Santander	122
Figura 2.18: Relación de sondeos registrados en el banco de datos	123
Figura 2.19: Relación de sondeos en la capa geotécnica consultada	124
Figura 2.20: Relación de ensayos registrados en el banco de datos.....	125
Figura 2.21: Relación de ensayos en la unidad geotécnica consultada.....	126
Figura 2.22: Relación de ensayos en la unidad geotécnica y zona geográfica consultada	127
Figura 2.23: Análisis estadístico de los parámetros en la unidad geotécnica consultada ..	128
Figura 2.24: Análisis estadístico de los parámetros en la unidad geotécnica y zona geográfica consultada.....	129
Figura 2.25: Histogramas de los parámetros de resistencia en la unidad geotécnica consultada	130
Figura 2.26: Menú de acceso a los gráficos de correlaciones entre parámetros en la unidad geotécnica consultada.....	131
Figura 2.27: Informe de correlaciones entre parámetros en la unidad geotécnica consultada	132
Figura 2.28: Estructura del “Sistema de Gestión Geotécnica”	133
Figura 2.29: Pantalla principal del “Sistema de Gestión Geotécnica” GEOSAN, implantado en la Autoridad Portuaria de Santander	133
Figura 2.30: Proceso de gestión de las series de datos geotécnicos	134

CAPÍTULO 3: ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Figura 3.1: Función Log-normal ajustada al índice de plasticidad (B1).....	144
Figura 3.2: Función Log-normal ajustada al índice de plasticidad (K2).....	145
Figura 3.3: Función Log-normal ajustada al límite líquido (B1).....	145
Figura 3.4: Función Log-normal ajustada al límite líquido (K2).....	145
Figura 3.5: Función Normal ajustada al límite líquido (K2)	146
Figura 3.6: Función Log-normal ajustada a la humedad (B1).....	147
Figura 3.7: Función Log-normal ajustada a la humedad (K2).....	147
Figura 3.8: Función Normal ajustada a la humedad (B1)	147
Figura 3.9: Función Normal ajustada a la humedad (K2)	148
Figura 3.10: Función Log-normal ajustada al peso específico seco (B1).....	148

Figura 3.11: Función Log-normal ajustada al peso específico seco (K2)	149
Figura 3.12: Función Normal ajustada al peso específico seco (B1).....	149
Figura 3.13: Función Normal ajustada al peso específico seco (K2).....	149
Figura 3.14: Función Log-normal ajustada a la resistencia al corte UU (vanette) (B1).....	150
Figura 3.15: Función Log-normal ajustada a la resistencia a compresión simple (B1)	151
Figura 3.16: Función Log-normal ajustada a la resistencia a compresión simple (K2)	151
Figura 3.17: Función Gamma ajustada al índice N_{SPT} (B1)	152
Figura 3.18: Función Gamma ajustada al índice N_{SPT} (B2)	152
Figura 3.19: Función Log-normal ajustada al índice N_{SPT} (K2) (se asigna al “rechazo” en el ensayo el valor $N_{SPT}=100$)	153
Figura 3.20: Función Log-normal ajustada al índice $N_{SPT}<100$ (K2).....	153
Figura 3.21: Comparación entre los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos de los suelos de la Bahía de Santander y los obtenidos en los suelos de Madrid y en la bibliografía clásica (referencias anteriores a 1990)	154
Figura 3.22: Disminución del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos al reducir en planta el ámbito geográfico de procedencia de las muestras.	157
Figura 3.23: Comparación entre los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos en el ámbito geográfico de la Bahía de Santander y los obtenidos acotando la profundidad de la muestra en la zona afectada por un estado límite último	159
Figura 3.24: Coeficientes “ ξ ” para obtener el valor característico a partir del valor medio muestral, cuando la función de distribución del parámetro no es Normal (fuente propia) ..	162
Figura 3.25: Coeficientes “ ξ ” para obtener el valor característico a partir del valor medio muestral, cuando la función de distribución del parámetro es Normal (fuente propia)	163
Figura 3.26: Máximo alejamiento “d” entre la media muestral “ X_m ” y la media poblacional “ μ ” (desconocida) para estimar la media con un nivel de confianza $1-\beta$	163
Figura 3.27: Coeficientes parciales de seguridad y tamaño de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro que no se ajusta a una función Normal	167
Figura 3.28: Coeficientes parciales de seguridad y tamaño de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro que se ajusta a una función Normal.....	168

CAPÍTULO 4: CORRELACION ENTRE PARÁMETROS

Figura 4.1: Índice de plasticidad y límite líquido (Bahía de Santander).....	178
Figura 4.2: Índice de plasticidad y límite líquido en seis unidades geotécnicas de la Bahía de Santander.....	179

Figura 4.3: Índice de plasticidad y contenido de materia orgánica (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander).....	180
Figura 4.4: Variación del peso específico seco con la profundidad (Bahía de Santander). 180	
Figura 4.5: Peso específico seco y humedad natural (Bahía de Santander)	181
Figura 4.6: Resistencia a compresión simple y resistencia al corte sin drenaje con vanette (Bahía de Santander)	183
Figura 4.7: Resistencia a compresión simple y resistencia al corte sin drenaje con penetrómetro de mano (Bahía de Santander)	183
Figura 4.8: Resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander).....	184
Figura 4.9: Resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical (arcillita abigarrada de facies Keuper, de la Bahía de Santander).....	185
Figura 4.10: Resistencia al corte sin drenaje e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander).....	186
Figura 4.11: Resistencia al corte sin drenaje y humedad natural (Bahía de Santander)....	186
Figura 4.12: Resistencia al corte sin drenaje y peso específico seco (Bahía de Santander).....	187
Figura 4.13: Resistencia al corte sin drenaje e índice de fluidez (Bahía de Santander)	187
Figura 4.14: Ángulo de rozamiento crítico y contenido de finos (Bahía de Santander).....	188
Figura 4.15: Ángulo de rozamiento crítico e índice de plasticidad (Bahía de Santander) ..	189
Figura 4.16: Índice de compresión e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)	191
Figura 4.17: Índice de compresión y límite líquido (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)	191
Figura 4.18: Índice de compresión e índice de hinchamiento (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)	192
Figura 4.19: Índice de hinchamiento e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)	193
Figura 4.20: Coeficiente de consolidación e índice de compresión (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander, en el escalón de carga de 150 a 300 kPa).....	193
Figura 4.21: Coeficiente de consolidación e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander, en el escalón de carga de 150 a 300 kPa).....	194

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 1: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Tabla 1.1: Valor del coeficiente “k” (cuantil 95%) para la estimación del valor característico de un parámetro geotécnico: $X_k = X_m \pm k \cdot \sigma$	62
Tabla 1.2: Coeficientes de variación en terrenos homogéneos (ROM 0.5-05)	65
Tabla 1.3: Índice de plasticidad, IP (%)	72
Tabla 1.4: Límite líquido, LL (%)	73
Tabla 1.5: Límite plástico, LP (%)	73
Tabla 1.6: Humedad natural, w (%)	73
Tabla 1.7: Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)	74
Tabla 1.8: Ángulo de rozamiento, ϕ (grados)	74
Tabla 1.9: Tangente del ángulo de rozamiento, $\tan \phi$	74
Tabla 1.10: Resistencia al corte sin drenaje, c_u (kPa)	74
Tabla 1.11: Índice N_{SPT}	75
Tabla 1.12: Intervalo de probabilidad del 90% para el coeficiente de variación de parámetros geotécnicos en las “Referencias anteriores a 1990” de la bibliografía geotécnica	76
Tabla 1.13: Índice de plasticidad, IP (%) (suelos de Madrid)	77
Tabla 1.14: Límite líquido, LL (%) (suelos de Madrid)	77
Tabla 1.15: Límite plástico, LP (%) (suelos de Madrid)	77
Tabla 1.16: Humedad natural, w (%) (suelos de Madrid)	78
Tabla 1.17: Peso específico seco, γ_d (kN/m ³) (suelos de Madrid)	78
Tabla 1.18: Ángulo de rozamiento, ϕ (grados) (suelos de Madrid)	78
Tabla 1.19: Cohesión, c (kPa) (suelos de Madrid)	78
Tabla 1.20: Intervalo de probabilidad del 90% para el coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid (excluido el depósito aluvial)	79
Tabla 1.21: Humedad natural de los suelos de Bogotá (Colombia)	79
Tabla 1.22: Lutitas del Permotrás de Asturias (España)	81
Tabla 1.23: Coeficientes de variación de los limos arcillosos de Cassino (región de Lacio, Italia)	81
Tabla 1.24: Arcillas de descalcificación de la “Formación Gijón” (Asturias, España)	82

CAPÍTULO 3: ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Tabla 3.1: Parámetros de identificación y estado (Bahía de Santander)	142
Tabla 3.2: Parámetros de resistencia y compresibilidad (Bahía de Santander).....	142
Tabla 3.3: Función de distribución de probabilidad y coeficiente de variación (Bahía de Santander).....	143
Tabla 3.4: Coeficientes de variación muestral de parámetros geotécnicos, en el ámbito geográfico de la campaña de reconocimiento de una obra portuaria	155
Tabla 3.5: Coeficientes de variación muestral de parámetros geotécnicos, en diferentes intervalos de profundidad.....	158
Tabla 3.6: Propuesta de coeficientes de variación típicos en el ámbito geográfico de una campaña de reconocimiento (Bahía Santander)	160
Tabla 3.7: Cuantil $(1-\alpha/2)=0,95$ en la función t de Student: $t(n-1, 0,95)$	162
Tabla 3.8: Cuantil $(1-\beta/2)$ en la función t de Student: $t(n-1, 1-\beta/2)$	165
Tabla 3.9: Coeficiente de dispersión ξ y coeficiente parcial de seguridad γ_m , que deben aplicarse sobre parámetros que no se ajustan a una función Normal	166
Tabla 3.10: Coeficiente de dispersión ξ y coeficiente parcial de seguridad γ_m , que deben aplicarse sobre parámetros que se ajustan a una función Normal	166
Tabla 3.11: Tamaño mínimo de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro, con los coeficientes propuestos en el Eurocódigo 7	169
Tabla 3.12: Coeficiente de dispersión " ξ " para estimar el "valor característico X_k " del parámetro a partir de una muestra de "n" ensayos ($X_k=X_m/\xi$).....	171
Tabla 3.13: Coeficiente parcial de seguridad " γ_m " para estimar el "valor de cálculo X_d " del parámetro a partir de una muestra de "n" ensayos ($X_d=X_k/\gamma_m$).....	171
Tabla 3.14: Fiabilidad de la resistencia de cálculo de hormigones (MPa)	173

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

MAYÚSCULAS LATINAS

A_f : área del fuste de un pilote

A_p : área de la punta de un pilote

B : anchura o menor dimensión en planta de una cimentación

C_c : índice de compresión en el ensayo edométrico

C_s : índice de hinchamiento o de entumecimiento en el ensayo edométrico

CV : coeficiente de variación de la muestra de una variable aleatoria ($CV=s_m/X_m$)

D : profundidad de una cimentación superficial

D_x : abertura del tamiz que deja pasar el "x" por ciento de masa de suelo seco

E : designación general del efecto de las acciones sobre la zona de fallo del terreno en un estado límite

F : designación general de fuerza

F : designación general de coeficiente de seguridad

F_i : probabilidad acumulada de la muestra de una variable aleatoria, desde $-\infty$ hasta el intervalo "i"

H : fuerza horizontal

IF : índice de fluidez ($IF = (w-LP)/IP$)

IP : índice de plasticidad ($IP = LL-LP$)

L : designación general de una longitud (longitud de un sondeo, de un pilote,...)

LL : límite líquido

LP : límite plástico

N : número de sondeo en un campaña geotécnica

N_{SPT} : índice del ensayo de penetración estándar SPT (nº golpes/30 cm)

P_f : probabilidad de fallo estructural

P_i : probabilidad acumulada de la función teórica de distribución de probabilidad acumulada, desde $-\infty$ hasta el intervalo "i"

P_s : probabilidad de supervivencia (probabilidad de que no ocurra el fallo estructural)

Q : carga vertical sobre un pilote

Q_k : estadístico de discrepancia, en la prueba Chi Cuadrado o de Pearson Centrada

Q_k : estadístico sumatorio de diferencias cuadráticas, en la prueba de papel probabilístico

Q_f : carga máxima que transmite un pilote al terreno a lo largo de su fuste

Q_p : carga máxima que transmite un pilote al terreno por su punta

R : designación general de la resistencia del terreno en la zona de fallo de un estado límite

R : coeficiente producto momento o coeficiente de Pearson

R^2 : coeficiente de determinación (cuadrado del coeficiente de Pearson)

S : número de sondeo en el Atlas Geotécnico

S_r : grado de saturación del suelo ($S_r = V_w / V_h$)

U : grado de consolidación

V : fuerza vertical

V : volumen aparente del suelo (volumen total)

V_h : volumen de huecos

V_s : volumen de las partículas sólidas

V_w : volumen de agua

W : peso

W_s : peso de las partículas sólidas

W_w : peso de agua

X, Y : coordenadas UTM

X_d : valor de cálculo de un parámetro geotécnico

X_k : valor característico de un parámetro geotécnico

X_m : valor medio de una muestra de una variable aleatoria

Z : cota respecto a un nivel de referencia

Z_1 : profundidad del techo de una muestra respecto a la boca de sondeo

Z_2 : profundidad del muro o base de una muestra respecto a la boca de sondeo

Z_m : profundidad del punto medio de una muestra respecto a la boca de sondeo

Z_α : cuantil " α " en una función Normal estándar $N(0,1)$

MINÚSCULAS LATINAS

c : cohesión

c_u : resistencia al corte sin drenaje

$c_u(v)$: resistencia al corte sin drenaje medida en un ensayo con vanette (molinete)

$c_u(p)$: resistencia al corte sin drenaje medida en un ensayo con penetrómetro de mano
 c_v : coeficiente de consolidación en el ensayo edométrico
 e : índice de poros ($e = V_h/V_s$)
 f_i : frecuencia absoluta del intervalo "i" de la muestra de una variable aleatoria
 k : número de intervalos o clases en que se ha dividido el espacio muestral de una variable aleatoria
 k, k' : número de desviaciones estándar que se separan del valor medio muestral los extremos de un intervalo de confianza de la media poblacional
 k : coeficiente de permeabilidad
 n : porosidad ($n = V_h/V = e/(1+e)$)
 n : número de datos disponibles en la muestra de una variable aleatoria
 p_i : frecuencia relativa del intervalo "i" en una función de densidad de probabilidad teórica
 q_u : resistencia a compresión simple
 s : asiento
 s_m : desviación típica en la muestra de una variable aleatoria
 s_u : resistencia al corte sin drenaje en suelos saturados
 $t(n, \alpha)$: cuantil α en una función "t de Student" con "n grados de libertad"
 w : humedad natural ($w = W_w/W_s$)

GRIEGAS

α : percentil de probabilidad
 β : percentil de probabilidad
 β : índice de fiabilidad (cuantil cambiado de signo que determina la probabilidad de fallo estructural en una función de densidad Normal)
 Φ : función de distribución de probabilidad acumulada Normal estándar
 ϕ : ángulo de rozamiento interno
 ϕ_p : ángulo de rozamiento de pico (por debajo de la presión de preconsolidación)
 ϕ_{cr} : ángulo de rozamiento crítico (superada la resistencia de pico)
 γ_d : peso específico seco
 γ_E : coeficiente parcial de seguridad sobre el efecto (E) de las acciones
 γ_m : coeficiente parcial de seguridad que, aplicado sobre el valor característico, permite estimar el valor de cálculo

γ_R : coeficiente parcial de seguridad sobre la resistencia (R) del terreno

γ_s : peso específico de las partículas sólidas

γ_w : peso específico del agua

μ : media de la población de una variable aleatoria

ν : coeficiente de variación de la población de una variable aleatoria ($\nu=\sigma/\mu$)

σ : desviación típica de la población de una variable aleatoria

σ : tensión normal al plano de rotura

σ'_v : presión efectiva vertical

σ'_p : presión efectiva vertical de preconsolidación

ξ : coeficiente de dispersión (también llamado coeficiente de reducción) que, aplicado sobre el valor medio de la muestra, permite estimar el valor característico

ABREVIATURAS

ASTM: American Society of Civil Engineers

CEDEX: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

EC-0: Eurocódigo, bases para el cálculo de estructuras

EC-7: Eurocódigo 7, proyecto geotécnico

ELU: estado límite último

ELS: estado límite de servicio

ITGE: Instituto Tecnológico Geo-Minero de España

IRE: índice de repercusión económica del fallo de una estructura

ISA: Índice de repercusión social y ambiental del fallo de una estructura

MFPO: método de fiabilidad de primer orden (en inglés FORM: first order reliability method)

LN: función de distribución de probabilidad Log-normal

N: función de distribución de probabilidad Normal

$N(0,1)$: función de distribución Normal estándar o tipificada

NC: suelo normalmente consolidado

NF: nivel freático

OC: suelo sobreconsolidado

OCR: razón de sobreconsolidación ($OCR = \sigma'_p/\sigma'_v$)

OPPE: Organismo Público Puertos del Estado

RQD: Rock Quality Designation

SIG: sistema de información geográfica (GIS en notación anglosajona)

SPT: ensayo de penetración estándar en un sondeo (standard penetration test)

UG: unidad geotécnica

[Finos]: porcentaje de masa seca de partículas que pasan por el tamiz nº 200 ASTM

[# < 2µm]: porcentaje de masa seca de partículas inferiores a 0,002 mm (arcilla)

RESUMEN / ABSTRACT

RESUMEN

La Mecánica de Suelos permite predecir la respuesta del terreno ante solicitaciones externas y cambios en sus condiciones de contorno. Los parámetros que gobiernan el comportamiento de un volumen elemental de suelo responden como variables aleatorias que se mueven en un intervalo de probabilidad. En consecuencia, cuando se caracteriza globalmente un terreno con parámetros geotécnicos deterministas se introduce una dosis de incertidumbre, que se contrarresta comprobando el coeficiente de seguridad global (cociente entre la resistencia estimada y las solicitaciones aplicadas: $F=R/E$).

Los parámetros de identificación, estado, resistencia y compresibilidad de los suelos se obtienen habitualmente a partir de pruebas de campo y ensayos de laboratorio, realizados sobre muestras representativas del material. Sin embargo, suelen aparecer dificultades en la estimación de los parámetros del modelo de cálculo debido a la gran dispersión de resultados de ensayo en suelos que aparentemente parecen homogéneos. En estas condiciones resulta difícil estimar el *valor característico* de un parámetro geotécnico (estimación prudente de su valor medio). En consecuencia también será bastante imprecisa la estimación del *valor de cálculo*, porque se obtiene aplicando un *coeficiente parcial de seguridad* sobre el valor característico. La metodología propuesta en el *Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico)* queda por tanto envuelta en un halo de incertidumbre, que complica bastante su integración en los modelos clásicos de la Mecánica de Suelos. En definitiva, es natural desconfiar de unos coeficientes que se aplican sobre variables aleatorias, sin estudiar previamente cómo son sus funciones de distribución de probabilidad, cuáles son los coeficientes de variación y cuantos ensayos deben realizarse para estimar el valor medio de cada parámetro.

Si se acepta que los parámetros geotécnicos son variables aleatorias, parece razonable abordar el mejor conocimiento de los mismos a través de un enfoque estadístico, intentando conocer la función de distribución de probabilidad de cada parámetro y sus estadísticos poblacionales (media y varianza). Pero además, un estudio riguroso requiere disponer de un tamaño de muestra (número de ensayos) suficiente y de alta calidad.

El trabajo de investigación desarrollado en esta Tesis Doctoral pretende resolver estas cuestiones en los suelos de la Bahía de Santander. Para ello se ha diseñado un *sistema de gestión geotécnica* basado inicialmente en la identificación de formaciones geológicas y su agrupación en capas geotécnicas suficientemente homogéneas. Se ha realizado una extensa labor de codificación de niveles estratigráficos de sondeos y muestras inalteradas de suelo, asignando a cada uno de ellos una etiqueta o código que permite su clasificación geotécnica y la posterior gestión estadística de los datos. Como valor añadido, el sistema de gestión desarrollado ha permitido elaborar el primer *Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander*.

Se han aplicado pruebas de contraste de hipótesis (*papel probabilístico* y *prueba Chi*

Cuadrado), para ajustar funciones de distribución de probabilidad a las series de resultados de ensayo disponibles en distintos tipos de suelo.

Se han utilizado técnicas de inferencia estadística para estimar el *valor característico* de cada parámetro geotécnico a partir de una muestra de datos (valor medio de la población, con un nivel de confianza del 95%), que depende fundamentalmente del tamaño de la muestra, del tipo de parámetro analizado y de la homogeneidad del suelo. Por este motivo ha sido fundamental clasificar adecuadamente los suelos en *unidades geotécnicas* y disponer de series de datos suficientemente amplias.

Se han estudiado también los *valores de cálculo* en las funciones de densidad de probabilidad ajustadas a los valores medios muestrales de cada parámetro. Partiendo de probabilidades de error de 10^{-3} y 10^{-4} , se ha determinado el cuantil del valor de cálculo y en consecuencia el *coeficiente parcial de seguridad* que debiera aplicarse al valor característico, teniendo en cuenta la función de distribución de probabilidad del parámetro, el coeficiente de variación poblacional y el número de ensayos de la muestra.

Se han verificado las correlaciones clásicas entre los parámetros mecánicos y los parámetros de identificación y estado. Para ello se han analizado las expresiones de uso habitual en Mecánica de Suelos.

En definitiva, la Tesis Doctoral pretende avanzar un paso hacia el mejor conocimiento de la fiabilidad de los parámetros geotécnicos utilizados para caracterizar el terreno, lo que implica conocer mucho mejor su dispersión en la zona crítica de fallo. Esto puede conseguirse mejorando la técnica de clasificación de los niveles del suelo, aumentando la cantidad de información mediante reconocimientos previos, intensificando la investigación en las campañas geotécnicas de los proyectos constructivos, y aplicando sistemas de gestión de datos que permitan ajustar funciones de distribución de probabilidad a cada parámetro geotécnico y descubrir las mejores correlaciones entre ellos.

Los resultados se han aplicado directamente al entorno de la Bahía de Santander, pero esta experiencia puede servir de base para la elaboración de nuevos atlas geotécnicos en otros entornos urbanos complejos.

ABSTRACT

Soil Mechanics allows us to predict the response of ground to external requests and changes in external conditions. The parameters that govern the behavior of an elementary volume of soil are random variables that move in a range of probability. Consequently, when a field is characterized globally with deterministic geotechnical parameters there is a dose of uncertainty, which is counteracted by checking the global safety factor (ratio between the estimated resistance and the applied strengths: $F=R/E$).

The identification parameters, status, resistance and compressibility of soils are usually obtained from field tests and laboratory trials on samples of representative material. However, difficulties often occur in the estimation of the parameters due to the wide dispersal of soil test results that seem apparently homogeneous. In these circumstances it is difficult to estimate the *characteristic value* of a geotechnical parameter (conservative estimate of mean value). Therefore, the calculation of the design value will also be quite inaccurate, because it is obtained by applying a *safety partial factor* on the characteristic value. The methodology proposed in *Eurocode 7 (Geotechnical Project)* therefore remains shrouded in such uncertainty, which makes it fairly complicated for it to be integrated in the classical models of soil mechanics. Therefore, it is natural to distrust of the coefficients that are applied to random variables, without first studying what their probability distribution functions are, what the coefficients of variation are and how trials should be conducted to estimate the average value.

If one accepts that the geotechnical parameters are random variables, it seems reasonable to address the best knowledge of them through a statistical approach. You should try to know the probability distribution function of each parameter and population statistics (mean and variance). In addition, a rigorous study must have a sample size (number of trials), which is large enough and of high quality.

The research developed in this thesis aims to resolve these issues in the soils of the Bay of Santander. In order to do so, we have designed a *geotechnical management system* based initially on the identification of geological formations grouped into sufficiently homogeneous geotechnical layers. There has been an extensive work of coding stratigraphic levels of drillings and unaltered samples, giving each one a label or classification code that allows subsequent geotechnical and statistical management of data. In addition, the management system developed has allowed the development of the first *Geotechnical Atlas of the Bay of Santander*.

Hypothesis tests have been applied (*probability paper* and *Chi Square*) to set probability distribution functions to the series of test results available in different soil types. We used statistical inference techniques to estimate the *characteristic value* of each geotechnical parameter from sample data (mean value of the population, with a confidence level of 95%), which depends mainly on the size of the sample, parameter type analyzed and the homogeneity of the soil. For this reason it has been fundamental to

properly classify the soils in *geotechnical units* and have a sufficiently large data set.

We have also studied the *design values* in the probability density functions fitted to the sample average values for each parameter. Based on failure probabilities of 10^{-3} and 10^{-4} , it has been determined that the quantile of the design value and therefore the safety partial factor should be applied to the characteristic value, taking into account the distribution function probability parameter, the coefficient of variation in population and the number on tests of the sample.

The classical correlations between mechanical parameters and parameter identification and state have been verified. For this purpose we have analyzed the common expressions of Soil Mechanics.

In short, this PhD aims to advance toward a better understanding of the reliability of the geotechnical parameters used to characterize the ground, which will lead to a better understanding of their dispersion in the critical zone of failure. This can be achieved by improving the technique of classifying ground levels, increasing the amount of information through previous studies, intensifying research in geotechnical construction projects, and applying data management systems allowing for the adjustment of the functions of probability distribution to each geotechnical parameter and find the best correlations between them.

The results have been applied directly to the Bay of Santander, but this experience can serve as a basis for developing new geotechnical atlas in other complex urban environments.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

1.- ANTECEDENTES

“Es muy conocido el hecho de que en un país con una civilización milenaria, cada metro cuadrado de la nación ha sido investigado numerosas veces por el hombre con diversos fines” (Estudios previos de terrenos para carreteras. 1966). Con esta elocuencia se lamentaba Herrero Gómez de la escasa gestión de la investigación geotécnica y el descuido a la hora de conservar y divulgar los resultados de los reconocimientos del terreno.

Catorce años más tarde, Rodríguez Ortiz resaltaba la *“fuerte tendencia hacia la creación de ficheros que recogen los datos de los reconocimientos y ensayos realizados en zonas más o menos extensas, y en particular, en grandes ciudades donde continuamente se precisa información geotécnica para nuevas obras” (Capítulo 22: Cartografía geotécnica y evaluación del terreno; “Geotecnia y Cimientos III”. 1980. Editorial Rueda).*

También la *Association Geotechnical Specialists* ha manifestado su preocupación por el registro de los datos geotécnicos. En la publicación *“Electronic Transfer of Geotechnical Data from ground Investigations” (AGS. 1992)* insistía en la importancia de unificar los formatos de los bancos de datos, proponiendo *ficheros ASCII tipo CSV (Comma Separated Value)* para garantizar el intercambio de información.

A finales del pasado siglo, el *Organismo Público Puertos del Estado (OPPE)* abordó, con la colaboración del *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)*, la publicación de varios Atlas Geotécnicos de puertos (Algeciras, Sevilla, Barcelona, Valencia, Bilbao), en un intento de sistematizar la información geotécnica y recuperar los antiguos reconocimientos realizados en los puertos de interés general del Estado.

Así pues, se constata la tendencia hacia la implantación de sistemas de archivo que permitan la gestión de los datos geotécnicos, confiando en que contribuirán a paliar algunos de los aspectos más negativos de la investigación geotécnica, como por ejemplo la baja intensidad de los reconocimientos, el insuficiente número de pruebas de campo y ensayos de laboratorio en las campañas, o el escaso aprovechamiento de la experiencia local sobre riesgos y procesos constructivos en cada tipo de terreno.

2.- OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

En esta Tesis Doctoral se diseña y desarrolla un **sistema de gestión geotécnica**, que permite el archivo informático y posterior gestión de las investigaciones realizadas en un entorno geográfico concreto, como es la Bahía de Santander.

La disponibilidad de un banco de datos suficientemente extenso, aporta valor añadido en los procesos de **estimación de los parámetros geotécnicos por métodos estadísticos** y el análisis de sus correlaciones más fiables.

Se aprovecha el tamaño de muestra disponible en el banco de datos para analizar el

coeficiente de variación de cada parámetro geotécnico y la **función de distribución de probabilidad** que mejor le representa. Esta información previa, fruto de la experiencia, permite determinar el *coeficiente de dispersión* “ ξ ” que debe aplicarse sobre el valor medio de una muestra para estimar el **valor característico** del parámetro, teniendo en cuenta su coeficiente de variación “ v ” y el tamaño “ n ” de la muestra (número de datos disponibles). Así mismo, se pueden determinar los *coeficientes parciales de seguridad* “ γ_m ” que deben aplicarse sobre los valores característicos para estimar los **valores de cálculo**, en función del riesgo de error admisible.

Cuando se utilizan métodos probabilísticos, debe contemplarse que la seguridad de la construcción, definida por el *índice de fiabilidad*, está afectada por muchos factores aleatorios. Concretamente aportan incertidumbre los **aspectos aleatorios inherentes a la construcción** (acciones sobre la estructura, dimensiones geométricas, resistencia de los materiales, técnicas constructivas, intensidad del control de calidad), las **lagunas de conocimiento** (simplificaciones en los modelos de cálculo, evolución con el tiempo de las efectos de las acciones y resistencias) y las propias **imprecisiones estadísticas** (número de ensayos para la estimación de los valores de cálculo, precisión de las distribuciones de probabilidad, extrapolaciones de la información). Todos estos factores introducen incertidumbres que afectan a la *probabilidad de fallo* de las construcciones, y son tan importantes en el resultado final como la correcta estimación del valor de cálculo de los parámetros que modelizan el terreno.

3.- METODOLOGÍA DE TRABAJO



El sistema de gestión geotécnica, desarrollado para caracterizar estadísticamente los parámetros de los suelos de la Bahía de Santander, sigue un proceso secuencial.

1. A partir de la **cartografía geológica** y la **experiencia local** sobre la respuesta del terreno en obras ya construidas, se propone la **columna litológica** de la zona, agrupando en **unidades geotécnicas** aquellos materiales en los que se prevé un comportamiento mecánico similar, aunque pertenezcan a formaciones geológicas diferentes. Por tanto la columna litológica se compone, de techo a base, de una sucesión de “unidades” de suelos o rocas, referenciadas por códigos alfanuméricos o “**etiquetas**” que permitirán filtrar posteriormente los datos asociados a cada una de ellas (por ejemplo los resultados de pruebas de campo y ensayos de laboratorio sobre muestras extraídas de sondeos).
2. Las columnas estratigráficas de los **reconocimientos geotécnicos** disponibles en la zona de estudio se someten a un análisis pormenorizado. **Cada nivel de terreno testificado en un sondeo se vincula con una de las unidades geotécnicas de la columna litológica**, asignándole la etiqueta identificativa de la unidad. De esta forma se homogeneizan las columnas estratigráficas de sondeos realizados por distintas empresas en diferentes épocas, **sin modificar la testificación original de los materiales**. Se registra en el **banco de datos** la información original intacta, añadiendo simplemente a cada nivel estratigráfico de sondeo un código o etiqueta que permite filtrar y gestionar los datos para su análisis estadístico.
3. Los sondeos disponibles en los reconocimientos geotécnicos se representan sobre una **planimetría digital**, adquiriendo en ese momento la información relativa a sus coordenadas UTM. De esta manera, tanto los sondeos como las muestras ensayadas quedan georreferenciados en el banco de datos. Su vinculación con la planimetría posibilita **filtrar y analizar exclusivamente los datos geotécnicos contenidos en un recinto geográfico cualquiera, delimitado por el propio usuario** (por ejemplo la zona concreta donde se pretende proyectar una obra).
4. Sobre la planimetría digital, con apoyo en la cartografía geológica y los reconocimientos geotécnicos, se construye un **mapa geotécnico** en el que se representan, con tramas de color, los **afloramientos de cada capa de material** (sin considerar la cobertura vegetal ni los rellenos antrópicos de pequeño espesor). Sobre el mismo mapa también **se emplazan los sondeos geotécnicos**, visualizando claramente las zonas con mayor **densidad de información**.
5. Con la ayuda de un **sistema de información geográfica** (SIG) se vinculan los “afloramientos” con los datos de las “unidades geotécnicas”, y los “sondeos” con sus “columnas estratigráficas”. Esta técnica permite solicitar, desde el propio mapa, información tan diversa y útil como la columna estratigráfica de un sondeo y los ensayos sobre las muestras extraídas. Pero también los resultados finales de la gestión de datos de las unidades geotécnicas, como los estadísticos de las muestras, las correlaciones entre parámetros del mismo material, las fichas con la descripción

litológica del afloramiento, los riesgos geotécnicos identificados y las recomendaciones constructivas.

6. Cuando el banco de datos es suficientemente extenso, el **sistema de gestión geotécnica** permite aplicar técnicas de **inferencia estadística sobre los resultados de ensayos**, analizando estimadores de dispersión, intervalos de confianza del valor medio y ajustes globales y extremales de cada parámetro a funciones de distribución de probabilidad teóricas (Uniforme, Normal, Log-Normal, Gamma). Se da de esta manera un salto de calidad hacia el mejor conocimiento de la **fiabilidad de los valores característicos y valores de cálculo de los parámetros geotécnicos**.
7. El banco de datos del sistema de gestión geotécnica es **abierto y actualizable**. Se gestiona con aplicaciones informáticas de amplia difusión (Excel y Access, de Microsoft Office) y permite la exportación de sus tablas a ficheros ASCII tipo CSV, como recomienda la *Association Geotechnical Specialists* (AGS), garantizando la **transferencia electrónica de datos**.
8. Aunque se dispone de columnas estratigráficas de sondeos georreferenciados con coordenadas UTM, y por tanto de información puntual sobre la cota del techo de los distintos niveles estratigráficos, **se ha renunciado a la generación de modelos tridimensionales del terreno**. Es cierto que con esta técnica se obtienen resultados gráficos muy atractivos, pero también pueden inducir errores en la interpretación del subsuelo, a poco que se complique la tectónica de la zona, como ocurre en el caso estudiado de la Bahía de Santander. No obstante, la estructura del banco de datos permitiría utilizar este tipo de modelos 3D en aquellos terrenos claramente estratificados, nada tectonizados y con suficiente densidad de puntos de reconocimiento (por ejemplo en deltas sedimentarios).

4.- ESTRUCTURA DE LA TESIS DOCTORAL

Para conseguir los objetivos previstos, la Tesis Doctoral se ha estructurado en los siguientes Capítulos y Apéndices:

Capítulo 1, Estado del conocimiento: presentación de los métodos habituales de estimación de valores representativos de los parámetros geotécnicos, en los modelos clásicos de cálculo con coeficientes de seguridad global y en los modelos de cálculo con coeficientes parciales (Eurocódigos). Se repasan también las expresiones habituales que correlacionan parámetros entre sí, y las tendencias en las últimas décadas en cuanto al empleo de sistemas de información geotécnica. Finalmente se presenta una pequeña muestra de algunos Atlas Geotécnicos elaborados en España, diseñados para recopilar información geológica y geotécnica en ámbitos geográficos de diferente extensión.

Capítulo 2, Sistema de gestión geotécnica: descripción del método de trabajo utilizado para recopilar cartografía geológica, planimetría y reconocimientos geotécnicos, así como la experiencia local en cimentaciones y fallos geotécnicos en el entorno de la Bahía de Santander. Se propone el proceso a seguir para obtener la columna litológica

de la zona, el mapa geotécnico de afloramientos de materiales y el registro de la información geotécnica en un banco de datos alfanumérico (sondeos y ensayos). Finalmente se describe el sistema de gestión geotécnica desarrollado, apoyado en un sistema de información geográfica (SIG) que permite obtener las columnas estratigráficas de los sondeos y los parámetros geotécnicos de cada tipo de material (unidad geotécnica), así como verificar correlaciones entre ellos y proponer recomendaciones y aspectos constructivos para reducir el riesgo de fallo geotécnico en las obras.

Capítulo 3, Estimación de parámetros geotécnicos: presentación de los resultados obtenidos al aplicar la inferencia estadística al caso concreto de los suelos de la Bahía de Santander. Se analizan las funciones de distribución de probabilidad que mejor se ajustan a cada parámetro geotécnico, sus coeficientes de variación teniendo en cuenta la extensión del ámbito geográfico de procedencia de los datos, los coeficientes que deben aplicarse a los estadísticos muestrales para obtener los valores característicos de los parámetros, y la fiabilidad del valor de cálculo al aplicar sobre los valores característicos los coeficientes parciales de seguridad propuestos por el *Eurocódigo 7 (EC-7)*. Finaliza el capítulo con un análisis de la fiabilidad de la estimación de los parámetros geotécnicos, en comparación con la fiabilidad de la estimación de la resistencia de los hormigones estructurales utilizados en obras de edificación.

Capítulo 4, Correlaciones entre parámetros: estudio de la fiabilidad de las expresiones utilizadas habitualmente por los especialistas geotécnicos para estimar la plasticidad, peso específico seco, resistencia al corte sin drenaje, ángulo de rozamiento crítico e índices de compresión e hinchamiento, a partir de parámetros más sencillos de identificación y estado (límites de Atterberg, fracción fina, humedad natural y peso específico seco).

Conclusiones y futuras líneas de investigación: resumen de los resultados más interesantes de la investigación llevada a cabo sobre los suelos de la Bahía de Santander, resaltando el valor añadido del trabajo en cuanto a su posible aplicación en otros ámbitos geográficos y aquellos aspectos que aportan una componente innovadora.

Apéndices: recopilación de la información geológica y geotécnica de la Bahía de Santander para construir el Sistema de Gestión Geotécnica, y resultados obtenidos al aplicar las herramientas informáticas desarrolladas por el autor para el ajuste de los parámetros geotécnicos a funciones de distribución de probabilidad (estadísticos y contraste de hipótesis en papel probabilístico). Para cada unidad geotécnica identificada en la Bahía de Santander (columna litológica), se presenta Información exhaustiva sobre su descripción y los aspectos que influyen en la seguridad: rango de los parámetros geotécnicos, riesgos inherentes al material y aspectos constructivos que pueden afectar a su comportamiento, tanto durante las obras como en la fase de servicio.

5.- SISTEMA DE UNIDADES

En el banco de datos se ha registrado la información geotécnica en unidades del Sistema Técnico (tensiones en Kp/cm^2 y pesos específicos en t/m^3), tal y como aparecen en los documentos originales de los reconocimientos del terreno, para evitar errores de transcripción. Sin embargo, los resultados de la gestión de los datos geotécnicos se ofrecen en unidades del Sistema Internacional.

Cuando las expresiones y fórmulas recogidas en el texto no están ajustadas dimensionalmente, se aclaran las unidades en que deben expresarse sus variables.

6.- VALOR AÑADIDO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Los aspectos más relevantes e innovadores del **sistema de gestión geotécnica** desarrollado son los siguientes:

1. Se rescata información geotécnica de antiguos reconocimientos del terreno a “**coste cero**”, es decir, sin aplicar recursos financieros en la investigación, salvo las horas de trabajo del autor en el proceso de construcción del banco de de datos.
2. Se ajustan **funciones de distribución de probabilidad** a las series de datos de cada parámetro, en cada unidad geotécnica, lo que permite conocer cómo se comporta la variable aleatoria y cuál es su **coeficiente de variación**.
3. Se calcula el **número de ensayos** necesarios para estimar el valor característico y el valor de cálculo de un parámetro geotécnico, aplicando coeficientes sobre el valor medio de la muestra disponible, de manera que se garantice el índice de fiabilidad previsto en la normativa (Eurocódigos, Código Técnico de Edificación, etc.).
4. Se analiza la bondad del ajuste de **correlaciones entre parámetros geotécnicos**, sin discriminar el tipo de material (correlaciones válidas para cualquier tipo de suelo).

7.- ATLAS GEOTÉCNICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER

Sin duda la mejor manera de comprobar la eficacia del sistema de gestión geotécnica desarrollado es ponerlo en práctica. Así se hizo, aplicando la metodología de trabajo a los reconocimientos geotécnicos del entorno de la Bahía de Santander (área urbana y portuaria).

Como resultado de la investigación en esta Tesis Doctoral, se ha editado el primer “**Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander**”, que nace con el ánimo de facilitar la consulta y ahondar en el conocimiento de las propiedades del terreno en la Bahía, una zona de extensión reducida (9.000 hectáreas) pero de enorme interés socio-económico y ambiental para Cantabria, porque en ella se concentra la mitad de la población de la Comunidad Autónoma.

La investigación geotécnica se ha realizado a partir de la cartografía geológica, los reconocimientos geotécnicos y la experiencia local adquirida en las últimas décadas durante la construcción de grandes obras de infraestructura, sobre todo en lo relativo a

los aspectos constructivos y riesgos de fallo geotécnico.

El Atlas es un **documento divulgativo**, que pretende aportar información útil y práctica a un amplio abanico de profesionales de la construcción. Con su ayuda, los urbanistas conocerán mejor los problemas geotécnicos de cada zona, antes de abordar su planeamiento. Los promotores inmobiliarios podrán presupuestar sus proyectos sin error en la tipología de cimentación. Los proyectistas dispondrán de una referencia inicial de los parámetros geotécnicos del suelo y de las recomendaciones constructivas relevantes. Incluso las empresas constructoras conocerán mejor los riesgos geotécnicos que deben contemplar en los planes de prevención de riesgos laborales.

El Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander permite identificar en cada parcela de terreno la capa geotécnica que aflora a la superficie y, a partir de ella, la columna litológica de los materiales del subsuelo (unidades geotécnicas), utilizando descripciones sencillas para facilitar la identificación de campo.

La investigación llevada a cabo ha permitido reunir y contrastar un volumen importante de reconocimientos geotécnicos realizados en el último siglo. Se han rescatado y registrado en un banco de datos informático **112 campañas geotécnicas que contienen 767 sondeos con extracción continua de testigo y 1.754 muestras inalteradas de terreno sobre las que se han realizado 3.423 ensayos de laboratorio y 1.039 pruebas de penetración estándar (SPT)**. El precio de mercado de estos trabajos superaría en la actualidad los 3 millones de euros.

La información preliminar sobre los afloramientos de Santander no sólo ha permitido profundizar en su caracterización geotécnica, sino que en el futuro puede suponer un ahorro económico importante en el sector de la construcción si se utiliza adecuadamente el Atlas Geotécnico para **planificar campañas de reconocimiento racionales y eficaces**.

Por último, es importante señalar que el “*Atlas Geotécnico de la Bahía de Santander*” pretende **mejorar la información preliminar sobre el terreno, pero en ningún caso debe sustituir al reconocimiento geotécnico necesario en un proyecto constructivo**.

Capítulo 1

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Capítulo 1.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1.1.- INTRODUCCIÓN

Antes de presentar la propuesta metodológica del Sistema de Gestión Geotécnica (Capítulo 2) y el resultado de su aplicación a los suelos de la Bahía de Santander (Capítulo 3), se repasan en este capítulo los procesos habituales en la estimación de parámetros geotécnicos, las correlaciones más utilizadas entre dichos parámetros y algunos ejemplos de sistemas de información geotécnica.

En ningún caso se pretende ofrecer una recopilación exhaustiva de estudios realizados sobre distintos tipos de suelo. Simplemente se intenta mostrar las tendencias actuales en la estimación de parámetros geotécnicos, algunas técnicas para la identificación de zonas geográficas de riesgo geotécnico y una selección de las expresiones más conocidas de correlaciones entre parámetros.

Finaliza el capítulo con una pequeña muestra de algunos Atlas Geotécnicos elaborados en España, en ámbitos geográficos de diferente extensión (desde el tamaño de una provincia, hasta un municipio o un puerto comercial).

1.2.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

1.2.1.- Antiguas técnicas de reconocimiento del terreno

Los reconocimientos geotécnicos más “sofisticados” realizados en España en la primera mitad de siglo XX eran los llamados “*sondeos de hinca*”, que permitían estimar la resistencia del terreno midiendo el avance durante la hinca a golpes de una tubería.

El procedimiento de ejecución de un sondeo de hinca fue descrito por José Luis Fernández Casado en numerosos informes de la “*Jefatura de Sondeos del Ministerio de Obras Públicas*”. Básicamente consistía en la hinca a percusión de una tubería Ø60 mm, de 10 Kg/m de masa, por el interior de una tubería de revestimiento Ø80 mm. Una vez hincada la tubería de revestimiento, y limpio su interior hasta la cota de fondo, se procedía a la hinca a golpes de la tubería Ø60 mm, con lo que el rozamiento lateral quedaba reducido al terreno por debajo de la cota de limpia. De esta forma se podía dibujar una gráfica, o “*curva de hinca*”, en la que se representaba en ordenadas la profundidad de exploración (solía dibujarse sobre la propia columna estratigráfica del sondeo) y en abscisas el **avance (en centímetros) por cada andanada de 20 golpes** aplicados sobre la tubería con una maza de 50 kilogramos de masa que caía libre desde una altura de 1 metro. A medida que iba avanzando la hinca, en sucesivas andanadas de 20 golpes, aumentaba el rozamiento lateral del terreno sobre la tubería y el avance se reducía notablemente sin cambiar el tipo de material. En ese momento se extraía la tubería con el testigo de suelo en su interior. A continuación se reperforaba el sondeo haciendo descender la tubería de revestimiento Ø80 mm, se limpiaba su interior hasta el fondo (suelo desprendido de las paredes), y se reanudaba el avance con la tubería de

hinca Ø60 mm. Las características de cada tramo de terreno se obtenían en función del avance en la primera o dos primeras andanadas de 20 golpes, ya que en las siguientes aumentaba el efecto del rozamiento lateral. En consecuencia, se corregía la curva real de hinca con la envolvente que pasaba por los máximos avances en cada tramo (dos primeras andanadas).

Cimentaciones superficiales

Para el cálculo de cimentaciones superficiales, la Jefatura de Sondeos del Ministerio de Obras Públicas aplicaba la fórmula empírica (1.1) que permitía obtener la tensión admisible sobre el nivel de cimentación a partir del avance de la tubería de hinca:

$$c = \frac{250}{(h + 2) \cdot (T + 4)} + K \cdot P \quad (1.1)$$

c: “carga práctica” o tensión admisible sobre el nivel de cimentación (Kp/cm²)

h: avance en la hinca de la tubería Ø60 mm por cada andanada de 20 golpes (cm)

T: longitud de la tubería Ø60 mm (m)

K: coeficiente que depende de la naturaleza del terreno (varía desde 0,1 para fangos fluidos hasta 0,5 para terrenos consistentes)

P: profundidad del punto ensayado, medida desde la superficie del terreno (m)

El segundo término de la fórmula (1.1) valora el aumento de la “carga práctica” por el efecto de las tierras circundantes. Aproximadamente se obtienen tensiones admisibles sobre el nivel de cimentación con un coeficiente de seguridad global del orden de F=4 respecto a la resistencia estimada con los métodos clásicos de Mecánica de Suelos.

Cimentaciones profundas

A continuación se recogen las fórmulas dinámicas empleadas en los años cuarenta del pasado siglo por la Jefatura de Sondeos del Ministerio de Obras Públicas para el cálculo de la carga admisible sobre pilotes de madera, y la fórmula estática para el cálculo del empotramiento.

Fórmula de Jorini y Santarella

Se supone un choque inelástico de maza y pilote, con un coeficiente de seguridad de 6:

$$P = \frac{1}{6} \cdot \frac{Q^2 \cdot H}{(Q + q) \cdot e} \quad (1.2)$$

P: carga total que puede soportar el pilote

Q: peso de la maza

q: peso del pilote

e: longitud de hinca en el último golpe de maza (rechazo)

H: altura de caída de la maza

En las cimentaciones profundas solían emplearse pilotes de eucalipto, con diámetros medios de 0,35 metros y longitudes de 15 a 20 metros. Su peso oscilaba alrededor de 80

Kp/m. Se hincaban con una machina cuya maza solía tener un peso $Q=900$ Kp y una carrera de caída que podía llegar hasta $H=500$ cm.

Aplicando la fórmula de Jorini y Santarella (1.2) con pilotes típicos de 20 metros de longitud ($q=1.600$ Kp), altura de caída de la maza $H=400$ cm y rechazos $e=1$ cm, se obtiene una carga admisible por pilote $P=21.600$ Kp.

Fórmula de Brix

En este caso se supone un choque elástico entre la maza y el pilote:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q^2 \cdot q \cdot H}{(Q + q)^2 \cdot e} \quad (1.3)$$

La fórmula de Brix (1.3) proporciona resultados más o menos favorables que la fórmula de Jorini y Santarella (1.2), según sea la relación entre el peso de la maza y pilote (Q/q). Se obtiene el mismo resultado cuando la maza pesa justo el doble que el pilote ($Q=2 \cdot q$).

Para el caso práctico del ejemplo anterior, la carga admisible por pilote, aplicando la fórmula de Brix (1.3), sería: $P=41.472$ Kp (casi el doble del resultado obtenido con la fórmula de Jorini y Santarella).

Las dos fórmulas dinámicas de hincia (1.2) y (1.3) consideran estados límites de trabajo entre los cuales estaría el caso real, por lo que podría admitirse un valor intermedio como “carga práctica” del pilote. Sin embargo, dada la responsabilidad socio-económica de las obras pilotadas y la heterogeneidad del terreno en la zona de empotramiento del pilote, solían adoptarse valores finales mucho más conservadores, no admitiendo en general sobre pilotes de eucalipto cargas superiores a $P=15.000$ Kp.

Longitud de empotramiento

Para la estimación del empotramiento necesario del pilote en un sustrato duro, ante cargas verticales, la Jefatura de Sondeos del Ministerio de Obras Públicas utilizaba la expresión empírica (1.4):

$$L = \frac{8 \cdot \text{sen} \alpha \cdot R}{K \cdot m \cdot d^2 \cdot \text{tg}^4(45^\circ + \Phi/2)} \quad (1.4)$$

R: carga vertical sobre el pilote

α : ángulo de la punta del pilote

K: densidad de las tierras

m: parámetro de forma del pilote

d: diámetro del pilote

Φ : ángulo de rozamiento de las tierras

1.2.2.- Ensayos de la Mecánica de Suelos

Los grandes avances de la primera mitad del siglo XX en Mecánica de Suelos permitieron desarrollar modelos de cálculo que fueron sustituyendo a las técnicas

empíricas como las descritas en el apartado anterior.

El estudio del comportamiento del terreno ante solicitaciones y cambios en sus condiciones de contorno adquiere, desde mediados del siglo XX, una dimensión científica más importante, que ha ayudado a comprender mejor los mecanismos de fallo del suelo y los parámetros geotécnicos que los gobiernan.

Las pruebas “in situ”, herederas de las antiguas técnicas de reconocimiento, aportan la experiencia. Por ello han seguido utilizándose las pruebas de penetración estándar (SPT), la resistencia al corte sin drenaje (vane test) o la penetración dinámica Borros, por ejemplo. Pero la Mecánica de Suelos necesitaba mucha más información para sus modelos de cálculo, impulsando la normalización de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas del terreno y nuevos ensayos “in situ” que, debidamente interpretados, permiten estimar con mayor precisión los parámetros geotécnicos.

La aplicación de la Mecánica de Suelos para predecir el comportamiento del terreno requiere una modelización previa, consistente en asignar **parámetros geotécnicos representativos** a los diferentes niveles de suelo. La caracterización del modelo no es sencilla porque la respuesta de un terreno ante los esfuerzos dista mucho de ser homogénea en todos sus puntos.

Los parámetros geotécnicos se estiman a partir de ensayos normalizados, realizados in-situ o en laboratorio, sobre muestras representativas de las “*unidades geotécnicas*”, es decir, se realizan sobre materiales en los que se supone una litología y comportamiento mecánico suficientemente homogéneos.

Es muy común clasificar los ensayos en seis grupos básicos según el tipo de información que aportan. Aunque son suficientemente conocidos, conviene describirlos para adelantar el tipo de datos que manejará el sistema de gestión propuesto en este trabajo para la caracterización geotécnica del terreno.

Identificación

Además de las características organolépticas del material (color, olor, textura,...), interesa conocer la gradación de tamaños de sus partículas sólidas, el contenido de “finos” (fracción de masa con un tamaño de partícula inferior a 80 μm) y su plasticidad.

Los ensayos clásicos para identificar y clasificar el material son por tanto los siguientes:

- *Granulometría*: masa seca de material, expresada en %, que pasa por determinados tamices, entre los que destaca la serie 5 - 2 - 0,40 - 0,080 UNE.
- *Límites de Atterberg*: humedad correspondiente al límite líquido (LL) y límite plástico (LP), en la fracción de suelo con tamaño de partícula inferior a 0,40 mm.

Estado

El estado del suelo tiene una importancia esencial en su respuesta mecánica (resistencia y compresibilidad). Sobre todo influirá el volumen de huecos entre partículas sólidas y la cantidad de agua adherida que lubrica sus contactos.

Los ensayos habituales para determinar las propiedades de estado son los siguientes:

- *Humedad natural* ($w = W_w/W_s$): proporción de masa de agua respecto a la masa de partículas sólidas.
- *Índice de poros* ($e = V_h/V_s$): proporción de huecos respecto al volumen ocupado por las partículas sólidas.
- *Peso específico seco* ($\gamma_d = W_s/V$): masa de las partículas sólidas respecto al volumen aparente de suelo.

Resistencia

La resistencia del terreno ante sollicitaciones exteriores, como pueden ser las cargas transmitidas por una cimentación o las descargas provocadas por una excavación, suelen determinarse mediante ensayos de compresión y corte. Aunque no se trate propiamente de ensayos de resistencia, se incluirán también en este grupo la prueba de penetración estándar y el parámetro RQD:

- *Resistencia a compresión simple* (q_u).
- *Resistencia al corte sin drenaje* medida con vanette y penetrómetro de mano (c_u).
- *Resistencia a compresión triaxial*: permite obtener la cohesión (c), el ángulo de rozamiento interno (ϕ) y la resistencia al corte sin drenaje (c_u).
- *Índice N_{SPT} en la prueba de penetración estándar*.
- *Rock Quality Designation (RQD)*: parámetro de calidad de una roca.

Compresibilidad edométrica

Una parte importante de los asientos diferenciales que se producen en los suelos cohesivos blandos y saturados se deben a la consolidación primaria, o reducción del volumen de huecos por expulsión de agua libre (drenaje del agua intersticial).

El ensayo edométrico permite estimar los parámetros que gobiernan la deformación por consolidación de suelos saturados:

- *Razón de sobreconsolidación (OCR)*.
- *Índice de compresión (C_c)*.
- *Índice de hinchamiento o de entumecimiento (C_s)*.
- *Coeficiente de consolidación (c_v)*.

Cambios volumétricos en procesos de saturación

Algunos suelos sufren cambios importantes de volumen en procesos de saturación, pudiendo experimentar hinchamientos o colapsos de gran incidencia en la estabilidad de las cimentaciones.

Aunque la identificación de los suelos expansibles o colapsables es de gran importancia en un análisis de riesgos, en el caso concreto de la Bahía de Santander, donde se centra el estudio realizado, es bastante improbable, no porque no existan materiales susceptibles de experimentar estos fenómenos, sino porque la posición somera del nivel freático hace que los terrenos se encuentren siempre saturados, sin que varíen sus condiciones de humedad.

Agresividad química

Además de la respuesta mecánica del terreno ante determinadas sollicitaciones y condiciones de contorno, existen otras causas que también pueden introducir riesgos de fallo (descomposición de materia orgánica, disolución de sales por redes de filtración de agua, ataques químicos a los hormigones de cimentación, etc.).

Los ensayos químicos permiten evaluar el riesgo potencial de agresividad química del terreno sobre los materiales estructurales de la cimentación. Los más habituales determinan los contenidos en el suelo de:

- *Materia orgánica* (MO).
- *Sulfatos* (iones $\text{SO}_4^{=}$).
- *Carbonatos* (iones $\text{CO}_3^{=}$).

1.2.3.- Estimación del valor característico

Los modelos de cálculo de la Mecánica de Suelos requieren la determinación previa de *valores representativos*, tanto de las sollicitaciones aplicadas al terreno como de los parámetros geotécnicos que modelizan su respuesta.

Las acciones exteriores suelen estar suficientemente estudiadas estadísticamente. Se eligen como valores representativos aquellos que solo admiten una probabilidad del 5% de ser superados en la vida útil del proyecto (cuantil del 95%). Sin embargo, los valores representativos de los parámetros geotécnicos suelen estimarse a partir de series de datos de escaso tamaño. Esto provoca una gran imprecisión en la parametrización del modelo de cálculo.

En los modelos clásicos de la Mecánica de Suelos no se aplican coeficientes parciales de seguridad sobre las acciones exteriores ni sobre la resistencia del terreno. Se trabaja directamente con sus *valores representativos* (cuantiles del 95% y 5% respectivamente). Una vez obtenido el resultado del modelo de cálculo, se verifica un solo *coeficiente de seguridad global* para cubrir al mismo tiempo la incertidumbre de acciones y resistencias del terreno ($F=R/E$). El coeficiente de seguridad global a largo plazo varía en general entre $F=1,3$ y $F=3$, según el problema geotécnico analizado, el grado de control de las obras y las consecuencias socio-económicas y ambientales del fallo geotécnico.

Cada parámetro geotécnico responde a una variable aleatoria que se distribuye en un determinado rango de valores (unos más frecuentes que otros). La respuesta del suelo en un “estado límite” (último, de servicio, de operación) depende del valor medio del parámetro en la zona afectada. Por tanto es en esta zona donde debiera estimarse. El *Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico)* propone que como “valor representativo” del parámetro se elija una ***estimación prudente del valor medio en la zona de fallo***.

Muchas veces se dispone de series de datos reducidas (pruebas in-situ y ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas de terreno), que no siempre son representativas de la zona de fallo, lo que genera incertidumbre sobre la bondad de la caracterización geotécnica de los suelos.

Cuando se utiliza un enfoque estadístico, se entiende que una “estimación prudente” del **valor medio** del parámetro geotécnico es aquella que goza de una fiabilidad del 95%, es decir, tan solo existirá un 5% de probabilidad de que el valor medio poblacional del parámetro, en la zona crítica de fallo, tome un valor más desfavorable que el estimado. Por esta razón los “valores prudentes” de los parámetros geotécnicos también se denominan “**valores característicos**” (nivel de confianza del 95% del valor medio poblacional).

De acuerdo con el Teorema Central del Límite, cuanto mayor sea el tamaño de la serie de datos disponible en la muestra (“n” ensayos), más se aproximará el valor característico al valor medio de la muestra. En la práctica habitual no se dispone de muchos ensayos en las campañas geotécnicas y por ello se elige como valor característico un valor mucho más conservador que el valor medio muestral. El valor característico puede elegirse en base a la experiencia del especialista geotécnico, o pueden aplicarse coeficientes sobre la media aritmética de la muestra; pero lo cierto es que en cualquiera de los dos casos se introduce incertidumbre en la estimación del parámetro.

Hasta hace pocos años, los coeficientes de seguridad global aplicados en el cálculo de un estado límite último permitían reducir el riesgo de fallo geotécnico hasta valores aceptables (según los estudios de Meyerhof en 1970, entre 10^{-3} y 10^{-4}). Actualmente, en los códigos técnicos se tiende a sustituir los coeficientes de seguridad global por coeficientes parciales de seguridad, mayorando las acciones y minorando las resistencias del terreno (así se plantea en el *Eurocódigo 7* y en el *Código Técnico de la Edificación*).

Tras este diagnóstico conceptual de la fiabilidad de los modelos de cálculo geotécnico clásico, parece adecuado definir un **procedimiento para obtener el “valor característico” de cada parámetro geotécnico a partir de una serie de “n” ensayos cualesquiera** (tamaño de la muestra).

Esta cuestión no se ha consensuado todavía entre los especialistas geotécnicos, como se comprobará en algunas de las referencias bibliográficas del apartado 1.2.4 de este capítulo. Por tanto, puede resultar interesante proponer algunas ideas sobre la **mejora de fiabilidad en la estimación de valores característicos**.

En primer lugar conviene señalar en qué cuestiones se debe avanzar para mejorar la estimación de parámetros en la zona del hipotético fallo geotécnico, teniendo en cuenta que se trata de variables aleatorias:

- Función de distribución de probabilidad que mejor representa a cada parámetro
- Valor del coeficiente de variación poblacional ($v=\sigma/\mu$) de cada parámetro geotécnico
- Coeficientes que deben aplicarse al valor medio “ X_m ” de una muestra cualquiera de tamaño “n”, para estimar el valor característico (cuantiles del 5% y del 95% del valor medio poblacional)

En adelante, se utilizarán letras latinas para los estadísticos de las muestras de datos (n , X_m , s , CV), y letras griegas para los estadísticos de la población del parámetro (μ , σ , ν).

Normalmente los valores característicos se suelen estimar a partir de series de datos bastante reducidas ($n < 30$). Por ello conviene realizar estimaciones por intervalos (rango en el que probablemente estará el valor medio de la población), en lugar de asumir el riesgo de una estimación puntual o determinista, como la media aritmética de la serie de datos disponible, por ejemplo. Se trata en definitiva de estimar el *intervalo de confianza* en que probablemente se encuentra la media poblacional " μ " del parámetro, a partir de una muestra cualquiera de " n " de datos (" n " resultados de ensayo).

Cuanto mayor sea el tamaño " n " de la muestra de datos disponible (número de ensayos en la campaña de reconocimiento geotécnico), más se aproximará el valor medio " X_m " de la muestra a la media poblacional " μ " del parámetro, porque la función de densidad del "valor medio X_m de una muestra de datos" va reduciendo su varianza " s^2 " al crecer " n ", convergiendo hacia una Delta de Dirac en el valor " μ " cuando $n \rightarrow \infty$, como se observa en la Figura 1.1 (se va reduciendo la varianza de la función de densidad de " X_m " a medida que crece el número de datos " n " de la muestra).

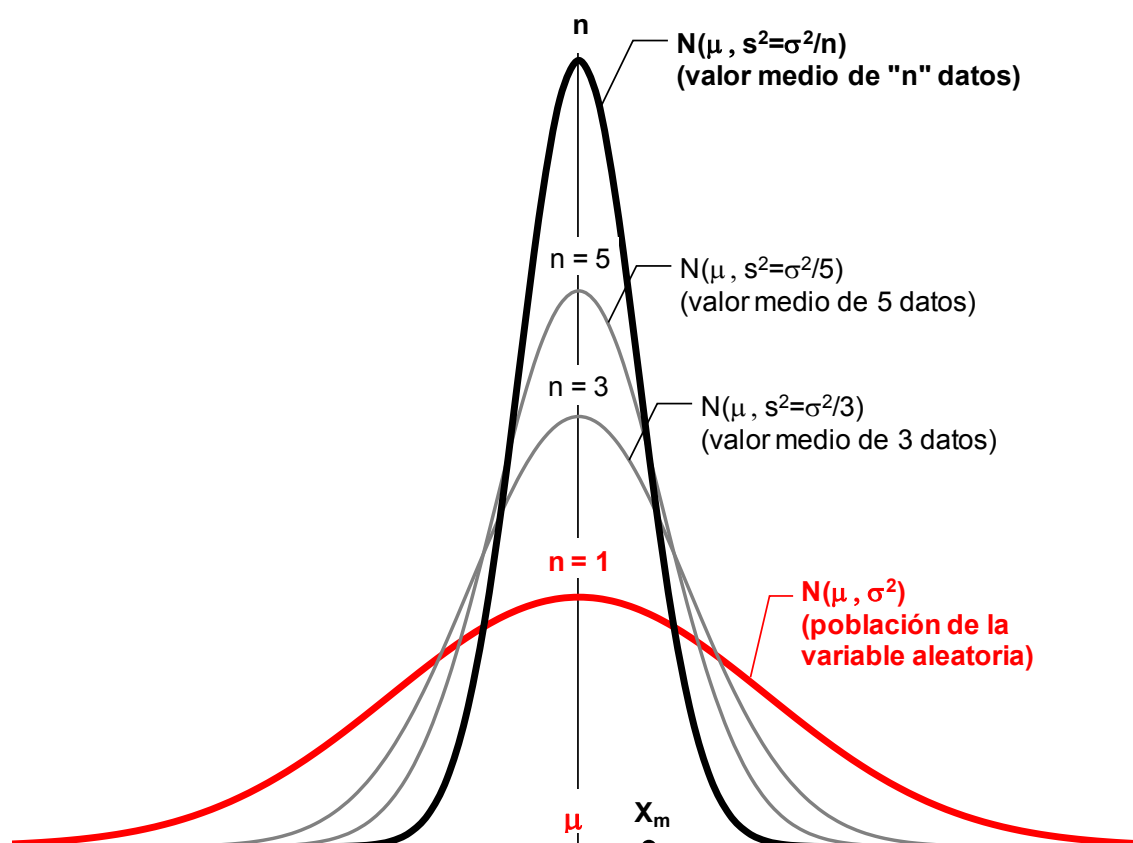


Figura 1.1: Función de densidad de una variable aleatoria Normal $N(\mu, \sigma^2)$, y funciones de densidad del "valor medio X_m de una muestra de n datos" de su espacio muestral

Los parámetros geotécnicos responden a variables aleatorias de “poblaciones de tamaño infinito” de “sucesos con reemplazamiento” ya que sus valores admiten repeticiones. El Teorema Central del Límite establece que **el valor medio “ X_m ” de muestras de “ n ” datos es una variable que se ajusta a una función Normal si el tamaño de la muestra es elevado ($n \geq 30$), o cuando la variable aleatoria de la población “ x ” es Normal** (Figura 1.1). En caso contrario, el valor medio “ X_m ” se ajusta mejor a la *función t de Student*, con $n-1$ grados de libertad.

Ambas funciones de ajuste del valor medio muestral “ X_m ” (Normal y t de Student) son simétricas, **con la misma media que la población (μ) del parámetro y una varianza “ n ” veces menor ($s^2 = \sigma^2/n$).**

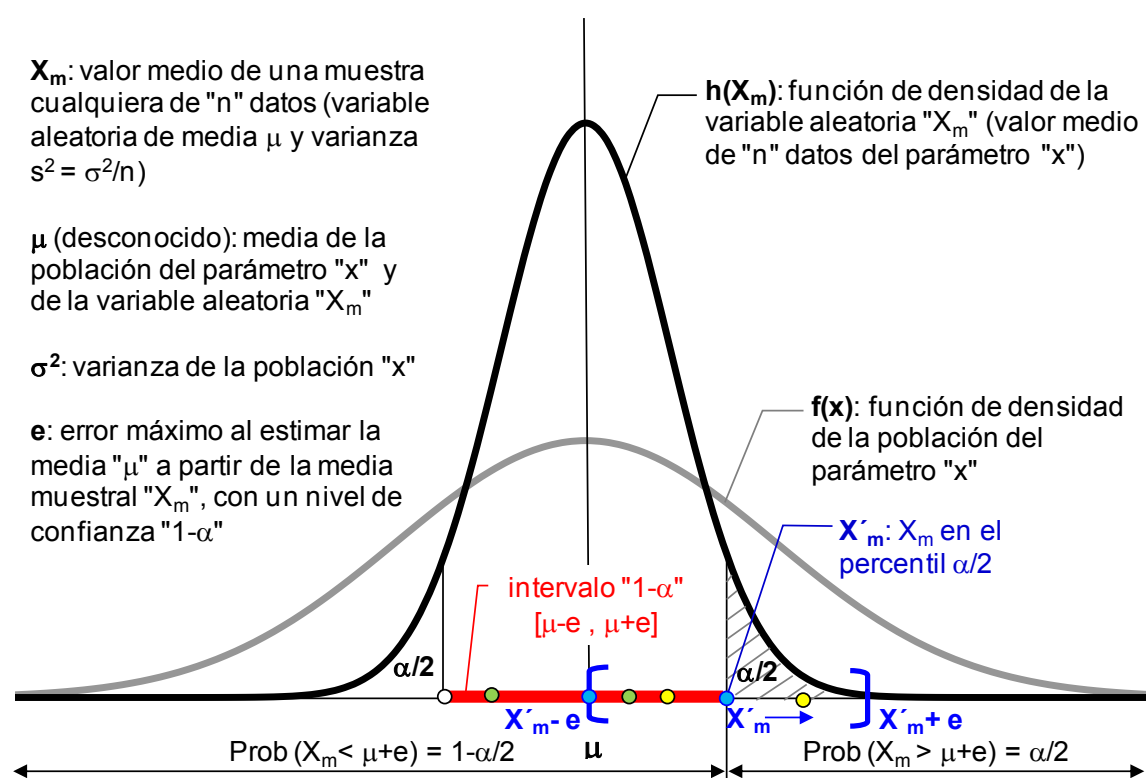


Figura 1.2: Estimación por intervalos del valor medio “ μ ” de una variable aleatoria, a partir del “valor medio X_m de una muestra de n datos”

Supóngase que en la función de densidad “ $h(X_m)$ ” del valor medio de una muestra de “ n ” datos se plantea, como hipótesis de partida, el intervalo $[\mu-e, \mu+e]$ de probabilidad “ $1-\alpha$ ” (Figura 1.2). Los extremos del intervalo están separados de la media poblacional “ μ ” (desconocida) una distancia “ e ” que, como se verá, depende del valor elegido para “ α ” y del tamaño de la muestra “ n ”.

Fijar el intervalo de probabilidad de “ μ ” con un nivel de confianza “ $1-\alpha$ ”, significa que si se extrae una muestra de “ n ” datos de la población, elegidos al azar, su valor medio “ X_m ” tiene la probabilidad “ $1-\alpha$ ” de pertenecer al interior del intervalo $[\mu-e, \mu+e]$ y, por tanto,

en este caso su diferencia absoluta con la media poblacional " μ " será igual o inferior al error " e ".

Si para cualquier valor " X_m " que se obtenga de una muestra cualquiera de " n " datos se genera el intervalo $[X_m - e, X_m + e]$ (Figura 1.2), resultará que la media de la población " μ " estará en su interior siempre que " X_m " se mueva entre $\mu + e$ y $\mu - e$, es decir, con una probabilidad " $1 - \alpha$ ". Por tanto, al estimar el valor medio poblacional " μ " mediante el intervalo $[X_m - e, X_m + e]$, se está introduciendo una cota máxima de error " e ", que solo es superada con una probabilidad " α ". Al valor $\mu + e$ (desconocido) se le ha denominado " X'_m " (Figura 1.2), para destacar el valor límite de " X_m " que si es superado provocaría un error superior a " e " en la estimación del valor medio poblacional. Efectivamente, si $X_m > X'_m$ entonces $X_m - \mu > e$, y en consecuencia se estaría en el caso de una estimación del valor medio poblacional por exceso, lo que sucede con la probabilidad " $\alpha/2$ ".

Debido a la simetría de la función de densidad " $h(X_m)$ " del valor medio muestral, se tendrán las siguientes probabilidades de error (Figura 1.2):

- Prob $[X_m > \mu + e] = \alpha/2$ (si X_m cae en la cola derecha rayada de la función $h(X_m)$)
- Prob $[X_m < \mu - e] = \alpha/2$ (si X_m cae en la cola izquierda simétrica de la función $h(X_m)$)

Cuando se elige el *nivel de confianza* $1 - \alpha = 90\%$, los extremos del intervalo, $(X_m - e)$ y $(X_m + e)$, se denominan "*valores característicos*" porque tan solo se tendrá el 5% de probabilidad de que la media poblacional " μ " sea inferior al valor $(X_m - e)$, y el 5% de probabilidad de que sea superior al valor $(X_m + e)$. Se cumple por tanto que los valores característicos así definidos son "estimaciones prudentes" del valor medio poblacional a partir del valor medio muestral, por defecto o por exceso según el caso, con una fiabilidad del 95%.

En estos momentos el problema se ha reducido al **cálculo del valor " e " para el nivel de confianza $1 - \alpha = 90\%$ en la función $h(X_m)$** . Se verá que este valor " e " dependerá del **tipo de función de ajuste del "valor medio muestral X_m "** ($h(X_m)$ puede ser *Normal* o *t de Student*) y del **tamaño " n " de la muestra disponible**.

En cualquiera de las dos funciones de densidad se puede calcular el error " e " que permite estimar la media poblacional " μ " a partir de la media " X_m " de una muestra cualquiera de " n " datos, **si se supone conocida la varianza " σ^2 " de la población**.

Como se aprecia en la Figura 1.3, cuando el tamaño de muestra " n " alcanza 10 datos ya hay una escasa diferencia entre la funciones de densidad *Normal estándar* y *t de Student*. Cuando $n \geq 30$, la función *Normal estándar* y la función *t de Student* prácticamente coinciden. Pero lo cierto es que si se utiliza la función *Normal* para calcular el intervalo de probabilidad cuando la variable aleatoria " x " no es *Normal* y el tamaño de la muestra es pequeño ($n < 30$), se estará restando fiabilidad a la estimación del valor medio porque las dos funciones difieren bastante en sus colas.

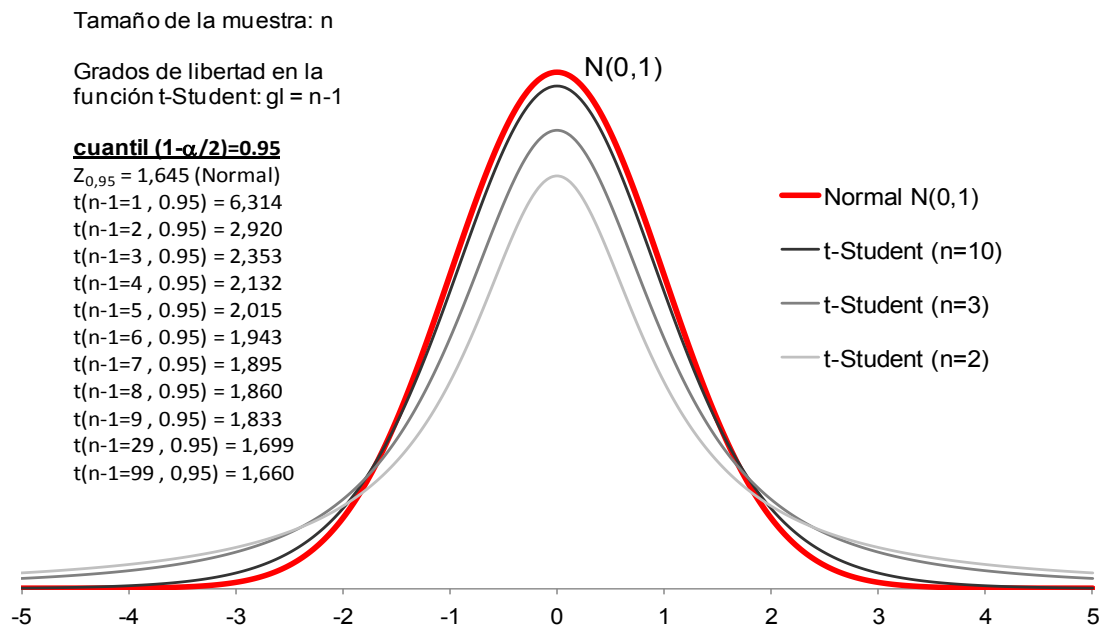


Figura 1.3: Funciones t-Student que ajustan los valores medios muestrales " X_m ", para pequeños tamaños de muestra ($n < 30$)

Por tanto existen dos alternativas para la estimación del intervalo de confianza " $1-\alpha$ " de la media poblacional " μ ", en función del tamaño " n " de la muestra de datos disponible y de la función de densidad de la variable aleatoria " x ":

1. Si $n \geq 30$, o $\forall n$ si la variable aleatoria es Normal:
$$e = Z_{1-\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (1.5)$$

2. Si $n < 30$ y la variable aleatoria no es Normal:
$$e = t(n-1, 1-\alpha/2) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (1.6)$$

Donde:

e : error máximo al estimar la media poblacional " μ " a partir de una media muestral " X_m " cualquiera, con un nivel de confianza " $1-\alpha$ " ($\text{Prob}(\mu \in [X_m - e, X_m + e]) = 1-\alpha$)

n : tamaño de la muestra de datos (número de resultados de ensayo disponibles)

σ^2 : varianza de la población del parámetro (se supone conocida)

$Z_{1-\alpha/2}$: cuantil $(1-\alpha/2)$ de la distribución *Normal estándar* $N(0,1)$.

$t(n-1, 1-\alpha/2)$: cuantil $(1-\alpha/2)$ de la distribución *t de Student* con $n-1$ grados de libertad.

Para un nivel de confianza del 90% ($\alpha/2=5\%$) y $n=30$: $Z_{0,95} = 1,645$ y $t(29, 0,95) = 1,699$

De lo anterior se llega a que el error " e " en la estimación del valor medio " μ " de un parámetro a partir del valor medio " X_m " obtenido en una muestra cualquiera de " n " datos, es proporcional a la desviación típica ($e=k \cdot \sigma$), y que la constante de proporcionalidad " k " depende del cuantil $(1-\alpha/2)$ y del tamaño " n " de la muestra.

En las ecuaciones (1.5) y (1.6) se identifica el valor de “k”, que depende de “n” y de “ $\alpha/2$ ”:

- Si $n \geq 30$, o $\forall n$ si la variable aleatoria es Normal:
$$k = \frac{Z_{1-\alpha/2}}{\sqrt{n}}$$
- Si $n < 30$ y la variable aleatoria no es Normal:
$$k = \frac{t(n-1, 1-\alpha/2)}{\sqrt{n}}$$

Para $\alpha/2=5\%$, el valor de “k” representa el número de veces que la desviación típica de la población debe restarse o sumarse a la media de la muestra “ X_m ” para obtener el valor característico: $X_k = X_m \pm e = X_m \pm k \cdot \sigma$

En la Tabla 1.1 se comprueba que en la función *t-Student* aumenta considerablemente el valor de “k”, y por tanto el error “e” ($e=k \cdot \sigma$), para pequeños tamaños de muestra ($n < 30$), en comparación con el error en la función *Normal estándar*. Por tanto, salvo que se tenga la seguridad de que la variable aleatoria poblacional del parámetro se ajusta a una función de distribución de probabilidad *Normal*, o se disponga de una muestra suficientemente extensa ($n \geq 30$), conviene utilizar la función *t de Student* para estimar los valores característicos del parámetro (extremos inferior o superior del intervalo de probabilidad de la media poblacional para el nivel de confianza del 90%).

Tabla 1.1: Valor del coeficiente “k” (cuantil 95%) para la estimación del valor característico de un parámetro geotécnico: $X_k = X_m \pm k \cdot \sigma$											
Tamaño de la muestra (n)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	30
Normal N(0,1)	1,64	1,16	0,95	0,82	0,74	0,67	0,62	0,58	0,55	0,52	0,30
t-Student (gl=n-1)	-	4,46	1,69	1,18	0,95	0,82	0,73	0,67	0,62	0,58	0,31

Cuando se utilizan métodos estadísticos, el *Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico)* propone calcular los valores característicos de los parámetros geotécnicos aplicando sobre el valor medio de una muestra cualquiera “ X_m ” un coeficiente de dispersión “ ξ ”, de minoración o mayoración según corresponda al valor característico inferior o al superior:

$$\text{Valor característico inferior: } X_{k,\text{inf}} = \frac{X_m}{\xi_{\text{inf}}} \quad (1.7)$$

$$\text{Valor característico superior: } X_{k,\text{sup}} = \xi_{\text{sup}} \cdot X_m \quad (1.8)$$

Esta manera de obtener el valor característico, aplicando un coeficiente de dispersión “ ξ ” sobre el valor medio “ X_m ” de la muestra, en lugar de restar o sumar el error “e”, complica algo la estimación.

A continuación se verá que es posible estimar el coeficiente de dispersión “ ξ ” que propone el *Eurocódigo*, suponiendo conocido el coeficiente de variación poblacional ($v=\sigma/\mu$) del parámetro que se analiza.

Valor característico inferior

Cuando el valor medio de la muestra " X_m " (aleatorio) es inferior a " X'_m " (cuantil $1-\alpha/2$ de la función de densidad de " X_m ", representado en la Figura 1.2), se cumple con la probabilidad $(1-\alpha/2)$ la inecuación:

$$\mu \geq X_m - e \quad (1.9)$$

Sustituyendo en (1.9) el error "e" por las expresiones ya deducidas en este apartado 1.2.3, e introduciendo el coeficiente de variación "v" en lugar de " σ ", se tiene:

$$\mu \geq X_m - k \cdot \sigma = X_m + k \cdot v \cdot \mu \quad ; \text{ siendo: } v = \sigma/\mu$$

$$(1 + k \cdot v) \cdot \mu \geq X_m$$

$$\mu \geq \frac{X_m}{1 + k \cdot v} \quad (1.10)$$

Si la inecuación (1.9) se cumple con la probabilidad $(1-\alpha/2)$, la inecuación (1.10) también tiene la misma probabilidad de ocurrencia.

Cuando $(1-\alpha/2)=95\%$, el cociente de la expresión (1.10) se define como "valor característico inferior" del parámetro "x", porque en el espacio muestral de " X_m " solo existe la probabilidad del 5% de que el valor medio poblacional " μ " sea inferior a él.

Comparando las expresiones, (1.7) y (1.10), se identifica el valor del coeficiente de dispersión " ξ_{inf} ":

$$\xi_{inf} = 1 + k \cdot v \quad (1.11)$$

Valor característico superior

Con el mismo razonamiento anterior, cuando el valor medio de la muestra " X_m " es superior al cuantil $\alpha/2$ de su función de densidad (cola izquierda en la Figura 1.2), se cumple con la probabilidad $(1-\alpha/2)$ la inecuación:

$$\mu \leq X_m + e \quad (1.12)$$

Realizando en (1.12) las mismas sustituciones que en el apartado anterior, se tiene:

$$\mu \leq X_m + k \cdot \sigma = X_m + k \cdot v \cdot \mu$$

$$(1 - k \cdot v) \cdot \mu \leq X_m$$

$$\mu \leq \frac{1}{1 - k \cdot v} \cdot X_m \quad (1.13)$$

Comparando las expresiones (1.8) y (1.13), se identifica el valor del coeficiente de dispersión " ξ_{sup} " que multiplica al valor medio " X_m " de la muestra para estimar el "valor característico superior", en el caso $(1-\alpha/2) = 95\%$:

$$\xi_{sup} = \frac{1}{1 - k \cdot v} \quad (1.14)$$

Coeficiente de dispersión “ ξ ” para estimar valores característicos

Los coeficientes de dispersión “ ξ_{inf} ” y “ ξ_{sup} ” se obtienen con las expresiones (1.11) y (1.14). Como puede comprobarse, tiene una gran dependencia del **coeficiente de variación “ v ”** de la población del parámetro (supuesto conocido), y de los dos factores que afectan al valor de “ k ”: la **forma de la función de distribución del parámetro geotécnico (si es Normal o no)** y el **número de datos “ n ” de la muestra**.

Los coeficientes de dispersión “ ξ_{inf} ” y “ ξ_{sup} ” toman valores asintóticos en cuanto se supera un pequeño tamaño de muestra “ n ” (el número de ensayos disponibles deja de afectar sensiblemente a los coeficientes “ ξ ”), pero sin embargo el coeficiente de variación “ v ” del parámetro y el tipo de variable aleatoria, es decir, si la función de distribución de probabilidad es Normal o no lo es, tienen una influencia mucho mayor en el valor de estos coeficientes.

Por tanto, no solo es importante el tamaño de la muestra al estimar los valores característicos, sino el **conocimiento general de cómo se distribuyen estadísticamente los parámetros**, tanto en la forma de las funciones de densidad como en su dispersión (coeficiente de variación “ v ”).

Coeficiente de variación “ v ” del parámetro geotécnico

En la “*Guía de cimentaciones en obras de carreteras*” (2003) y en la *ROM 0.5-05 “Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias”* (2005) se proponen algunas técnicas para estimar el coeficiente de variación “ v ”:

1.- Estimación a partir de los valores mínimo y máximo de la muestra disponible:

$$v = \frac{1}{m} \cdot \frac{\text{Valor máximo} - \text{Valor mínimo}}{\text{Valor medio}} \quad (1.15)$$

Siendo “ m ” un número natural que depende del tamaño “ n ” de la muestra:

Para $n = 10$		$m = 3$
Para $n = 30$		$m = 4$
Para $n > 30$		$m = 6$

2.- Cuando se dispone de una muestra de suficiente tamaño ($n > 100$), se puede estimar de manera determinista el coeficiente de variación a partir de los estadísticos de la muestra:

$$v = \frac{\sigma}{\mu}, \text{ donde } \mu = X_m \text{ y } \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} (x_i - X_m)^2 = \frac{n}{n-1} \cdot s^2$$

3.- A falta de información más precisa, y siempre que el terreno sea suficientemente homogéneo en la zona afectada por el estado límite analizado, se pueden utilizar los valores de la Tabla 1.2.

Tabla 1.2: Coeficientes de variación en terrenos homogéneos (ROM 0.5-05)	
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación típico “v”
Pesos específicos	0,05
Humedades	0,10
Ángulo de rozamiento (tangente)	0,07
Cohesión	0,10
Resistencia al corte sin drenaje	0,15
Resistencia a compresión simple (suelos)	0,15
Índice N_{SPT}	0,15
Índices de compresión e hinchamiento	0,10
Coeficiente de consolidación	0,50

Como se verá más adelante al analizar los coeficientes de variación obtenidos en series de datos extensas, el coeficiente de variación se incrementa bastante a poco que aumente la heterogeneidad del terreno. Por tanto requiere un estudio minucioso, por la importancia que tiene en la estimación de valores característicos, y consecuentemente en la fiabilidad de los valores de cálculo que finalmente se adopten para caracterizar el comportamiento del suelo.

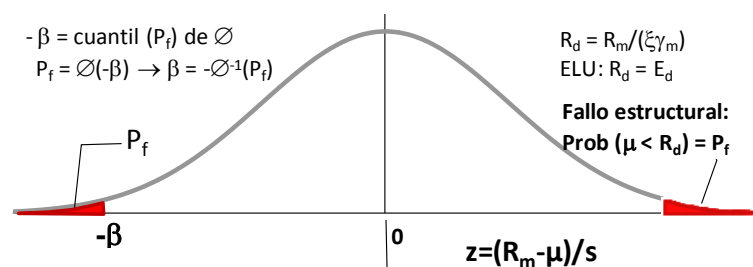
1.2.4.- Estimación del valor de cálculo en el Eurocódigo

En el Anexo B del “Eurocódigo, bases para el cálculo de estructuras” (EN 1990:2002) se presentan, con carácter informativo, los conceptos básicos para la “*gestión de la fiabilidad estructural en las construcciones*” en estados límite (excluida la fatiga).

El Eurocódigo propone una clasificación de la *fiabilidad estructural* de las construcciones en función de las consecuencias de un hipotético fallo, evaluadas en términos de pérdida de vidas humanas y daños económicos, sociales o medioambientales:

- RC3: consecuencias muy importantes (p.e. salas de conciertos, estadios)
- RC2: consecuencias considerables (p.e. edificios residenciales y de oficinas)
- RC1: consecuencias mínimas (p.e. naves agrícolas, almacenes, invernaderos)

A cada una de las clases RC de construcción se le asigna un **índice de fiabilidad “ β ”**, que identifica el cuantil de la función de distribución Normal estándar “ Φ ” correspondiente a una probabilidad de fallo admisible “ P_f ” de la estructura.



Para una vida de servicio de 50 años, los **índices de fiabilidad "β"** que establece el Eurocódigo EC-0, para cada clase de construcción "RC", son los siguientes:

$$\beta=4,3 \text{ (RC3)}, \quad \beta=3,8 \text{ (RC2)} \quad \text{y} \quad \beta=3,3 \text{ (RC1)}$$

Las construcciones más frecuentes se clasifican en la **clase RC2**. Por tanto les correspondería un índice de fiabilidad $\beta=3,8$, que en la función de distribución Normal estándar está asociado a la probabilidad de fallo estructural $P_f=7,23 \cdot 10^{-5}$. Esta probabilidad de fallo admisible es inferior a la estudiada por Meyerhof (1970) en los modelos clásicos de Mecánica de Suelos, cuando estimaba por cada 100.000 construcciones del orden de 100 fallos en estructuras de contención de tierras ($P_f=1/1000$) y del orden de 10 a 20 fallos en cimentaciones ($P_f=1/5.000$ a $1/10.000$).

En el Anexo C del Eurocódigo EC-0 se proponen, también con carácter informativo, las *"bases para el cálculo con coeficientes parciales de seguridad y análisis de la fiabilidad"*. En este anexo se expone el procedimiento probabilístico de **calibración de los coeficientes parciales** por el **"método de fiabilidad de primer orden" (MFPO)**.

El método MFPO identifica *"fiabilidad"* con *"probabilidad de supervivencia P_s "*, o probabilidad de que no se produzca el fallo estructural en la vida útil del proyecto.

Suponiendo una distribución de probabilidad acumulada Normal estándar " Φ " para la probabilidad de fallo, se tiene:

$$\text{Probabilidad de fallo estructural:} \quad P_f = \Phi(-\beta)$$

$$\text{Probabilidad de supervivencia:} \quad P_s = 1 - P_f = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta)$$

La probabilidad de fallo estructural no solo depende de la incertidumbre del valor medio estimado de la resistencia del terreno en la zona afectada por el estado límite que se considere, sino también de la aleatoriedad de otras variables, como las acciones, la geometría del modelo (estratigrafía, posición del nivel freático, inclinación de un talud, etc.) y la imprecisión del cálculo (simplificaciones del modelo, etc.).

En principio, los efectos de las acciones (E) y de la resistencia del terreno (R), en el estado límite considerado, se suponen variables aleatorias independientes que tienen sus correspondientes valores medios poblacionales y sus desviaciones típicas " σ_E " y " σ_R ". La aplicación de coeficientes parciales de seguridad sobre los *valores representativos* "E" y "R" de estas variables aleatorias reduce la probabilidad de error en la estimación de los efectos y la resistencia del terreno, y en consecuencia aumenta la fiabilidad estructural. Dicho de otra forma, en el estado límite se tiene:

$$\text{En un modelo con coeficientes parciales: } (R/\gamma_R) / (\gamma_E \cdot E) = 1 \rightarrow R/E = \gamma_E \cdot \gamma_R$$

- En un modelo con coeficiente de seguridad global: $R/E = F$

Donde:

R: resistencia representativa del terreno en la zona de fallo del estado límite
E: efecto representativo de las acciones sobre la zona de fallo del estado límite
 γ_E : coeficiente parcial que mayor el efecto de las acciones ($\gamma_E \geq 1$)
 γ_R : coeficiente parcial que minora la resistencia del terreno ($\gamma_R \geq 1$)
F: coeficiente de seguridad global

Si como *valores representativos* de “E” y “R”, en ambos casos, se toman los *valores característicos*, el producto ($\gamma_E \cdot \gamma_R$) es equivalente al *coeficiente de seguridad global*, es decir: $F = \gamma_E \cdot \gamma_R$.

El problema que se plantea ahora es la calibración de los coeficientes parciales de seguridad “ γ_f ” y “ γ_m ” para obtener la misma fiabilidad estructural que en el modelo de cálculo con coeficiente de seguridad global.

El método MPFO plantea que si “ R_d ” es el *valor de cálculo de la resistencia* del terreno en la zona afectada por la construcción y “ E_d ” es el *valor de cálculo del efecto* de las acciones sobre esta misma zona de terreno, la seguridad está representada por una función “g” tal que:

$$g = R_d - E_d = g(X_i, F_j, a_m, \theta_n)$$

Donde:

$X_i, (i=1,2, \dots)$: parámetros geotécnicos, que determinan la resistencia “ R_d ” del terreno
 $F_j, (j=1,2, \dots)$: acciones, que provocan el efecto “ E_d ” sobre el terreno
 $a_m, (m=1,2, \dots)$: geometría del modelo de cálculo
 $\theta_n, (n=1,2, \dots)$: incertidumbre del modelo de cálculo

El fallo del terreno se produce cuando la resistencia (R_d) es inferior al efecto (E_d):

$$R_d < E_d \rightarrow g < 0 \text{ (dominio de fallo)}$$

Existe por tanto una frontera que separa el *dominio de seguridad* del *dominio de fallo*, y que corresponde precisamente al *estado límite*:

$$R_d = E_d \rightarrow g = g(X_i, F_j, a_m, \theta_n) = 0$$

Si en el modelo de cálculo se resuelve la ecuación $g=0$, con los valores característicos de “ X_i ”, “ F_j ”, “ a_m ” y “ θ_n ”, no se asegura la fiabilidad estructural porque existe cierta probabilidad de que las acciones tomen valores superiores, cierta probabilidad de que los parámetros geotécnicos tomen valores inferiores en la zona de fallo, cierta probabilidad de que las condiciones geométricas no sean exactamente las consideradas, y cierta probabilidad de error también en el propio modelo de cálculo.

Para reducir la situación de fallo estructural a la probabilidad $\Phi(-\beta)$, se deben aplicar coeficientes parciales de seguridad sobre los valores característicos de las acciones y de los parámetros geotécnicos. Por tanto MPFO simplifica la ecuación de seguridad $g=0$,

suponiendo perfectamente conocida la geometría “ a_m ” y eliminando la incertidumbre del modelo “ θ_n ”, lo que significa aceptar la hipótesis estadística de que tanto las variables geométricas como la incertidumbre del modelo tienen una desviación típica despreciable frente a la desviación típica de las acciones y de los parámetros geotécnicos del terreno, con lo que su aleatoriedad prácticamente no altera el valor de la función de seguridad.

Como ya se ha comentado en este apartado, para las construcciones de clase RC2 ($\beta=3,8$), la probabilidad asociada al fallo estructural admisible es $P_f=7,23 \cdot 10^{-5}$.

En el método MFPO la ecuación $g=0$ del estado límite (Figura 1.4) se resuelve con los valores de cálculo “ R_d ” y “ E_d ”, asociados respectivamente a los cuantiles “ $-\alpha_R\beta$ ” y “ $+\alpha_E\beta$ ” de la función de distribución Normal estándar “ Φ ”, produciéndose el fallo en el punto “P” más próximo a los valores medios de las variables normalizadas E/σ_E y R/σ_R .

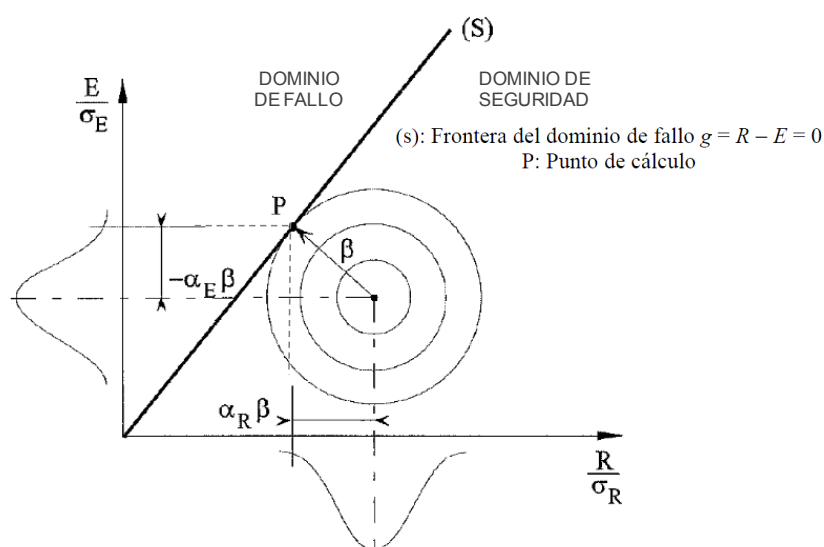


Figura 1.4: Punto característico e índice de fiabilidad β de acuerdo con el método MFPO para variables no correlacionadas con distribución Normal (fuente: Eurocódigo EN1990)

Los valores de cálculo del efecto de las acciones (E_d) y la resistencia del terreno (R_d) deben definirse de forma tal que, en la vida de servicio de la construcción, la probabilidad de producirse un valor más desfavorable sea la siguiente:

$$\text{Prob}(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \cdot \beta)$$

$$\text{Prob}(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \cdot \beta)$$

“ α_E ” y “ α_R ”, con valores absolutos inferiores a la unidad, se denominan “**coeficientes de sensibilidad del MFPO**”, y de alguna manera representan la influencia parcial del efecto de las acciones y de la resistencia del terreno en la fiabilidad estructural.

- Si se cumple $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6$: pueden tomarse los coeficientes $\alpha_E=-0,7$ y $\alpha_R=0,8$
- Si $\sigma_E \ll \sigma_R$: pueden tomarse los coeficientes $\alpha_E=-0,4$ y $\alpha_R \approx 1$.

El primer caso equivale a suponer que en el estado límite considerado ($g=0$) solo se admite la probabilidad $\Phi(-0,8\beta)$ de que la resistencia media del terreno (R) realmente sea inferior al valor de cálculo (R_d):

$$\text{Prob}(R \leq R_d) = \Phi(-0,8\beta)$$

Para un estado límite último (ELU) de una construcción de clase RC2 ($\beta=3,8$), se tiene:

$$\text{Prob}(R \leq R_d) = \Phi(-3,04) = 0,00118 = 1,18 \cdot 10^{-3} \approx 0,001$$

En el segundo caso, en el que la desviación típica de la resistencia del terreno " σ_R " es muy superior a la desviación típica del efecto de las acciones " σ_E ", la sensibilidad " α_R " tiende a la unidad.

$$\text{Por ejemplo para } \alpha_R = 0,98 \rightarrow \text{Prob}(R \leq R_d) = \Phi(-3,72) = 0,0001$$

Por tanto, la probabilidad de error en la estimación del valor de cálculo de la resistencia del terreno " R_d " (MFPO) debe estar comprendida entre 10^{-3} y 10^{-4} , dependiendo de la aleatoriedad de las acciones (σ_E) que afectan al estado límite último considerado.

Si la resistencia del terreno (R) depende de un único parámetro geotécnico (X), y es una función creciente, resultará que la probabilidad de fallo del terreno en el estado límite último es la misma que la probabilidad de error en la estimación del valor de cálculo del parámetro:

$$\text{ELU: } R_d = R(X_d) \rightarrow \text{Prob}(R \leq R_d) = \text{Prob}(X \leq X_d)$$

Éste sería el caso, por ejemplo, de la resistencia del suelo a corto plazo, dependiente del valor medio de la resistencia al corte sin drenaje en la superficie de rotura ($X=c_u$).

En este tipo de situaciones a resolver, si se exige una probabilidad de fallo $P_f=0,0001$ al terreno, se debe exigir también la misma probabilidad de error en la estimación de valor medio del parámetro geotécnico.

En el caso de un estado límite último a largo plazo, interviene más de un parámetro en la resistencia del terreno, pero cada uno de ellos con diferente sensibilidad. Por ejemplo, si se acepta como criterio de rotura al corte del suelo la Ley de Coulomb ($R=c+\sigma' \cdot \tan \phi$), la sensibilidad de la resistencia respecto a la cohesión efectiva es escasa, y por tanto este parámetro influirá muy poco en la probabilidad de fallo. Por este motivo el Eurocódigo EC-7 permite una probabilidad de error mucho mayor en la estimación del valor de cálculo de la cohesión efectiva que en la tangente del ángulo de rozamiento interno.

Por otra parte, el Eurocódigo EC-7 plantea un coeficiente parcial de seguridad inferior en la tangente del ángulo de rozamiento interno ($\gamma_m=1,25$) que en los parámetros de resistencia al corte sin drenaje, o compresión simple ($\gamma_m=1,40$). No debe interpretarse este hecho como una reducción de la fiabilidad estructural en los estados límites afectados por el valor de la tangente del ángulo de rozamiento, sino que, como se verá en el Capítulo 3, tiene mucho más que ver con su bajo coeficiente de variación.

1.2.5.- Tendencias en la estimación de parámetros geotécnicos

Al analizar referencias bibliográficas sobre la estimación estadística de parámetros geotécnicos se ha comprobado una tendencia recurrente hacia la obtención de los dos estadísticos típicos de las series de ensayos: **media de la muestra y coeficiente de variación**. Sin embargo no suele darse el paso decisivo para la estimación del valor característico aplicando coeficientes de dispersión “ ξ ” sobre el valor medio muestral. Tampoco se analiza, con la importancia que merece, el **número de ensayos recomendable en la muestra** (serie de datos) para estimar cada parámetro y la **función de distribución de probabilidad** que mejor le representa.

A continuación se exponen las conclusiones de dos trabajos recientes sobre la aplicación del enfoque estadístico en la estimación de parámetros geotécnicos, y siete trabajos en los que se analizan los coeficientes de variación. Únicamente en el último de ellos se aborda el análisis del ajuste de los parámetros con funciones de distribución mediante **pruebas de contraste de hipótesis**, en una línea similar a la planteada en el Capítulo 3 de esta Tesis Doctoral.

“Soil Investigations and the Determination of Geotechnical Parameters for Highway Bridge Foundation Design in Japan” (M. Shirato, K. Matsui, S. Nakatani y J. Fukui, Instituto de Investigación de Obras Públicas de Tsukuba. Japón, 2001).

En la primavera de 2001, el Instituto de Investigación de Obras Públicas de Tsukuba desarrolló este trabajo como información previa para la revisión de las “*Especificaciones para puentes de carretera (SHB)*” de la “*Asociación Japonesa de Carreteras (ARJ)*. 2002”.

En el informe se presentó el resultado de una encuesta realizada a 314 especialistas geotécnicos para conocer los métodos de investigación/ensayo que utilizaban los calculistas de cimentaciones de puentes para estimar los valores característicos de los parámetros geotécnicos. Aunque se demostró que no existía un criterio único y consensuado, lo cierto es que todos ellos introducían cierta seguridad en sus estimaciones para reducir el riesgo de error. Las conclusiones fueron las siguientes:

- El 63% de los especialistas encuestados utilizaba la media aritmética de los resultados de ensayo, pero antes eliminaba los valores más altos de la serie de datos.
- El 27% calculaba la media aritmética de los resultados de ensayo, una vez eliminados los valores extremos (los más altos y también los más bajos). Utilizaban un método de validación de datos que consistía en prescindir de los resultados de ensayo que se alejaban de la media muestral más de la mitad de la desviación típica. Calculaban por tanto una nueva media aritmética con los datos de la muestra pertenecientes al intervalo $[X_m - s_m/2, X_m + s_m/2]$.

- El 10% restante, mucho más conservador que los anteriores, seleccionaba directamente el valor mínimo de la serie de datos disponible.
- Cuando el número de datos era realmente escaso, el porcentaje de encuestados que utilizaba el valor mínimo de la serie se incrementaba hasta el 49%, mientras que el 22% elegía un valor prudente, estimado en base a su experiencia.
- Al consultar a los especialistas sobre la posibilidad de desarrollar un procedimiento de estimación de parámetros geotécnicos basado en un enfoque puramente estadístico, más del 50% de los encuestados mostraba una opinión favorable. Sin embargo el 30% mantenía cierta reticencia, debido a la desconfianza que les provoca la escasez de datos, habitual en las campañas de reconocimiento, y la dispersión de resultados.

Este estudio no solo refleja la preocupación sobre la fiabilidad en la estimación de los valores característicos de los parámetros geotécnicos, sino que además expone cómo solucionan en la práctica este problema los especialistas geotécnicos japoneses.

El sistema de gestión de datos geotécnicos desarrollado en esta Tesis Doctoral pretende resolver las cuestiones relacionadas con la **fiabilidad de los valores característicos de los parámetros geotécnicos**, que tanto preocupa todavía. Como ya se ha visto en el apartado 1.2.3, efectivamente se tendrá en cuenta el **tamaño de la muestra** (nº de ensayos disponibles), la forma de la **función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a cada parámetro geotécnico** y su **coeficiente de variación poblacional**. Este último coeficiente absorbe tanto la dispersión de datos debida a la heterogeneidad del material como la introducida en los resultados de ensayo por la alteración de las muestras durante los procesos de extracción y preparación de probetas en laboratorio.

“A concept of database for results of laboratory tests on soil and rock” (J. Engel, Universidad de Ciencias Aplicadas de Dresden; B. Schuppener y E. Kunz, Instituto Federal de Investigación de Karlsruhe; A. Hettler, Fundación de la Universidad de Dortmund. Alemania, 2009).

Este trabajo fue presentado en la *17ª Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, celebrada en Alejandría (Egipto, 2009). Aporta algunas conclusiones sobre la información que deben contener los bancos de datos y sobre su fiabilidad.

En su diagnóstico, los autores exponen que en Alemania los bancos de datos geotécnicos pertenecen a distintas empresas, han sido creados con distintos fines y son de difícil acceso. Por otra parte, comprueban que cada campaña geotécnica suele aportar pocos ensayos de laboratorio, lo que impide un tratamiento estadístico fiable.

En este trabajo se identifica otro problema, además del derivado del escaso tamaño de las series de datos, concluyendo que **no se dispone de bancos de datos públicos y**

accesibles, contruidos con criterios homogéneos.

Las dificultades descritas se repiten sistemáticamente en estudios similares, siempre que se pretende sustituir la experiencia del especialista geotécnico en la estimación de parámetros por un enfoque estadístico, más metódico.

La enseñanza extraída de este estudio, de cara al desarrollo de la investigación pretendida en esta Tesis Doctoral, es que resultaría interesante plantear una **propuesta de estructura normalizada del banco de datos** y una **metodología para la estimación del valor característico de cada parámetro** en función de su dispersión (coeficiente de variación), del tamaño de la serie de datos disponible (número de ensayos) y de la forma de su función de distribución de probabilidad.

“Statistical Data for Geotechnical Variability” (Apéndice A de la Tesis Doctoral “Reliability-based design of foundations for transmission line structures” de Kok-Kwang Phoon, Cornell University. Ithaca, New York, 1999).

En el Apéndice A de su Tesis Doctoral, Kok-Kwang Phoon presentó una recopilación muy interesante de estadísticos de parámetros geotécnicos obtenidos en series de ensayos sobre diversos tipos de suelo.

Como fuentes de referencia aparecen estudios realizados por reconocidos especialistas geotécnicos, en diferentes épocas y laboratorios de ensayo. Concretamente se aporta información relativa al tamaño de la serie de datos (n), valor medio muestral del parámetro analizado (X_m) y coeficiente de variación de la muestra ($CV=s_m/X_m$).

Por su interés en el análisis de los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos, se presenta en las Tablas 1.3 a 1.11 el extracto de los resultados estadísticos sobre las series de datos con un tamaño significativo ($n \geq 30$).

Además de la descripción del suelo y los estadísticos de la serie de datos, se recoge la referencia de autores y año de ejecución de los estudios. En adelante, cuando se comparen estos datos con los obtenidos en los suelos de la Bahía de Santander (Capítulo 3), se denominarán **“Referencias anteriores a 1990”**.

Tabla 1.3: Índice de plasticidad, IP (%)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla Fischbach	75	27,0	0,40	Schultze (1971)
Arcillas	225	20,0	0,45	Corotis, et al. (1975)
	299	16,0	0,42	
	154	17,0	0,13	
Arcillas blandas	38	43,8	0,09	Ejezie y Harrop-Williams (1984)
Arcilla	118	43,8	0,29	Biernatowski (1985)
Limo	32	39,0	0,35	Biernatowski (1985)

Tabla 1.4: Límite líquido, LL (%)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla lacustre	202	64,1	0,17	Fredlund y Dahlman (1971)
	212	62,8	0,18	
	143	59,2	0,22	
	40	53,0	0,21	
Arcilla Fischbach	75	55,1	0,22	Schultze (1971)
Arcillas	225	54,0	0,28	Corotis, et al. (1975)
	299	39,0	0,28	
	154	33,0	0,23	
Arcillas blandas	38	89,4	0,08	Ejezie y Harrop-Williams (1984)
Arcilla	118	68,4	0,22	Biernatowski (1985)
Limo	32	61,8	0,27	Biernatowski (1985)

Tabla 1.5: Límite plástico, LP (%)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla lacustre	200	25,6	0,13	Fredlund y Dahlman (1971)
	212	25,4	0,13	
	144	25,1	0,15	
	42	24,4	0,13	
Arcilla Fischbach	75	21,7	0,16	Schultze (1971)
Arcillas	225	26,0	0,27	Corotis, et al. (1975)
	299	19,0	0,20	
	154	17,0	0,13	
Arcilla	118	23,9	0,19	Biernatowski (1985)
Limo	32	23,3	0,17	Biernatowski (1985)

Tabla 1.6: Humedad natural, w (%)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla lacustre	392	27,4	0,22	Fredlund y Dahlman (1971)
	430	28,9	0,18	
	439	31,2	0,13	
	422	33,0	0,12	
	415	32,8	0,12	
	392	34,7	0,12	
	362	35,0	0,10	
	307	35,5	0,12	
	249	35,5	0,13	
	177	34,8	0,13	
Limo de Renania	406	20,6	0,23	Schultze (1971)
Arcilla Fischbach	80	19,0	0,22	Schultze (1975)
Arcillas	241	39,0	0,34	Corotis, et al. (1975)

Tabla 1.6: Humedad natural, w (%)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla	315	22,0	0,20	Biernatowski (1985)
	165	16,0	0,22	
	151	26,4	0,19	

Tabla 1.7: Peso específico seco, γ_d (kN/m ³)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcillas	239	12,7	0,13	Corotis, et al. (1975)
	315	15,9	0,05	
	165	18,2	0,05	

Tabla 1.8: Ángulo de rozamiento, ϕ (grados)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arenas con gravas	81	37,3	0,05	Schultze (1971)
	50	35,0	0,10	Schultze (1975)
Gravas	38	36,2	0,06	Harr (1977)
Arenas	73	38,8	0,07	Harr (1977)
	136	40,5	0,11	
	30	37,3	0,11	

Tabla 1.9: Tangente del ángulo de rozamiento, $\tan \phi$				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arenas con gravas	81	0,762	0,07	Schultze (1971)
Arena sin fracción de arena fina	43	0,650	0,09	Schultze (1975)
	76	0,826	0,14	
Arena con fracción de arena fina	66	0,652	0,08	Schultze (1975)
	42	0,715	0,10	
	111	0,826	0,13	
Arena fina	35	0,826	0,10	Schultze (1975)
Grava	50	0,717	0,13	Schultze (1975)

Tabla 1.10: Resistencia al corte sin drenaje, c_u (kPa)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcilla lacustre	279	99,6	0,49	Fredlund y Dahlman (1971)
	295	80,5	0,41	
	187	71,4	0,40	
	53	62,3	0,48	
Arcilla Fischbach	123	411,5	0,39	Schultze (1971)
	127	204,5	0,40	Schultze (1975)
	80	392,4	0,26	

Tabla 1.10: Resistencia al corte sin drenaje, c_u (kPa)				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arcillas	231	47,5	0,18	Matsuo y Kuroda (1974)
	119	-	0,27	
	86	-	0,24	
	98	-	0,26	
	538	-	0,41	
	271	-	0,32	
	72	-	0,37	
	192	-	0,22	
	127	-	0,37	
Arcilla de Londres	47	350,0	0,29	Hooper y Butler (1966)
	74	260,0	0,27	
	82	322,5	0,16	
	38	129,6	0,25	Bishop (1948)
	49	165,6	0,18	
	77	208,8	0,38	
	65	352,8	0,30	
	86	417,6	0,36	
	46	532,8	0,35	
	32	496,8	0,29	
	43	511,2	0,42	
Arcilla limosa	32	15,9	0,22	Matsuo y Asaoka (1977)
	32	14,1	0,31	
	40	15,0	0,30	
	40	12,8	0,33	
	40	16,1	0,24	
	40	17,8	0,27	
	40	14,0	0,26	
	40	13,4	0,32	
	39	15,8	0,24	
	39	13,7	0,27	
Arcilla	31	37	0,06	Cragg y Krishnasamy (1987)
	41	22	0,06	
	86	38	0,22	
	124	44	0,24	
	44	104	0,30	

Tabla 1.11: Índice N_{SPT}				
Suelo	n	X_m	$CV = s_m/X_m$	Referencia
Arena aluvial	300	23	0,25	Tavenas (1971)
Poco cohesivos	59	27	0,27	Schultze (1975)
Arcilla	61	27	0,37	Spry, et al. (1988)

La recopilación de resultados estadísticos sobre distintos tipos de suelos, extraída del trabajo de Kok-Kwang Phoon, permite estimar el intervalo del coeficiente de variación típico de cada uno de los parámetros geotécnicos, con un nivel de confianza del 90%, aplicando la inferencia estadística.

El análisis se presenta en la Tabla 1.12, y tiene un gran interés como referencia inicial porque en el Capítulo 3 (Figura 3.21) se compararán estos resultados con los obtenidos en los suelos de la Bahía de Santander y en los suelos de Madrid.

Tabla 1.12: Intervalo de probabilidad del 90% para el coeficiente de variación de parámetros geotécnicos en las “Referencias anteriores a 1990” de la bibliografía geotécnica	
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación “v”
Índice de plasticidad, IP	0,30 ± 0,25
Límite líquido, LL	0,21 ± 0,10
Límite plástico, LP	0,17 ± 0,08
Humedad natural, w	0,17 ± 0,11
Peso específico seco, γ_d	0,08 ± 0,09
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	0,08 ± 0,05
Tangente ángulo de rozamiento interno, $\tan \phi$	0,11 ± 0,05
Resistencia al corte sin drenaje, c_u	0,29 ± 0,16
Índice N_{SPT}	0,30 ± 0,13

“Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid” (J.Mª Rodríguez Ortiz, Revista de Obras Públicas, nº extraordinario 3405-Diciembre 2000).

En este artículo, Rodríguez Ortiz presenta un resumen de los parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid, obtenidos en ensayos de laboratorio procedentes de campañas geotécnicas realizadas a partir de los años 70 del pasado siglo, completados con reconocimientos más recientes para los proyectos del Metrosur (1999).

En el trabajo, Rodríguez Ortiz realiza una descripción detallada del marco geológico de Madrid, fundamentalmente a nivel litológico, clasificando los suelos en 8 “unidades geotécnicas” (relleno antrópico, depósito aluvial, arena de miga, arena tosquilla y tosco arenoso, tosco, transición tosco-peñuela, peñuela y formación yesífera).

En el estudio destacan los numerosos histogramas de los parámetros de cada unidad geotécnica y los gráficos de su variación con la profundidad. Además, se aporta

información sobre el tamaño de la muestra disponible y cuatro estadísticos de la serie de datos (mínimo, máximo, media y desviación típica). Finalmente presenta los “valores típicos” de los parámetros, obtenidos posiblemente en base a su experiencia.

En las Tablas 1.13 a 1.19 se presenta un resumen, extraído del trabajo de Rodríguez Ortiz sobre los suelos de Madrid, en el que se incluye el coeficiente de variación de las muestras de datos, en línea con el trabajo realizado sobre “Referencias anteriores a 1990” de otros especialistas geotécnicos sobre suelos de diversas partes del mundo.

Los resultados del coeficiente de variación de los parámetros de los suelos de Madrid también se compararán en el Capítulo 3 (Figura 3.21) con los resultados obtenidos en los suelos de la Bahía de Santander. Como se verá, se comprobarán bastantes coincidencias entre ambos estudios, que evidencian cierta armonía en las conclusiones obtenidas.

Tabla 1.13: Índice de plasticidad, IP (%) (suelos de Madrid)

Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	63	19,5	0,77
Arena de miga	177	13,8	0,38
Arena tosquiza y tosco arenoso	776	17,8	0,40
Tosco	584	23,8	0,43
Transición tosco-peñuela	109	27,7	0,54
Peñuela	173	36,9	0,42

Tabla 1.14: Límite líquido, LL (%) (suelos de Madrid)

Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	65	38,0	1,05
Arena de miga	182	31,6	0,17
Arena tosquiza y tosco arenoso	779	36,0	0,24
Tosco	584	44,8	0,31
Transición tosco-peñuela	109	58,8	0,40
Peñuela	174	70,3	0,26

Tabla 1.15: Límite plástico, LP (%) (suelos de Madrid)

Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	63	19,0	1,05
Arena de miga	177	17,7	0,16
Arena tosquiza y tosco arenoso	777	18,3	0,21
Tosco	584	21,0	0,30
Transición tosco-peñuela	109	31,1	0,35
Peñuela	173	33,5	0,26

Tabla 1.16: Humedad natural, w (%) (suelos de Madrid)			
Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	59	16,4	0,38
Arena de miga	145	12,8	0,41
Arena tosquiza y tosco arenoso	463	14,7	0,34
Tosco	348	20,0	0,41
Transición tosco-peñuela	48	27,6	0,44
Peñuela	113	34,3	0,30

Tabla 1.17: Peso específico seco, γ_d (kN/m³) (suelos de Madrid)			
Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	41	17	0,06
Arena de miga	80	19	0,07
Arena tosquiza y tosco arenoso	385	18	0,08
Tosco	304	18	0,10
Transición tosco-peñuela	40	15	0,15
Peñuela	95	14	0,13

Tabla 1.18: Ángulo de rozamiento, ϕ (grados) (suelos de Madrid)			
Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	-	-	-
Arena de miga	-	-	-
Arena tosquiza y tosco arenoso	57	29,0	0,19
Tosco	70	27,8	0,21
Transición tosco-peñuela	10	32,0	0,34
Peñuela	14	29,0	0,43

Tabla 1.19: Cohesión, c (kPa) (suelos de Madrid)			
Unidad Geotécnica	n	X_m	$CV = s_m/X_m$
Depósito aluvial	-	-	-
Arena de miga	-	-	-
Arena tosquiza y tosco arenoso	57	39,1	1,13
Tosco	70	42,4	1,11
Transición tosco-peñuela	10	153	1,58
Peñuela	-	-	-

Las series de datos de Rodríguez Ortiz han permitido estimar los intervalos de probabilidad del 90% de los coeficientes de variación de parámetros geotécnicos en los suelos de Madrid. En la Tabla 1.20 se presentan los resultados de este análisis.

Tabla 1.20: Intervalo de probabilidad del 90% para el coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid (excluido el depósito aluvial)	
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación “v”
Índice de plasticidad, IP	0,43 ± 0,11
Límite líquido, LL	0,28 ± 0,16
Límite plástico, LP	0,26 ± 0,14
Humedad natural, w	0,38 ± 0,11
Peso específico seco, γ_d	0,11 ± 0,06
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	0,29 ± 0,22
Cohesión, c	1,27 ± 0,54

Puede comprobarse que los coeficientes de variación obtenidos son superiores a las “Referencias anteriores a 1990” recopiladas por Kok-Kwang Phoon en su Tesis Doctoral. Esta misma conclusión también se obtendrá al analizar en el apartado 3.3 del Capítulo 3 los coeficientes de variación de los parámetros de los suelos de la Bahía de Santander. Posiblemente se deba a que los ensayos de los suelos de Madrid y de la Bahía de Santander se realizan sobre muestras inalteradas extraídas de sondeos, mientras que las “Referencias anteriores a 1990” corresponden seguramente a estudios realizados sobre muestras de suelo amasadas en laboratorio.

“Información geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de obras civiles en Bogotá” (Denisse Cangrejo Aljure y Carlos Gustavo Infante, Universidad Nacional de Colombia. 2005).

En este trabajo, publicado en la revista “*Ingeniería e Investigación*” de la Universidad Nacional de Colombia, se estudió la humedad del suelo en la ciudad de Bogotá en cuatro niveles, repartidos entre la superficie y 16 m de profundidad, para identificar el riesgo de asentamiento de obras civiles. Los datos fueron aportados por la “Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá” (EAAB) y tienen su origen en más de 7.400 sondeos con 43.000 ensayos de humedad.

Tabla 1.21: Humedad natural de los suelos de Bogotá (Colombia)		
Profundidad	Tamaño de la muestra	Coeficiente de variación “CV”
0 a 2 metros	10.426	0,77
2 a 4 metros	8.253	0,75
4 a 6 metros	4.289	0,75
6 a 16 metros	7.291	0,67

Se utilizaron modelos estadísticos para predecir la humedad a partir de valores conocidos en puntos geográficamente próximos (puntos vecinos). A pesar del volumen de datos, no se clasificaron las muestras según la naturaleza del terreno, por lo que los coeficientes de variación de la humedad en cada nivel son muy elevados (Tabla 1.21).

Sobre el plano de la ciudad, se representa la humedad como cota “Z”, en cada uno de los cuatro niveles de terreno analizados. El resultado se expone en modelos 3D y en un modelo 2D con curvas isométricas de humedad (en la Figura 1.5 se muestra como ejemplo el resultado en el nivel de 4 a 6 metros de profundidad).

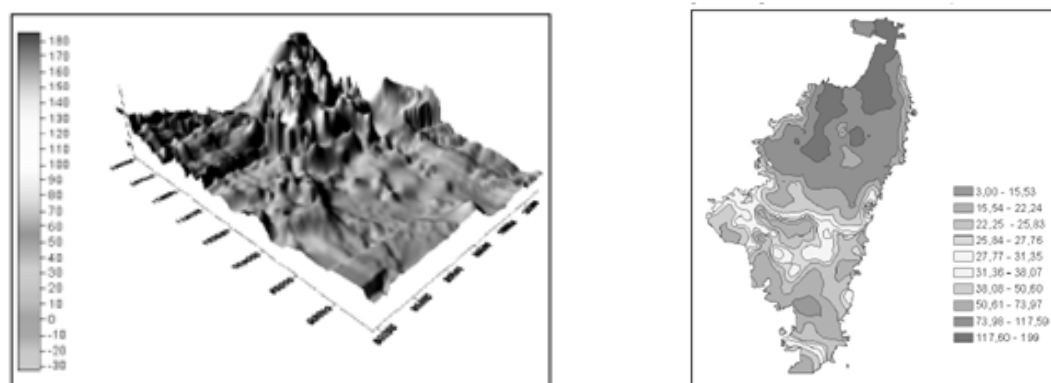


Figura 1.5: Modelos 3D y 2D de la humedad del suelo en la ciudad de Bogotá (nivel de 4 a 6 metros de profundidad)

De este estudio se extraen tres conclusiones interesantes:

1. Una población tan heterogénea (suelos sin clasificar) explica el elevado coeficiente de variación de la humedad. Por tanto se destaca la **importancia de una buena clasificación previa del suelo** para reducir la dispersión de los parámetros geotécnicos.
2. **Se introduce el concepto de “riesgo geotécnico”** (en este caso el “asentamiento de obras civiles”), considerando el parámetro humedad como el más representativo del asiento potencial (reducción de volumen de huecos entre partículas sólidas por drenaje del agua intersticial ante cargas externas).
3. El trabajo desarrollado en la Universidad Nacional de Colombia es un buen ejemplo de aprovechamiento geotécnico de un extenso banco de datos, construido inicialmente para otros fines muy distintos. En este caso **se ha obtenido como valor añadido un mapa de zonificación de riesgos de asiento**.

“Comportamiento geotécnico de los materiales lutíticos del Permotrias en Asturias” (C. López Fernández, L. Pando, M. Gutiérrez Claverol y M. Torres Alonso, Facultad de Geología de la Universidad de Oviedo. 2005).

En este trabajo los autores utilizaron un enfoque estadístico para la estimación de los parámetros geotécnicos de la formación geológica del Permotrias asturiano.

Realizaron ensayos mecánicos y de identificación sobre más de un centenar de muestras de lutitas, extraídas en las zonas de Avilés, Gijón y Villaviciosa (traza de 40 Km), para proponer recomendaciones ante el riesgo de alteración de taludes por las aguas de escorrentía.

Del trabajo se presentan en la Tabla 1.22 solamente los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos cuando el tamaño de la muestra es importante ($n \geq 30$). Concretamente 62 ensayos de identificación en Avilés y 50 ensayos en Gijón.

Tabla 1.22: Lutitas del Permotrías de Asturias (España)		
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación "CV"	
	Avilés (n=62)	Gijón (n=50)
Índice de plasticidad, IP	0,44	0,57
Límite líquido, LL	0,25	0,28
Límite plástico, LP	0,24	0,19
Humedad natural, w	0,35	-

Los coeficientes de variación de los parámetros encajan en la zona más alta del intervalo de valores obtenido en las "Referencias anteriores a 1990", recopiladas por Kok-Kwang Phoon en su Tesis Doctoral (1999), y bastante en línea con los resultados obtenidos por Rodríguez Ortiz en los suelos de Madrid (2000).

Se verifica también en el estudio la mayor dispersión del índice de plasticidad, en comparación con la humedad natural y los límites líquido y plástico.

"Characterization of the subsoil of Cassino at urban scale" (G. Modoni, M. Saroli y G. Darini, Universidad de Cassino. 2007).

Este trabajo fue presentado en la *14ª Conferencia Europea de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, celebrada en Madrid (España, 2007).

Los autores utilizaron un enfoque estadístico para determinar los valores medios y los coeficientes de variación de limos arcillosos de dos zonas de la ciudad de Cassino (región de Lacio, en Italia).

Aunque no se aporta el tamaño de las series de datos, se comprueban los coeficientes de variación más bajos en los parámetros de identificación (Tabla 1.23).

Tabla 1.23: Coeficientes de variación de los limos arcillosos de Cassino (región de Lacio, Italia)		
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación "CV"	
	Zona I	Zona II
Índice de plasticidad, IP	0,20	0,59
Límite líquido, LL	0,13	0,24
Límite plástico, LP	0,15	0,20

Tabla 1.23: Coeficientes de variación de los limos arcillosos de Cassino (región de Lacio, Italia)		
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación "CV"	
	Zona I	Zona II
Humedad natural, w	0,34	0,23
Peso específico seco, γ_d	0,08	0,11
Permeabilidad, k	0,73	0,80
Coeficiente de consolidación, c_v	0,94	0,92

“Cimentaciones superficiales en arcillas de descalcificación: el caso de la ciudad de Gijón (Asturias, España)” (C. López Fernández, L. Pando, M. Gutiérrez Claverol y M. Torres Alonso, Facultad de Geología de la Universidad de Oviedo. 2008).

Este estudio fue presentado en el *VII Congreso Geológico de España*, celebrado en Las Palmas de Gran Canaria (España, 2008).

Los autores ensayaron en laboratorio 97 muestras de arcillas de descalcificación de calizas y dolomías jurásicas de la “formación Gijón” (Asturias).

Sobre las arcillas de menor plasticidad (CL) se realizaron 15 ensayos de resistencia a compresión simple y 15 ensayos triaxiales CU.

Los parámetros mecánicos obtenidos (Tabla 1.24) presentan coeficientes de variación entre 0,45 y 0,60, reflejando la gran heterogeneidad de los materiales ensayados y la gran dispersión en los ensayos de laboratorio, posiblemente debido al porcentaje variable de la fracción arenosa en las muestras.

Tabla 1.24: Arcillas de descalcificación de la “Formación Gijón” (Asturias, España)	
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación “CV” (n=15)
Resistencia a compresión simple, q_u	0,45
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	0,60
Cohesión, c	0,52

“Statistical analyses of geotechnical properties of Hong Kong marine clays” (Carrie Cheung y Albert T. Yeung, Universidad de Hong Kong, 2009).

Este trabajo fue presentado en la *2ª Conferencia Internacional en Nuevos Desarrollos en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, celebrada en Nicosia (Chipre, 2009).

Los autores realizaron un análisis estadístico de los límites de Atterberg y la resistencia al corte sin drenaje en las “arcillas marinas” de Hong Kong, analizando tres aspectos:

- Relación entre el área geográfica y las propiedades de las arcillas, mediante pruebas de contraste de hipótesis sobre los valores medios de los límites de Atterberg.
- Bondad del ajuste de los parámetros geotécnicos (límites de Atterberg y resistencia al corte sin drenaje) a funciones de distribución de probabilidad Normal y Log-normal.
- Correlaciones entre parámetros.

Se analizaron más de 2.600 sondeos, con 2.245 ensayos de límites de Atterberg y 1.950 pruebas in situ de resistencia al corte sin drenaje (vane shear test) (Figuras 1.6 y 1.7).



Figura 1.6: Ensayo in situ
"Vane Shear Test"

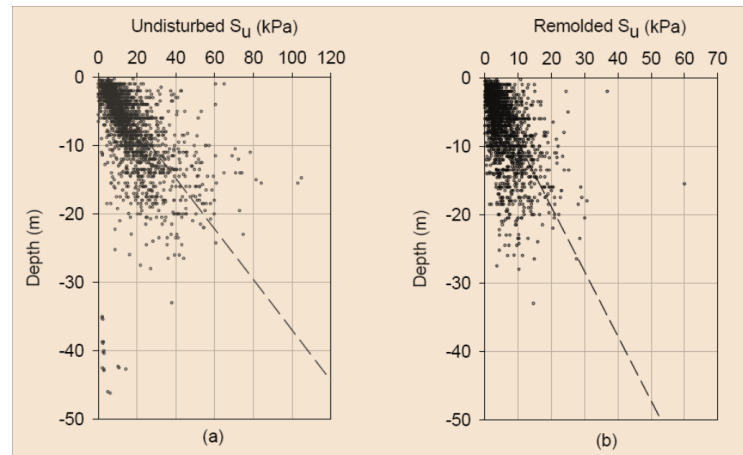


Figura 1.7: Resistencia al corte sin drenaje en arcillas inalteradas (a) y arcillas amasadas (b) de Hong Kong

Los datos se clasificaron inicialmente en 9 zonas geográficas, descartando el análisis si el número de ensayos en una zona era inferior a 100, para garantizar la aplicabilidad del Teorema Central del Límite.

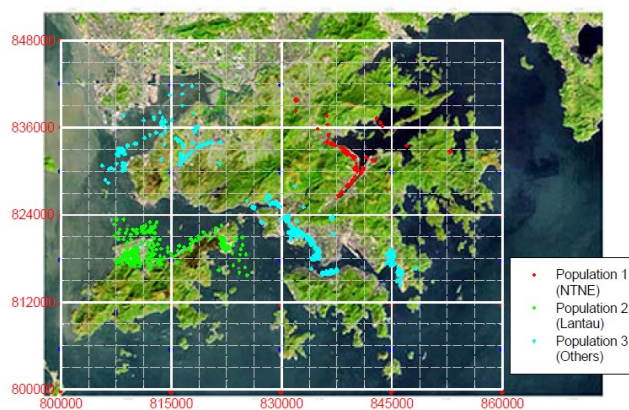


Figura 1.8: Distribución espacial de los tres tipos
de arcillas marinas de Hong Kong

Para estudiar las diferencias entre las arcillas de las 9 zonas se utilizaron **pruebas de contraste de hipótesis χ^2 (Pearson Centrada)** sobre los límites de Atterberg.

Se obtuvieron tres tipos de arcillas diferenciados, vinculados a tres zonas geográficas (Figura 1.8), concluyendo que en las propiedades geotécnicas tiene más influencia el proceso sedimentario (corrientes fluviales y marinas) que el área madre de procedencia del material.

Se estudió el ajuste de los límites de Atterberg a la función de distribución Normal. Para considerar el truncamiento de la cola izquierda por el valor cero, y por tanto la posible

asimetría en la función de densidad, se analizó también el ajuste a la función de distribución Log-normal. La bondad del ajuste se comprobó con **papel probabilístico** (representación lineal de la función de distribución teórica), concluyendo que eran válidas ambas funciones (Normal y Log-normal), sin una clara ventaja de una sobre la otra. No se perdía la simetría de la función de densidad debido al pequeño coeficiente de variación y a que el valor medio se separaba de cero lo suficiente (más de 3 veces la desviación típica " s_m "). Aunque los autores reconocen que **la función Log-normal se ajusta más a la realidad**, concluyeron que la función de distribución Normal también es válida, con la ventaja de que permite aplicar métodos estadísticos más sencillos.

Al analizar las correlaciones entre el índice de plasticidad y el límite líquido comprobaron que son superiores a 0,80 (son muy fiables). En su representación en la Carta de Casagrande se obtenía un ajuste lineal, sensiblemente paralelo a la Línea-A (Casagrande, 1948): $IP = 0,73.(LL-20)$ que separa los limos de las arcillas.

Con los datos de resistencia al corte sin drenaje, se analizó el cociente " c_u/σ'_v " en arcillas inalteradas y amasadas, obteniéndose los valores medios 0,43 y 0,16 respectivamente. No se obtuvieron funciones de distribución de probabilidad fiables para la variable " c_u/σ'_v ". A pesar de que se trataba de arcillas normalmente consolidadas, tampoco se verificaron correlaciones válidas del cociente " c_u/σ'_v " con el índice de plasticidad "IP" y con el límite líquido "LL".

Se estudiaron las posibles correlaciones entre la resistencia al corte sin drenaje " c_u " y los límites de Atterberg, con resultado insatisfactorio (correlaciones inferiores a 0,2).

Las conclusiones obtenidas en el estudio de las arcillas marinas de Hong Kong, en cuanto al **ajuste de parámetros geotécnicos con funciones de distribución de probabilidad**, y **análisis de correlaciones entre parámetros**, concuerdan con los resultados obtenidos en los suelos de la Bahía de Santander, como se verá en los Capítulos 3 y 4.

1.3.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Los especialistas geotécnicos suelen apoyarse en las relaciones entre parámetros para afinar las estimaciones de los valores característicos. De esta manera los parámetros con mayor incertidumbre se corrigen en base a los valores obtenidos en parámetros más fiables, buscando siempre la **coherencia necesaria en la caracterización de las propiedades del terreno**.

Aunque se han propuesto en la bibliografía geotécnica muchas expresiones que relacionan unos parámetros con otros, en este trabajo solo se analizarán aquellas que se utilizan habitualmente, que se consideran suficientemente fiables y que son válidas para diferentes tipos de suelo, es decir, con carácter general.

Estas expresiones serán la referencia inicial para analizar en el Capítulo 4 la fiabilidad de las correlaciones paramétricas en el caso de los suelos de la Bahía de Santander.

1.3.1.- Granulometría

El tamaño de las partículas de un suelo se representa normalmente mediante una curva granulométrica que incluye los tamices UNE de aberturas 5 - 2 - 0,40 - 0,080 mm (equivalentes a los tamices de la serie ASTM nº 4 - 10 - 40 - 200). De esta forma se facilita su clasificación con los criterios del *Unified Soil Classification System* (USCS).

La “fracción arcillosa” del suelo (porcentaje de partículas de tamaño inferior a 2 μm) suele correlacionarse con parámetros de resistencia con drenaje, como el ángulo de rozamiento crítico. Sin embargo, pocas veces se dispone en las campañas geotécnicas de análisis granulométricos por sedimentación de la fracción fina (partículas de tamaño inferior a 80 μm), para separar los contenidos de limos y arcillas.

La fracción arcillosa tiene gran importancia en la resistencia al corte, tanto por la superficie específica de la partícula como por su forma laminar. Con humedad suficiente, estas partículas se convierten en un elemento lubricante de las partículas más gruesas, en el proceso de deformación tangencial del suelo ante esfuerzos cortantes.

1.3.2.- Plasticidad

Una vez identificado el material por su granulometría (distribución en masa del tamaño de partículas) y propiedades organolépticas (color, olor, textura,...), interesa completar lo mejor posible su clasificación. Para ello se obtienen los límites de Atterberg (normas de ensayo ASTM D4318-05, UNE 103103 y UNE 103104) sobre la fracción de suelo de tamaño inferior a 0,425 mm (tamiz nº 40 de la serie ASTM).

Si se analiza en un determinado suelo la relación entre su límite líquido (LL) y su índice de plasticidad ($IP = LL - LP$), se comprueba que es lineal (IP y LL expresados en %):

$$IP = a.(LL - b) \quad (1.16)$$

a, b : constantes que dependen del suelo; $a \in (0,6, 0,9)$

Casagrande (1948) propuso la “línea U” como límite superior: $IP = 0,9.(LL - 8)$

Conceptualmente el índice de plasticidad es el incremento de humedad necesario para provocar un cambio de consistencia del suelo desde el límite plástico hasta el límite líquido. Si se admite que la disminución de la consistencia se debe al incremento del espesor de agua adherida a la superficie de las partículas más finas (atracción electrostática), significa que cada tamaño de partícula lleva asociado un determinado incremento de masa de agua para provocar el cambio de estado en el suelo. En consecuencia, la masa de agua necesaria para provocar el cambio de estado dependerá de la superficie específica de las partículas sólidas (superficie por unidad de volumen).

En un suelo fino de granulometría continua (partículas de tamaño inferior a 80 μm), la fracción arcillosa aporta la mayor superficie sólida por unidad de masa (una partícula esférica de 2 μm tiene una superficie específica 40 veces superior a una partícula de 80 μm). Una fracción arcillosa del 30% aportaría del orden del 70% de la superficie sólida total del suelo fino. En realidad aporta bastante más porque su forma no es esférica,

como se ha supuesto, sino laminar. En consecuencia, las propiedades relacionadas con la superficie de las partículas dependen sobre todo del porcentaje de la fracción arcillosa.

Si se supone que el cambio de consistencia sólida a líquida lo provoca un determinado aumento del espesor de agua adherida a las partículas finas, resultará que este incremento de humedad (índice de plasticidad) es proporcional a la fracción de partículas de arcilla, y su capacidad de atracción electrostática de moléculas de agua. En consecuencia, en el índice de plasticidad intervienen dos parámetros fundamentales: el contenido de arcilla del suelo [$\# < 2\mu\text{m}$] y su composición mineralógica, definida por la “actividad” (A).

$$\text{Skempton (1953): } IP = A.[\# < 2\mu\text{m}] \quad (1.17)$$

El valor de la constante “A” de Skempton, en la expresión (1.17), depende de la composición mineralógica de la arcilla, como se ha comentado. En los mayores tamaños de partícula de arcilla predomina la illita ($\sim 2\mu\text{m}$ y muy activa: $A=0,2$ a $0,8$), en tamaños intermedios predomina la caolinita (de $\sim 0,1$ a $1\mu\text{m}$ y poco activa: $A=0,1$ a $0,4$) y en los tamaños más pequeños la montmorillonita ($\sim 0,1\mu\text{m}$ y extraordinariamente activa: $A=1$ a 10). Cuanto mayor es la actividad de la arcilla, mayor será el índice de plasticidad (mayor capacidad de atracción de agua hasta alcanzar la consistencia del límite líquido).

Al existir una proporcionalidad directa entre el índice de plasticidad y el contenido de arcilla del suelo, **el índice de plasticidad se convierte en la covariable apropiada para sustituir a la fracción de arcilla [$\# < 2\mu\text{m}$]** en las correlaciones entre la resistencia al corte de los suelos y su porcentaje de fracción arcillosa.

1.3.3.- Materia orgánica

Las partículas de materia orgánica son fibrosas, con bajo peso específico y se adhieren a las partículas sólidas del suelo. La consecuencia inmediata es el aumento de la porosidad y disminución del peso específico seco del conjunto, que junto con su olor fétido característico permite identificar fácilmente su presencia.

El efecto lubricante de las partículas orgánicas también se hace notar en la consistencia del suelo, hasta el punto de que se puede alcanzar el estado del límite líquido con una humedad inferior a la prevista (menor espesor de agua adherida a la superficie) porque la materia orgánica también ayuda a reducir la fricción interna entre partículas.

1.3.4.- Peso específico seco y humedad

La influencia de estos dos parámetros de estado en la resistencia al corte del suelo se debe a las siguientes causas:

- En un terreno con una estructura de partículas sólidas sin finos (suelo granular), un peso específico seco alto indica mayor imbricación o trabazón entre las partículas gruesas. Por tanto la compacidad del material influye en la resistencia a la deformación tangencial, en ausencia de finos.

- En un suelo de grano fino (limoso o arcilloso) la cantidad de humedad determina el espesor de agua adherida a la superficie de las partículas. Se supone que una parte de esta humedad actúa como lubricante (agua atraída por las fuerzas electrostáticas que se concentran en la superficie de la arcilla). Para la misma fracción arcillosa, el espesor de envuelta de agua influirá directamente en la magnitud de la tensión tangencial necesaria para vencer el rozamiento interno entre las partículas del esqueleto sólido. Existirá una cantidad de agua tal que las partículas quedarán perfectamente lubricadas, y por tanto su resistencia al esfuerzo cortante será mínima (estado del límite líquido, o índice de fluidez $IF=1$).

Por otra parte, existe una relación teórica entre el peso específico seco y la humedad, teniendo en cuenta el grado de saturación del suelo y el peso específico de las partículas sólidas, invariable para un tipo concreto de material. Esto puede obtenerse fácilmente a partir de la distribución volumétrica de las tres fases existentes en el suelo (Figura 1.9).

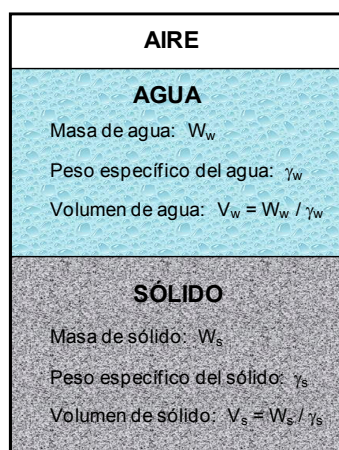


Figura 1.9: Distribución volumétrica de las fases del suelo

$$\text{Grado de saturación del suelo: } S_r = V_w / V_h$$

$$V_h = V_w / S_r = W_w / (S_r \cdot \gamma_w)$$

$$\text{Humedad (relación de masas): } w = W_w / W_s$$

Peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_h} = \frac{W_s}{\frac{W_s}{\gamma_s} + \frac{W_w}{S_r \cdot \gamma_w}} = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_s} + \frac{w}{S_r \cdot \gamma_w}}$$

$$\frac{1}{\gamma_d} = \frac{1}{S_r \cdot \gamma_w} \cdot w + \frac{1}{\gamma_s} \quad (1.18)$$

$$1/\gamma_d = a \cdot w + b$$

El ajuste lineal entre el inverso del peso específico seco y la humedad (1.18), permite estimar empíricamente dos parámetros importantes de identificación y estado: el peso específico de las partículas sólidas (γ_s) y el grado de saturación del suelo (S_r):

- Grado de saturación del suelo..... $S_r = 1/(a \cdot \gamma_w)$
- Peso específico de las partículas sólidas..... $\gamma_s = 1/b$

En las muestras extraídas de sondeos ejecutados en zonas climáticas húmedas, como es el caso de la Bahía de Santander, se observa que a partir de pequeñas profundidades (~2 metros) el suelo se encuentra saturado. En los suelos saturados ($S_r=100\%$), el peso específico seco y la humedad son parámetros dependientes, relacionados por la expresión teórica de la *curva de saturación* (1.18).

Si un suelo fino está saturado cualquier expresión de la resistencia al corte en función de la humedad (w) podrá expresarse también en función del peso específico seco (γ_d), del peso específico de las partículas sólidas (γ_s) y del peso específico del agua (γ_w), sin más que aplicar la expresión anterior de la curva de saturación ($S_r=100\%$).

En cuanto al peso específico seco (γ_d), resulta interesante relacionarlo con la profundidad (z), o más concretamente con la presión efectiva vertical (σ'_v).

1.3.5.- Resistencia al corte sin drenaje

El concepto de resistencia del suelo se identifica implícitamente con la resistencia ante un esfuerzo cortante. Se acepta, con carácter general, que el material está constituido por un agregado de partículas pequeñas y duras, que rara vez se rompen por cargas estáticas. La rotura del suelo se debe al deslizamiento relativo de las partículas, dando lugar a deformaciones tangenciales. De aquí que en los suelos, desde un punto de vista mecánico, sean mucho más importantes las condiciones superficiales de sus partículas que su naturaleza mineralógica.

a) Cociente entre la resistencia a compresión simple (q_u) y la resistencia al corte sin drenaje (c_u) medida con vanette y con penetrómetro de mano

Los ensayos de resistencia al corte sin drenaje (c_u), realizados sobre las mismas muestras inalteradas de suelo que también se ensayan a compresión simple (q_u), permiten evaluar la condición de “no-drenaje” durante el ensayo de compresión e identificar posibles roturas defectuosas en las probetas.

Efectivamente, en un suelo saturado y en condiciones teóricas de ausencia de drenaje durante el ensayo de compresión simple, debiera verificarse el Criterio de Tresca (1868):

$$c_u = q_u / 2 = c_u(v) = c_u(p) \rightarrow q_u/c_u(v) = q_u/c_u(p) = 2 \quad (1.19)$$

Sin embargo, el valor de la constante de proporcionalidad entre la resistencia obtenida en el ensayo de compresión simple (q_u) y la resistencia al corte sin drenaje medida con vanette y con penetrómetro (c_u) suele ser inferior a 2. Este resultado indica que existen factores que penalizan la resistencia a compresión simple, como pueden ser la alteración de la muestra durante la extracción y tallado de las probetas, cierto drenaje durante el ensayo, la microfisuración en el caso de suelos sobreconsolidados, etc.

Cuanto menor sea la constante de proporcionalidad, menos fiable será el ensayo de compresión simple para estimar la resistencia al corte sin drenaje mediante la expresión teórica: $c_u = 1/2 \cdot q_u$, y habrá que realizar ensayos de compresión triaxial UU.

b) Relación entre el cociente de la resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical (c_u/σ'_v) y la razón de sobreconsolidación (OCR)

El confinamiento del terreno será fundamental en su resistencia al corte sin drenaje, como también lo será la razón de sobreconsolidación “OCR”. Al cociente (c_u/σ'_v) se le denomina “razón de resistencia al corte sin drenaje”, y de acuerdo con estudios experimentales toma la expresión:

$$\text{Ladd y Eggers (1972): } c_u/\sigma'_v = K_{NC} \cdot OCR^\alpha \quad (1.20)$$

$$K_{NC} \in (0,20, 0,40) \text{ y } \alpha \in (0,7, 0,9)$$

1) Suelo normalmente consolidado (OCR=1): la resistencia al corte sin drenaje es proporcional a la profundidad, salvo en muestras superficiales donde el suelo puede estar ligeramente sobreconsolidado por desecación.

$$c_u/\sigma'_v = K_{NC} \rightarrow c_u = (0,2 \text{ a } 0,4) \cdot \sigma'_v$$

Si la resistencia al corte sin drenaje se estimase a partir de la rotura de probetas a compresión simple ($c_u = 1/2 \cdot q_u$), el valor “ c_u ” quedará penalizado a la baja por las causas ya apuntadas de drenaje parcial durante el ensayo, y consecuentemente el cociente c_u/σ'_v será inferior al esperado. Por tanto no deben extrañar valores empíricos de K_{NC} inferiores a 0,2.

2) Suelo sobreconsolidado (OCR>1): la resistencia al corte sin drenaje no es lineal con la profundidad porque va disminuyendo la razón de sobreconsolidación $OCR = \sigma'_p/\sigma'_v$ (crece más deprisa la presión efectiva vertical (σ'_v) que la presión de preconsolidación (σ'_p)).

$$c_u/\sigma'_v = K_{NC} \cdot (\sigma'_p/\sigma'_v)^\alpha$$

Los defectos que provocan la reducción del cociente c_u/σ'_v en arcillas normalmente consolidadas se observan igualmente en los suelos sobreconsolidados. Por tanto también en este caso se obtienen valores inferiores a los esperados.

La expresión (1.20) deja patente que la resistencia al corte sin drenaje del suelo es proporcional a la presión efectiva vertical (σ'_v), a su razón de sobreconsolidación (OCR) y a un parámetro K_{NC} que depende sobre todo del ángulo de rozamiento crítico (ϕ_{cr}).

c) Relación lineal entre el cociente (c_u/σ'_v) y el índice de plasticidad (IP)

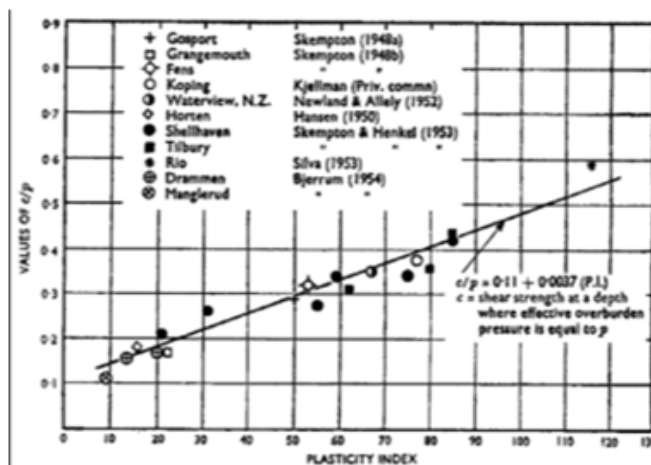


Figura 1.10: Relación lineal de c_u/σ'_v con IP en arcillas amasadas (Skempton, 1957)

Arcillas amasadas (Figura 1.10):

Skempton (1957) (IP>10):

$$c_u/\sigma'_v = 0,11 + 0,0037 \cdot IP \quad (1.21)$$

ROM 0.5-05 (2005) ($c_u/\sigma'_v \geq 0,15$):

$$c_u/\sigma'_v = 0,11 + 0,0030 \cdot IP \quad (1.22)$$

Arcillas inalteradas:

Cox (1970):

$$c_u/\sigma'_v = 0,18 + 0,0058 \cdot IP \quad (1.23)$$

En las arcillas inalteradas aumenta la resistencia al corte sin drenaje

d) Relación lineal entre el cociente (c_u/σ'_v) y el límite líquido (LL)

Si se admite una relación lineal de (c_u/σ'_v) con el índice de plasticidad (IP) del tipo (1.21),

(1.22) o (1.23), y un ajuste lineal (1.16) del índice de plasticidad (IP) con el límite líquido (LL), también existirá una relación lineal de (c_u/σ'_v) con el límite líquido (LL).

Karlsson y Viberg (1967): $c_u/\sigma'_v = 0,0045.LL$ (para $LL > 40$) (1.24)

e) Relación exponencial entre la resistencia al corte sin drenaje (c_u) y la humedad natural del suelo (w)

Schofield y Wroth (1968): $w + a.Ln(c_u) = b$; a, b: constantes (1.25)

La expresión (1.25) ha sido contrastada, entre otros autores, por Siamak Hashemi (2002) en las arcillas glaciares del Nordeste de Inglaterra (Figura 1.24).

f) Relación exponencial entre la resistencia al corte sin drenaje (c_u) y el peso específico seco (γ_d) en suelos saturados ($S_r=100\%$)

Si en la expresión (1.25) se expresa la humedad (w) en función del peso específico seco (γ_d) (curva de saturación (1.18)), se obtiene una nueva relación exponencial:

$$(1/\gamma_d - 1/\gamma_s) \cdot \gamma_w + a.Ln(c_u) = b \rightarrow 1/\gamma_d + (a/\gamma_w).Ln(c_u) = (b/\gamma_w) + 1/\gamma_s$$

$$1/\gamma_d + c.Ln(c_u) = d \quad ; c, d: \text{constantes}$$

g) Relación exponencial entre la resistencia al corte sin drenaje (c_u) y el índice de fluidez ($IF=(w-LP)/IP$)

Arcillas amasadas:

En el estado del límite líquido ($IF=1$) la resistencia al corte sin drenaje es muy baja:

- **Skempton y Norhey (1952):**
 $c_u = 0,7$ a $2,7$ kPa ($0,1$ a $0,4$ lb/in²)
(rango de valores en la Figura 1.11)
- **Norman (1958):** $c_u = 2$ kPa
- **Wroth y Wood (1978):** $c_u = 1,7$ kPa

Con la humedad del límite plástico ($IF=0$), la resistencia al corte sin drenaje es ≈100 veces mayor:

- **Skempton y Norhey (1952):**
 $c_u = 100$ a 240 kPa (15 a 35 lb/in²)
(rango de valores en la Figura 1.11)

En general se suele aceptar:

Si $IF=1$: $c_u = 1$ a $2,5$ kPa

Si $IF=0$: $c_u = 100$ a 250 kPa

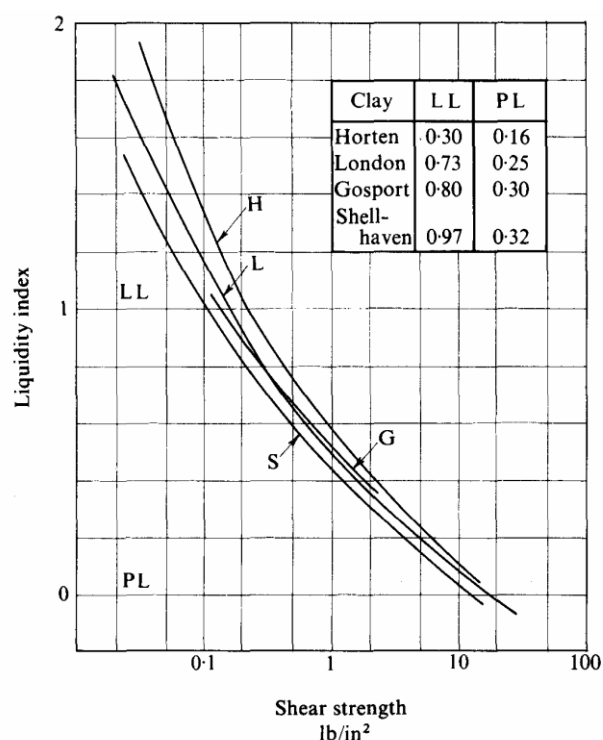


Figura 1.11: Variación de c_u con IF en arcillas amasadas (Skempton y Norhey, 1952)

h) Constante de proporcionalidad entre c_u y el índice N_{SPT}

En suelos cohesivos saturados suele establecerse una constante de proporcionalidad entre el índice N_{SPT} y la resistencia al corte sin drenaje (c_u).

$$\text{Sanglerat (1972): } N_{SPT} / c_u \in (0,08, 0,15) \text{ (} c_u \text{ en KPa)} \quad (1.25)$$

1.3.6.- Angulo de rozamiento interno

a) Relación entre ϕ y el índice N_{SPT} , en suelos granulares

COMPACIDAD	N_{SPT}	ϕ
Muy suelta o muy floja	0 – 4	$< 28,5^\circ$
Suelta o floja	4 – 10	$28,5^\circ - 30^\circ$
Media	10 – 30	$30^\circ - 36^\circ$
Compacta o densa	30 – 50	$36^\circ - 41^\circ$
Muy compacta	> 50	$41^\circ - 44^\circ$

Meyerhof (1954), Terzaghi y Peck (1956): tabulan el ángulo de rozamiento en función de la compacidad relativa de la arena.

Los valores de " ϕ " de la tabla se ajustan bastante bien con una función logarítmica del índice N_{SPT} :

$$\phi = 20^\circ + 5 \cdot \ln(N_{SPT})$$

Peck, Hanson y Thornburn (1953): Proponen la línea 1 de la Figura 1.12, que se podría aproximar mediante expresiones lineales, por tramos:

- Para $5 < N_{SPT} < 25$:
 $\phi = 26,8^\circ + 0,32 \cdot N_{SPT}$
- Para $25 < N_{SPT} < 50$:
 $\phi = 29,0^\circ + 0,23 \cdot N_{SPT}$

Meyerhof corrige el ángulo de rozamiento " ϕ ", elevándolo cuando la fracción de arena fina y limo es inferior al 5% (línea 2 de la Figura 1.12), y reduciéndolo cuando supera el 5% (línea 3 de la Figura 1.12) porque las arenas finas y limos lubrican las partículas gruesas y reducen la resistencia del suelo granular ante un esfuerzo cortante.

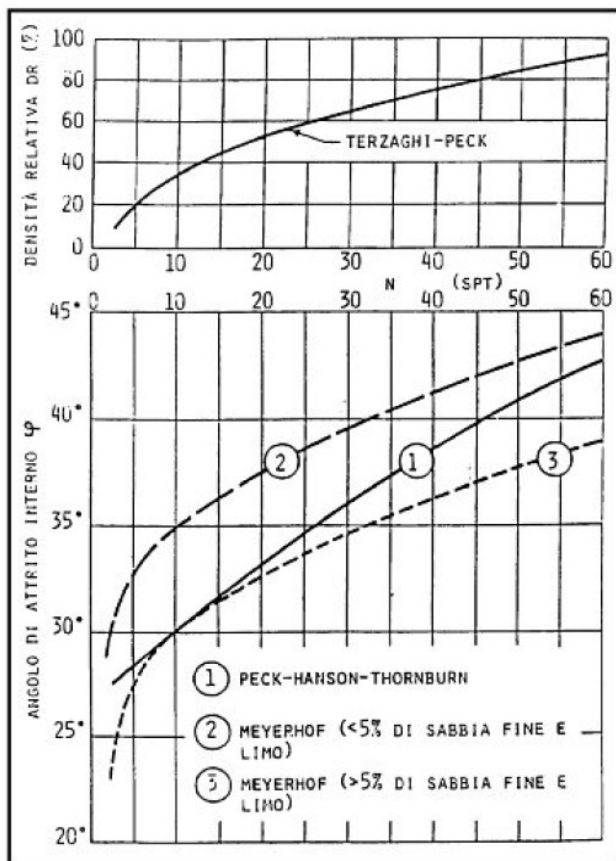


Figura 1.12: Variación de ϕ con el índice N_{SPT} en suelos granulares (Peck, Hanson y Thornburn, 1953)

b) Variación de ϕ con la fracción arcillosa [$\# < 2\mu\text{m}$]

En condiciones de saturación, la fracción arcillosa del suelo (tamaño de partículas inferior a $2\mu\text{m}$) aporta gran cantidad de partículas laminares que reducen la resistencia al corte, actuando como elemento lubricante del esqueleto sólido.

Skemmer y Hillis (1970) y McGown (1975) han propuesto las correlaciones gráficas de la Figura 1.13, donde se observa una relación exponencial entre el ángulo de rozamiento y el porcentaje de arcilla, cuando ésta supera el contenido del 30%.

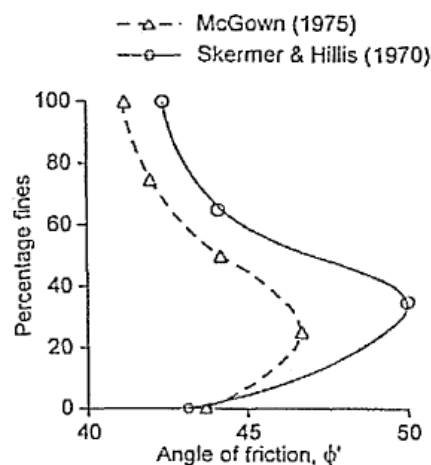


Figura 1.13: Variación de ϕ con la fracción arcillosa ($\# < 2\mu\text{m}$)

c) Variación de ϕ con el índice de plasticidad (IP), en suelos cohesivos

En suelos cohesivos arcillosos, Skempton (1953) propuso un cociente constante entre el índice de plasticidad (IP) y la fracción arcillosa del suelo [$\# < 2\mu\text{m}$], al que denominó “actividad” (1.17). Por tanto, si no cambia la composición mineralógica de la arcilla, el incremento de la fracción arcillosa provoca un incremento directamente proporcional del índice de plasticidad ($IP = A \cdot [\# < 2\mu\text{m}]$). Si en el apartado anterior se comprobó que un aumento de la fracción arcillosa provoca una caída del ángulo de rozamiento interno, se verificará también esta misma caída con el aumento del índice de plasticidad.

Arcillas amasadas:

En la Figura 1.14 de **Terzaghi y Peck (1967)**, se podría aproximar un ajuste lineal para $IP < 50$, en la zona donde se dispone de la mayor cantidad de datos:

$$\phi = 35^\circ - 0,190 \cdot IP$$

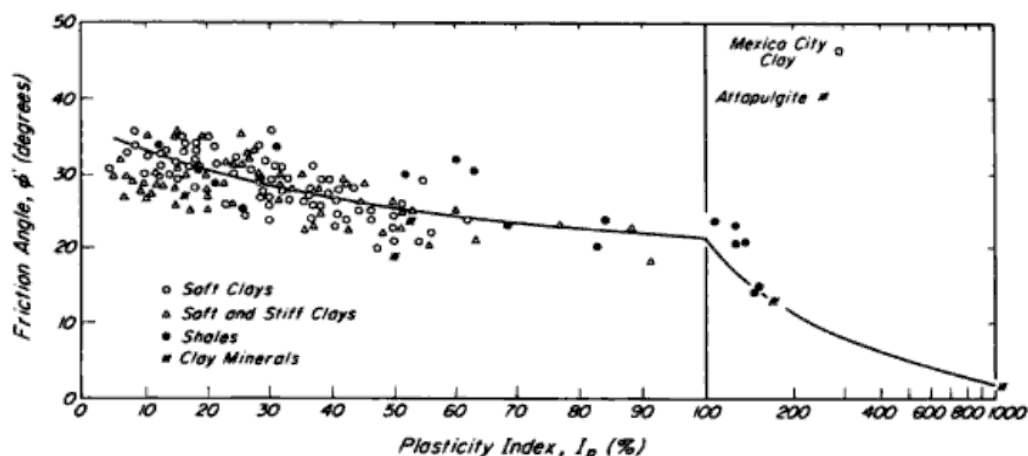


Figura 1.14: Variación de ϕ con IP, en arcillas amasadas (Terzaghi y Peck, 1967)

Arcillas normalmente consolidadas:

En la Figura 1.15 de **Bjerrum y Simons (1960)** se puede ajustar ϕ en el rango $IP < 50$:

$$\phi = 35,5^\circ - 0,200 \cdot IP \quad (\text{valores similares a los de Terzaghi y Peck, 1967})$$

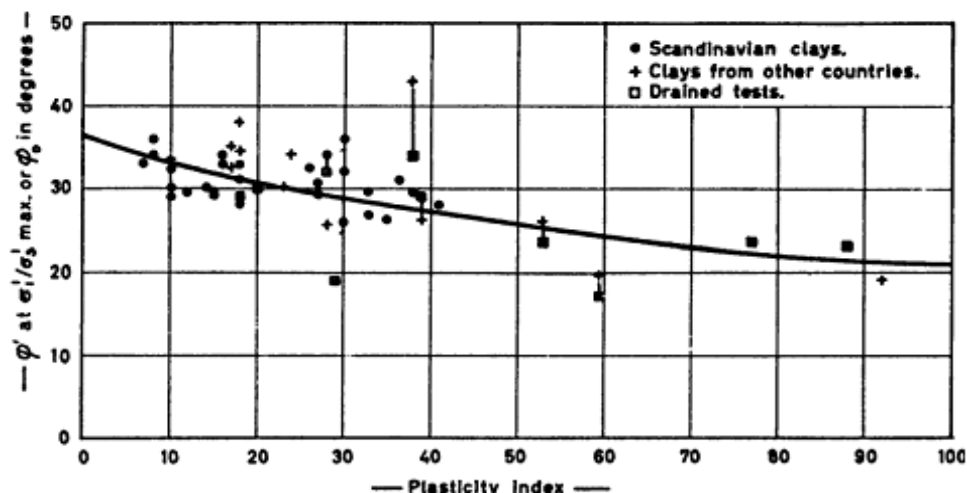


Figura 1.15: Variación de ϕ_p (pico) con IP, en arcillas NC (Bjerrum y Simons, 1960)

En suelos españoles, **Jiménez Salas y Justo (1975)** proponen:

$$\phi = 34,9^\circ - 0,338 \cdot IP \quad (\text{mayor influencia de IP que en las expresiones anteriores})$$

1.3.7.- Índice de compresión

En arcillas normalmente consolidadas (NC) resulta muy útil estimar el índice de compresión (C_c) a partir de parámetros más simples de identificación y estado, sobre todo porque se pueden ir adelantando estimaciones de los asentamientos por consolidación primaria antes de disponer de los resultados de los ensayos de laboratorio de compresibilidad edométrica.

a) Relación lineal entre el índice de compresión (C_c) y el índice de plasticidad (IP)

En un suelo saturado, todo el volumen de huecos está relleno de agua: $V_h = V_w$

Índice de poros: $e = V_h/V_s = V_w/V_s = (W_w/\gamma_w)/(\gamma_s/\gamma_s) = w \cdot (\gamma_s/\gamma_w)$

- Índice de poros con la humedad del límite líquido: $e_{LL} = (LL/100) \cdot (\gamma_s/\gamma_w)$
- Índice de poros con la humedad del límite plástico: $e_{LP} = (LP/100) \cdot (\gamma_s/\gamma_w)$

Variación del índice de poros entre la humedad del límite líquido y la humedad del límite plástico (en el rango plástico del suelo):

$$\Delta e_{IP} = e_{LL} - e_{LP} = (LL-LP)/100 \cdot (\gamma_s/\gamma_w) = (IP/100) \cdot (\gamma_s/\gamma_w) \quad (1.26)$$

Según se ha visto anteriormente, de los estudios realizados por Skempton y Northey (1952) sobre arcillas amasadas (Figura 1.11 del apartado 1.3.5 g) puede deducirse que la resistencia al corte sin drenaje en el límite plástico ($IF=0$) es del orden de 100 veces

superior a la resistencia al corte sin drenaje en el límite líquido (IF=1):

$$c_u(LP) / c_u(LL) \approx 100 \quad (1.27)$$

Por otra parte, la resistencia al corte sin drenaje de una arcilla normalmente consolidada es proporcional a la tensión efectiva vertical (expresión (1.20) del apartado 1.3.5 b):

$$c_u / \sigma'_v = K_{NC} \rightarrow c_u = K_{NC} \cdot \sigma'_v \quad (1.28)$$

Si el suelo se encuentra en un proceso de consolidación, para que se cumplan ambas premisas (1.27) y (1.28) simultáneamente, la tensión efectiva vertical en el límite plástico debe ser también unas 100 veces superior a la tensión efectiva vertical en el límite líquido. Efectivamente sustituyendo (1.27) en (1.28) se tiene:

$$c_u(LP) / c_u(LL) = K_{NC} \cdot \sigma'_{v(LP)} / K_{NC} \cdot \sigma'_{v(LL)} = \sigma'_{v(LP)} / \sigma'_{v(LL)} \approx 100$$

$$\log [\sigma'_{v(LP)} / \sigma'_{v(LL)}] \approx \log 100 = 2 \quad (1.29)$$

Aplicando las expresiones (1.26) y (1.29) en el modelo edométrico, en el escalón de carga entre la humedad del límite líquido y la humedad del límite plástico, se tiene:

$$C_c = \Delta e / \log [\sigma'_{v, \text{final}} / \sigma'_{v, \text{inicial}}] = (IP/100) \cdot (\gamma_s / \gamma_w) / 2$$

La expresión anterior, deducida a partir de los ajustes de Skempton y Norhey (1952) en arcillas amasadas (Figura 1.11), coincide con la propuesta de **Wroth y Wood (1978)**:

$$C_c = (IP/200) \cdot (\gamma_s / \gamma_w) \quad (1.30)$$

Para un peso específico de partículas sólidas $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ se tiene:

$$C_c = 0,0135 \cdot IP \rightarrow C_c = IP/74 \quad (1.31)$$

En la Figura 1.16 se presentan varios estudios que verifican la expresión anterior (1.31).

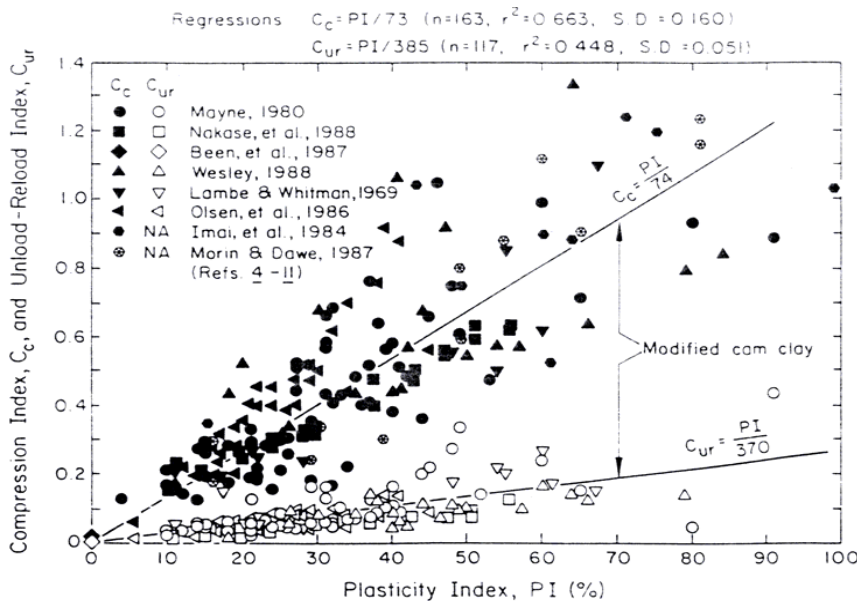


Figura 1.16: Variación de C_c y C_s con IP (en la figura $C_{ur} \equiv C_s$)

b) Relación lineal entre el índice de compresión (C_c) y el límite líquido (LL)

Si se acepta la relación lineal (1.30) entre el índice de compresión (C_c) y el índice de plasticidad (IP), también existirá una relación lineal con el límite líquido (LL).

$$IP = a \cdot (LL - b) \quad (1.16) \quad ; \quad C_c = (IP/200) \cdot (\gamma_s/\gamma_w) \quad (1.30)$$

$$C_c = [a \cdot (LL - b)/200] \cdot (\gamma_s/\gamma_w) = (a/200) \cdot (\gamma_s/\gamma_w) \cdot (LL - b) \rightarrow C_c = c \cdot (LL - b)$$

Se presentan a continuación algunas expresiones utilizadas habitualmente, que toman como referencia la más conocida de Skempton (1944) para arcillas amasadas.

- Arcillas amasadas:

Skempton (1944): $C_c = 0,007 \cdot (LL - 10)$

- Arcillas normalmente consolidadas:

Terzaghi y Peck (1967): $C_c = 0,009 \cdot (LL - 10)$

Jiménez Salas (1975): $C_c = 0,0097 \cdot (LL - 16,4)$ (suelos españoles)

ROM 0.5-05 (2005): $C_c = 0,010 \cdot (LL - 10)$; ($C_c \geq 0,100$)

c) Relación potencial entre el índice de compresión (C_c) y la humedad natural (w)

Un descenso de humedad en los suelos saturados implica un descenso del índice de poros, que no debiera influir en el índice de compresión (simplemente la muestra estará inicialmente más consolidada ($e_0 - \Delta e$, σ'_0)). Sin embargo diversos autores presentan relaciones potenciales del índice de compresión con la humedad inicial:

Helenelund (1951): $C_c = 0,85 \cdot (w/100)^{1,5}$ (Finlandia)

Jiménez Salas (1975): $C_c = 0,99 \cdot (w/100)^{1,315}$ (España)

Puede deberse a que las muestras saturadas con menor humedad y la misma presión efectiva vertical, están realmente sobreconsolidadas y no se detecta " σ'_p ". Si fuera así, en los primeros escalones de carga la reducción del índice de poros efectivamente será menor que en las muestras más húmedas, porque el suelo se comprime por una rama de recarga hasta alcanzar su presión de preconsolidación. Si no se tiene en cuenta este efecto y se estima C_c como si el suelo estuviera normalmente consolidado, se obtiene un valor menor del índice de compresión que en las muestras más húmedas.

1.3.8.- Índice de hinchamiento o entumecimiento

El índice de hinchamiento (C_s) dependerá de los mismos parámetros que el índice de compresión (C_c), pero sobre todo interesa la proporcionalidad entre ambos índices.

a) Constante de proporcionalidad entre el índice de compresión (C_c) y el índice de hinchamiento (C_s)

Jiménez Salas (1975): $C_c / C_s \in (4, 10)$

ROM 0.5-05 (2005): $C_c / C_s \in (5, 10)$

b) Relación lineal entre el índice de hinchamiento (C_s) e índice de plasticidad (IP)

Si C_s es proporcional a C_c , también lo será a IP.

$$C_s = a.C_c = a. (IP/200).(\gamma_s/\gamma_w) = b.IP$$

Para un peso específico de partículas sólidas $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$, diversos autores proponen:

$$C_s = IP/370 \quad (\text{ver Figura 1.19}), \text{ lo que supone aceptar } C_c/C_s = 5$$

1.3.9.- Coeficiente de consolidación

No se han encontrado estudios de correlaciones con otros parámetros.

1.3.10.- Tendencias en el análisis de correlaciones entre parámetros

Se presentan a continuación tres referencias internacionales que muestran la tendencia en los estudios recientes sobre el análisis de correlaciones.

“A Data Base of Geotechnical Properties of Adelaide’s Keswick and Hindmarsh Clays” (Tesis Doctoral de Mark Brian Jaksa; Universidad de Adelaida, 1995).

En su Tesis Doctoral, Jaksa analiza la variación de las propiedades geotécnicas de las arcillas de la ciudad de Adelaida (Australia), en una gran escala espacial. Identifica dos tipos de arcilla, denominadas “Keswick clay” (KC) y “Hindmarsh clay” (HC), duras, fisuradas y de alta plasticidad, bastante parecidas a la “arcilla de Londres”. Mineralógicamente no se diferencian, pero se identifican in situ al estar separadas en profundidad por un nivel arenoso.

Las series de datos proceden de 8 fuentes distintas (varios laboratorios y organismos oficiales) y se registran en una hoja de cálculo Excel, asignando a cada muestra ensayada información complementaria, en concreto las coordenadas en planta del sondeo de procedencia y su profundidad. El banco de datos contiene información de 160 campañas geotécnicas, con 380 sondeos y centenas de ensayos de laboratorio.

En el estudio se analizan también algunas correlaciones entre parámetros geotécnicos, además de sus variaciones con la profundidad.

La información geotécnica se representa en un mapa 2D (Figura 1.17), donde las curvas isométricas representan la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas Keswick (KC) y Hindmarsh (HC).

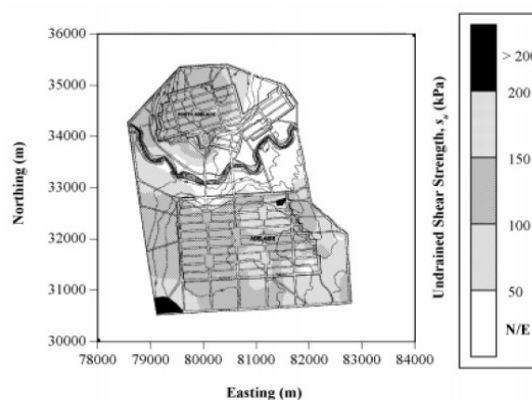


Figura 1.17: Mapa de resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaida)

Humedad (w): las partículas de ambas arcillas tienen un peso específico sólido $\gamma_s=27,5$ kN/m³ y se encuentran saturadas. No se aprecia un cambio de humedad natural con la profundidad.

Peso específico seco (γ_d): se estudia la variación del peso específico seco con la profundidad, sin obtener un resultado concluyente (Figura 1.18).

No se descubre una densificación clara de las arcillas, al menos en las profundidades de estudio (inferiores a 20 metros) aunque aumenta la dispersión hacia los valores más altos de “z”.

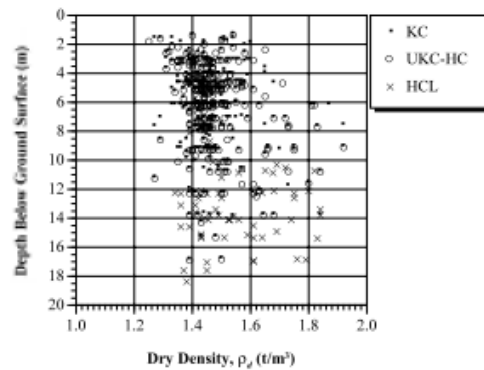


Figura 1.18: Peso específico seco (arcillas de Adelaide)

Resistencia al corte sin drenaje (c_u): se obtienen coeficientes de variación de 0,37 y 0,46, en sendas series de 150 y 229 ensayos respectivamente.

Se comprueba que la resistencia al corte sin drenaje aumenta con la profundidad (Figura 1.19), en un intervalo de una a dos veces la presión vertical total (no se analiza en tensiones efectivas):

$$c_u/\sigma_v \in (1, 2)$$

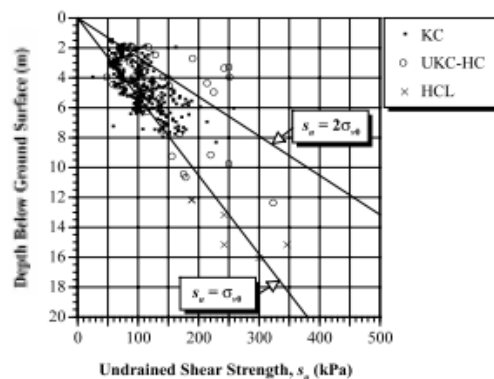


Figura 1.19: Resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaide)

Se analiza también la variación de la resistencia al corte sin drenaje con la humedad (Figura 1.20) y con el peso específico seco (Figura 1.21), en una serie de 286 ensayos. Se concluye que la resistencia al corte decrece con el contenido de humedad y aumenta con el peso específico seco, con una dispersión importante.

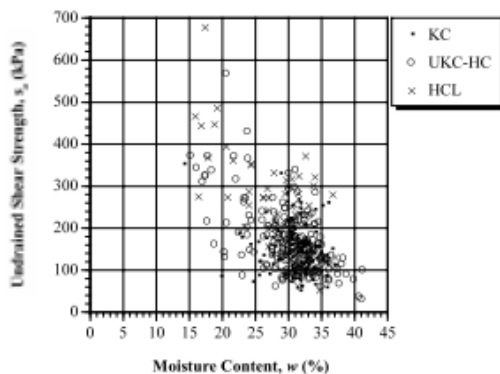


Figura 1.20: Humedad y resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaide)

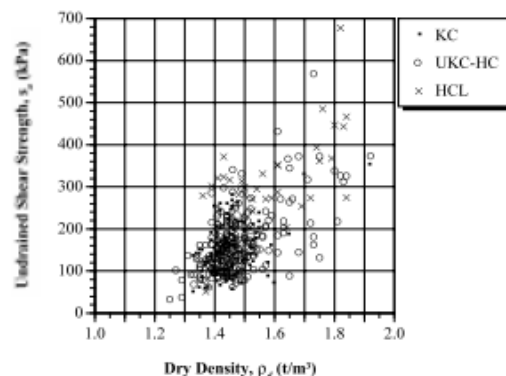


Figura 1.21: Peso específico y resistencia al corte sin drenaje (arcillas de Adelaide)

“The design of a relational database on the geotechnical properties of Northern England Glacial Hill” (Siamak Hashemi, School of Civil Engineering and Geosciences Geotechnical Engineering Group, University of Newcastle. England, 2002).

En su Tesis Doctoral, Siamak Hashemi ha estudiado exhaustivamente los depósitos glaciares del Nordeste de Inglaterra, procesando la información registrada en bancos de datos para estimar parámetros geotécnicos y analizar diversas correlaciones entre ellos.

Llega a la conclusión de que los parámetros de identificación (límites de Atterberg) y estado (humedad natural y peso específico seco) son los más apropiados para clasificar previamente los materiales en unidades geotécnicas homogéneas.

El estudio confirma que si una unidad geotécnica está correctamente identificada, al representar en la Carta de Casagrande su límite líquido y su índice de plasticidad (Figura 1.22), **los resultados de la identificación se disponen aproximadamente en una “línea T”, paralela a la “línea A” de Casagrande** (pendiente 0,73), tal y como habían propuesto autores como Boulton y Paul (1976).

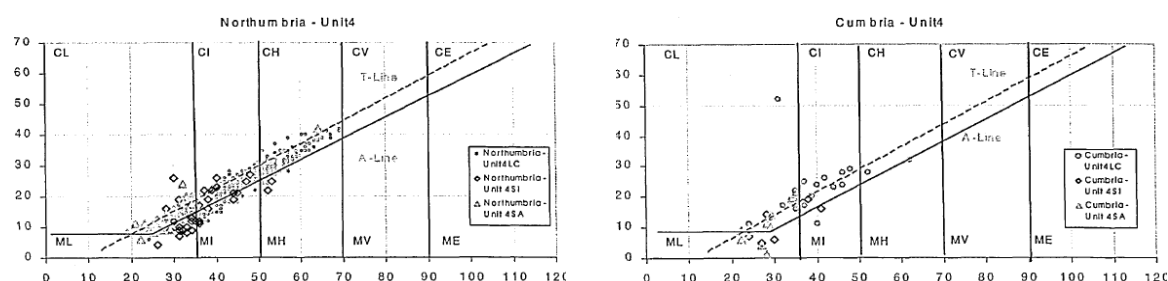


Figura 1.22: Índice de plasticidad y límite líquido (arcillas glaciares del NE de Inglaterra)

Límite líquido (LL): varios autores, como Davidson et al. (1952), Skempton (1953), Hamilton (1966), Kazi y Knill (1969), Thabet (1973), han investigado la relación lineal creciente entre el límite líquido y la fracción arcillosa del suelo. Hashemi presenta en la Figura 1.23 una relación lineal entre el límite líquido (LL) y la actividad de la arcilla ($LL = a + b.A$).

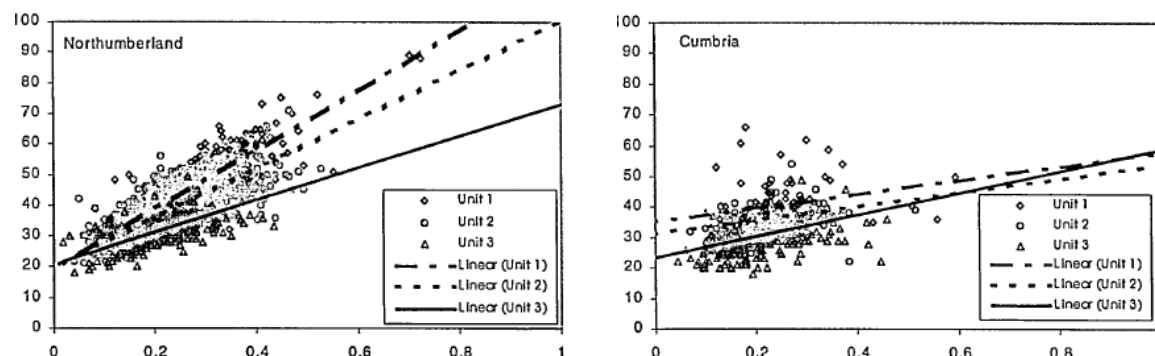


Figura 1.23: Límite líquido y actividad (arcillas glaciares del NE de Inglaterra)

Resistencia al corte sin drenaje (c_u): Hashemi confirma las correlaciones decrecientes propuestas por Schofield y Wroth (1968) (apartado 1.3.5 e) entre el logaritmo de la resistencia al corte sin drenaje y la humedad (Figura 1.24).

Lo mismo ocurre en la correlación con el logaritmo del peso específico seco, pero en este caso con una tendencia creciente.

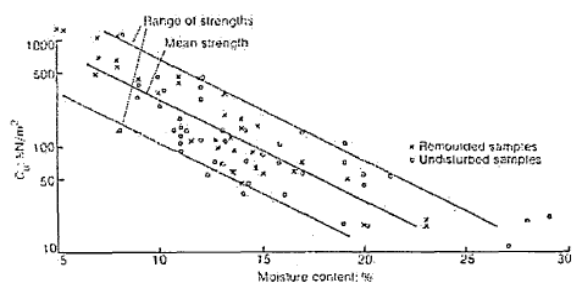


Figura 1.24: Resistencia al corte sin drenaje y humedad (arcillas glaciares del NE de Inglaterra)

Ángulo de rozamiento interno (ϕ): Hashemi comprueba la reducción del ángulo de rozamiento interno con el aumento del índice de plasticidad.

Índice de compresión (C_c): aunque Hashemi confirma que el índice de compresión aumenta con el límite líquido, no obtiene correlaciones fiables.

“Características geológico-geotécnicas del relleno holoceno de la Ría de Huelva” (E. García Navarro, M.A. Camacho y J.A. Morales; Universidad de Huelva, 2009).

En este estudio sus autores analizan los riesgos que presentan las cimentaciones en los materiales estuarinos de la desembocadura de los ríos Tinto y Odiel (Huelva, España), compuestos por arcillas de plasticidad media y consistencia blanda (relleno holoceno).

Subdividen la capa geotécnica en cuatro “cuerpos sedimentarios” denominados “unidades” (unidad fangosa superior, unidad arenosa intermedia, unidad fangosa inferior y unidad conglomerática basal). Representan la “columna litológica tipo” de la zona y aplican la estadística para obtener los valores medios de los parámetros geotécnicos, su desviación típica y los máximos y mínimos. Finalmente obtienen algunas correlaciones entre parámetros. Concretamente analizan la correlación lineal entre los índices de compresión e hinchamiento (Figura 1.25), y la correlación lineal entre el índice de compresión y el límite líquido (Figura 1.26):

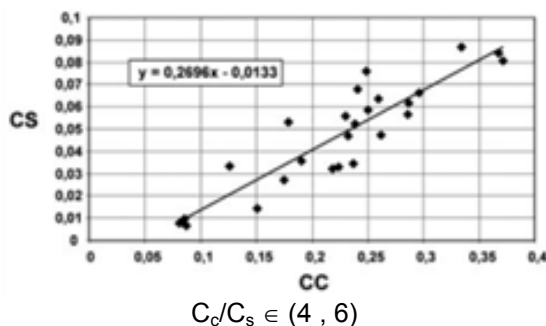


Figura 1.25: Índices de compresión e hinchamiento (arcillas de la Ría de Huelva)

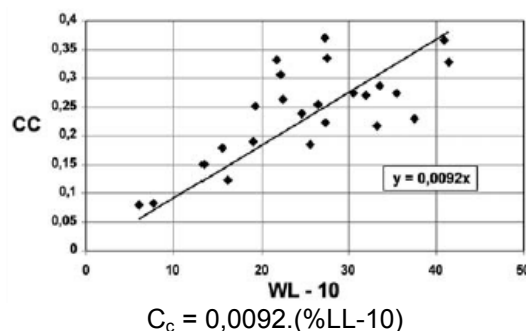


Figura 1.26: Índice de compresión y límite líquido (arcillas de la Ría de Huelva)

1.4.- SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

Existe una tendencia en la gestión de información geotécnica hacia la generación de modelos 3D del terreno. En todos los modelos revisados se utilizan las coordenadas (X,Y) para la representación en planta de las muestras de suelo, mientras que la tercera coordenada “Z” se suele utilizar para indicar el valor de un parámetro, la cota del techo de una capa estratigráfica, o su espesor. A partir de las tres coordenadas de datos (X_i , Y_i , Z_i) se genera un modelo tridimensional para estimar las coordenadas (X_i+dx , Y_i+dy , Z_i+dz) del “punto vecino” suficientemente próximo.

Ya se ha presentado el estudio de la humedad natural de los suelos de la ciudad de Bogotá (Colombia), utilizando un modelo tridimensional que emplaza las muestras mediante sus coordenadas geográficas (X,Y) y utiliza la coordenada “Z” para representar la humedad natural en cada nivel de profundidad (apartado 1.2.4). En el estudio de las propiedades geotécnicas de las arcillas de Adelaida (Australia), la coordenada “Z” se utilizaba para representar su resistencia al corte sin drenaje (apartado 1.3.10).

A continuación se presentan tres ejemplos de *sistemas de información geotécnica*, que muestran las tendencias actuales en este campo de investigación.

“The Development of Geotechnical Database of Bangkok Subsoil Using GRASS-GIS” (Panoot Suwanwiwattana, Korchoke Chantawarangul, Warakorn Mairaing, Pakorn Apaphant; Universidad de Kasetsart, Bangkok. Thailandia, 2001).

Este trabajo fue presentado en la 22ª Conferencia Asiática de Teledetección celebrada en Singapur (2001).

Sus autores proponen un sistema de información geográfica (SIG) para la gestión de 20.000 sondeos geotécnicos ejecutados en el área de Bangkok.

Desde el punto de vista geotécnico, Bangkok se sitúa en un delta con sedimentos cuaternarios de gran espesor, clasificados en tres niveles estratigráficos (tierra vegetal, arcilla blanda de alta compresibilidad y arcilla dura o arena).

Mediante un software comercial (GRASS-GIS) se gestiona el banco de datos con los parámetros geotécnicos de los suelos y se genera un modelo 3D para visualizar la disposición de los sedimentos.

- Banco de datos: contiene información general de los sondeos (número de sondeo, emplazamiento, campaña de reconocimiento, empresa que realizó el trabajo) y de las muestras de suelo (profundidad, prueba SPT y ensayos de laboratorio).
- Modelo 3D: interpola la profundidad del techo y del muro de los tres niveles de sedimentos a partir de las columnas estratigráficas de sondeo. Una vez generado el modelo, el SIG permite obtener un perfil que contenga varios sondeos reales, o la columna estratigráfica de un “sondeo ficticio” ubicado por el usuario sobre el modelo.

“Use of existing geotechnical data in urban environments” (I. Vähäaho; Ciudad de Helsinki. Finlandia, 2007).

En la 14ª Conferencia Europea de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, celebrada en Madrid (España, 2007), se presentó el sistema de información geotécnica de la ciudad de Helsinki (Finlandia). Sin duda es un excelente ejemplo de valor añadido de los datos geotécnicos en entornos urbanos (se puede consultar en la página web <http://ptp.hel.fi/soili>).

Lo más sorprendente del banco de datos, además de su enorme tamaño (más de 200.000 sondeos georreferenciados), es la fecha de inicio de recogida de información (1955), lo que constata su éxito porque después de 50 años mantiene su vigencia.

En el mapa geotécnico se visualiza cada punto de sondeo, lo que permite identificar claramente las zonas con mayor densidad de información geotécnica (Figura 1.27).

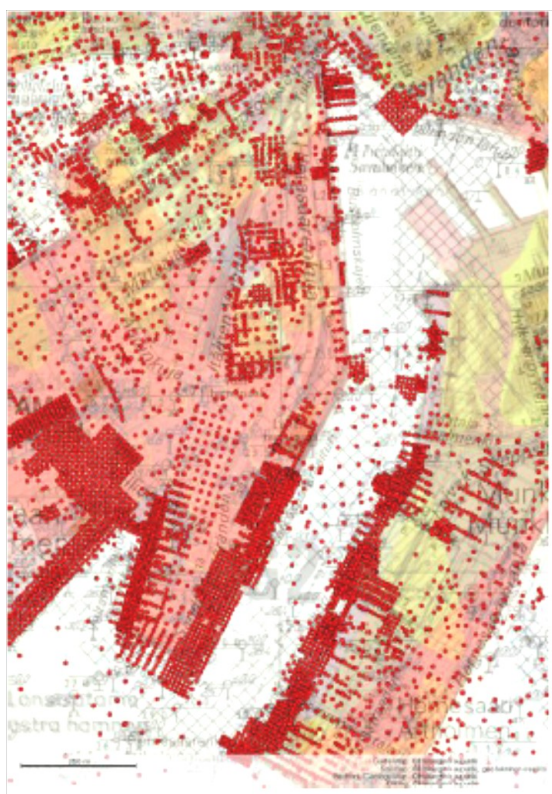


Figura 1.27: Sistema de Información Geotécnica de la ciudad de Helsinki

El proceso de alimentación del banco de datos es muy ingenioso. Cada empresa que solicita una licencia de obra en la ciudad, se compromete a aportar al Ayuntamiento la investigación geotécnica que realice. No obstante, el Municipio no se hace responsable de la veracidad de la información que pone a disposición pública. Deben ser los propios usuarios quienes contrasten su fiabilidad.

El sistema también ofrece al ciudadano información útil sobre servicios de tipo social, educativo, sanitario, ambiental, etc.

El SIG de Helsinki es un claro ejemplo de registro y conservación de la investigación geotécnica, aprovechando las tecnologías de la información y comunicación, para ponerla a disposición de futuros usuarios.

“Advances in geotechnical characterization of Mexico City basin subsoil” (G. Auvinet, E. Méndez y M. Juárez; Universidad Nacional Autónoma de México, 2009).

Este trabajo fue presentado en la 17ª Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, celebrada en Alejandría (Egipto, 2009).

A partir de 7.000 sondeos de la Ciudad de México, se construyó un modelo 3D con tecnología SIG (ARCMAP versión 9.2).

Se utilizaron métodos estadísticos, tanto para estimar un parámetro geotécnico como el espesor de un estrato.

Se estudió la zona lacustre de la Ciudad de México, considerando el contenido de humedad como el principal indicador para identificar los tipos de suelo, de manera similar a como se hizo en la ciudad de Bogotá para valorar el riesgo de asentamiento de obras civiles.

1.5.- ATLAS GEOTÉCNICOS

Se reseñan en este apartado dos referencias españolas, pioneras en la presentación en un "Atlas" de la información geológico-geotécnica disponible en una zona geográfica.

“Atlas del Medio Físico de la ciudad de Burgos y su marco provincial” (Instituto Tecnológico Geo-Minero de España, 1988).

Este Atlas es un claro ejemplo de cómo la información geológico-geotécnica facilita la planificación de áreas concretas de desarrollo urbano.

Se utilizan escalas de detalle (1:25.000), en las que se abordan aspectos tales como la **caracterización de las formaciones geológicas** y su **incidencia en aspectos constructivos** de cimentaciones y obras de tierra (presiones admisibles y asientos asociados, tipologías de cimentación, facilidad de excavación de taludes, empujes sobre estructuras de contención, aptitud como materiales de préstamo para rellenos, etc.).

En el Atlas se analizan también **riesgos naturales** (sismicidad, inundaciones por avenidas, movimientos de ladera, erosión superficial) y se recomiendan los estudios complementarios que deben realizarse en obras puntuales.

Para la caracterización de las formaciones geológicas se realizaron sondeos con extracción continua de testigo, penetrómetros dinámicos Borros, calicatas y ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas. De esta forma se presentaron, en cada formación geológica, sus parámetros geotécnicos en forma de intervalos probables.

Atlas Geotécnicos de Puertos de Interés General del Estado (Organismo Público Puertos del Estado, 1997).

Con el apoyo técnico del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), el Organismo Público Puertos del Estado (OPPE) ha elaborado los Atlas Geotécnicos de los Puertos de Algeciras, Sevilla, Barcelona, Valencia y Bilbao.

A nivel metodológico, los Atlas Geotécnicos de los Puertos de Interés General del Estado comienzan con una presentación del **marco geológico** y la **columna litológica tipo** en la zona de servicio del puerto.

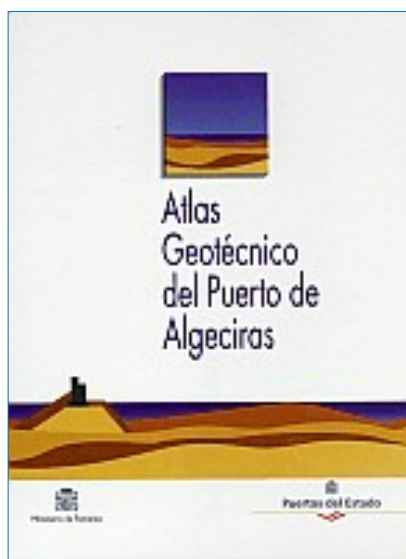


Figura 1.28: Atlas Geotécnicos en Puertos de Interés General del Estado

Una vez desarrollada la caracterización geológica de la estratigrafía, se establece una sucesión, de techo a base, de **“unidades geotécnicas”** diferenciadas, a las que se asignan los parámetros geotécnicos, con sus valores mínimo, máximo y medio.

El principal objetivo del banco de datos es la **generación de un modelo 3D de la estratigrafía del terreno** a partir de los sondeos disponibles.

Una vez generado el modelo, se gestiona gráficamente, permitiendo diversos cortes verticales y horizontales a distancias y profundidades determinadas.

También permite obtener un plano topográfico, en el que se refleja la cota del techo de las distintas unidades geotécnicas.

Como en otras aplicaciones SIG que generan un modelo 3D del subsuelo, se puede obtener la **columna estratigráfica de un “sondeo ficticio” sobre cualquier punto del modelo**, aunque este tipo de estimaciones se consideran arriesgadas cuando la zona está muy tectonizada. Se ofrece una gestión estadística de los datos disponibles, aunque el volumen de información de partida no siempre es suficientemente extenso.

1.6.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Como se ha indicado en la introducción, este capítulo no pretende ofrecer una recopilación exhaustiva de estudios publicados en los que se estiman parámetros geotécnicos de suelos y sus correlaciones matemáticas. Se ha tratado simplemente de presentar una muestra suficientemente representativa de las tendencias actuales en el enfoque estadístico de la estimación de parámetros, las dificultades habituales de esta técnica, la estructura de los bancos de datos contruidos por diversos autores internacionales, las distintas formas de presentar los resultados con sistemas de información geográfica (mapas y modelos 3D) y las expresiones habitualmente utilizadas en cuanto a correlaciones fiables entre parámetros geotécnicos.

Las conclusiones deducibles del estado del conocimiento son las siguientes:

1. La cantidad de ensayos de campo y laboratorio en las campañas geotécnicas suele ser insuficiente, lo que supone un serio inconveniente para la estimación estadística de los parámetros geotécnicos. Ante esta dificultad, se confía mucho más en la experiencia del especialista geotécnico para estimar los valores característicos que en cualquier otro tipo de metodología.
2. Los bancos de datos geotécnicos son escasos, y los que existen no son homogéneos

en cuanto a estructura y tipo de información registrada. Además, la gran mayoría de ellos no son de libre acceso.

3. Los bancos de datos suelen contener información general sobre las campañas geotécnicas (empresa y fecha en la que se realizaron los trabajos), información sobre el emplazamiento de las muestras (coordenadas geográficas de los sondeos de procedencia de las muestras y su profundidad) y por supuesto los resultados de ensayo.
4. Cuando se dispone de un banco de datos de tamaño suficiente para aplicar métodos estadísticos, se suele calcular la media aritmética y se analiza la dispersión de los datos, bien a través de la desviación típica o del coeficiente de variación. Esta es una constante en todos los análisis estadísticos, lo que permite obtener una referencia interesante de la dispersión de los datos en función del tipo de suelo, para cada parámetro analizado.
5. Se utilizan sistemas de información geográfica (SIG) para la representación de los resultados en modelos 3D. Las coordenadas (X,Y) de los datos disponibles son geográficas pero la tercera coordenada (Z) se utiliza para representar información muy diversa: cota de un nivel estratigráfico, espesor de una capa de suelo, o el valor de un parámetro geotécnico (por ejemplo la humedad natural, o la resistencia al corte sin drenaje de una arcilla).
6. Es habitual aprovechar la generación de modelos 3D de la litología del terreno, obtenida a partir de columnas estratigráficas de sondeos, para realizar secciones verticales y horizontales en el modelo, e incluso “sondeos ficticios” sobre el propio modelo.
7. Son relativamente frecuentes las tesis doctorales en las que se estudian minuciosamente suelos concretos, de una región geográfica también concreta, con un enfoque estadístico. Habitualmente se utilizan hojas de cálculo Excel para el tratamiento de los datos.
8. En algunos estudios se constata la preocupación por los riesgos geotécnicos en las obras, asociados sobre todo a zonas sísmicas con suelos de alto contenido de humedad.
9. En cuanto a las correlaciones paramétricas, son habituales los estudios de la variación del parámetro geotécnico con la profundidad. También la posible correlación entre la resistencia al corte sin drenaje y los parámetros de estado (humedad y peso específico seco). En estudios de mayor detalle, se analiza la influencia del índice de plasticidad en el ángulo de rozamiento interno, y de la humedad, límite líquido e índice de plasticidad en el índice de compresión del modelo edométrico.
10. Se verifica la mínima dispersión en los parámetros geotécnicos de estado (peso específico seco y humedad) y en el ángulo de rozamiento interno. La mayor

dispersión corresponde a los parámetros de resistencia al corte sin drenaje y en el índice N_{SPT} de la prueba de penetración estándar.

11. En estudios más recientes sobre el comportamiento de suelos concretos se constata mayor dispersión en los parámetros que en los estudios realizados antes de los años 90 del pasado siglo. La explicación tiene bastante que ver con el estado de las muestras (en épocas pasadas se realizaban muchos estudios en laboratorio sobre muestras amasadas y ahora se analizan sobre todo las series de ensayos sobre muestras inalteradas de sondeo).
12. Algunos Atlas geológico-geotécnicos, además de la caracterización paramétrica de las propiedades de los suelos, presentan información práctica relacionada con técnicas constructivas y riesgos en las obras.
13. No es habitual analizar ajustes de los parámetros geotécnicos con funciones de distribución de probabilidad, ni estudiar la fiabilidad del valor medio estimado en función del coeficiente de variación y del tamaño de la muestra, a pesar de la gran importancia que tendrá en la probabilidad de fallo geotécnico. Merece una mención especial el estudio realizado por Carrie Cheung y Albert T. Yeung en las arcillas marinas de Hong Kong (2009), en el que se obtienen conclusiones en perfecta sintonía con los resultados del estudio de los suelos de la Bahía de Santander.

Capítulo 2

SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA

Capítulo 2.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA

2.1.- INTRODUCCIÓN

La estimación de los parámetros geotécnicos de los suelos de la Bahía de Santander, y de sus correlaciones más fiables, es el resultado del **diseño, construcción y gestión de un banco de datos, suficientemente extenso y actualizable.**

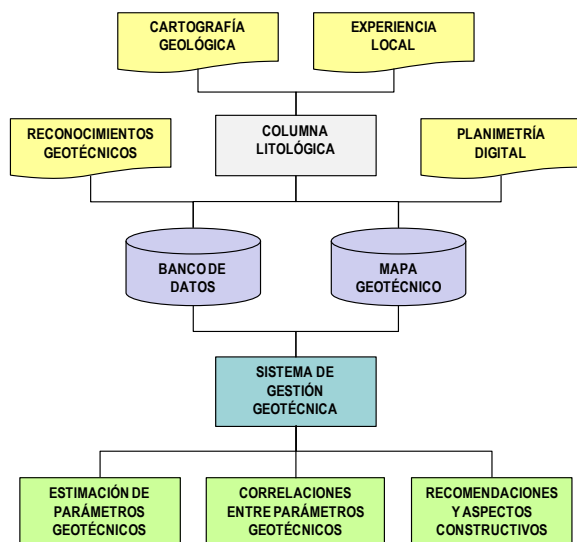


Figura 2.1: Metodología de trabajo del Sistema de Gestión Geotécnica de la Bahía de Santander

La **metodología de trabajo** (Figura 2.1) consta de 6 fases secuenciales, que se describen en este capítulo:

1. **Información previa:** cartografía geológica, experiencia local, planimetría digital y reconocimientos geotécnicos
2. **Columna litológica**
3. **Mapa geotécnico**
4. **Banco de datos:** registro de campañas y consultas (Access)
5. **Sistema de Gestión Geotécnica**
6. **Resultados:** estimación de parámetros geotécnicos, correlaciones entre parámetros, recomendaciones y aspectos constructivos.

2.2.- INFORMACIÓN PREVIA

La labor de investigación del terreno comenzó con la delimitación geográfica del área de estudio (Bahía de Santander) y la recopilación de información geológica y geotécnica en la zona.

Cartografía geológica: mapas geológicos (ITGE), estudios previos de carreteras y monografías de formaciones geológicas.

Experiencia local: procedimientos constructivos con resultado satisfactorio sobre cada tipo de material, e informes periciales de especialistas sobre fallos geotécnicos.

Planimetría digital: cartografía detallada (E 1:10.000), con coordenadas UTM.

Reconocimientos geotécnicos: informes de calidad contrastada en cuanto a técnicas de reconocimiento, descripción de columnas estratigráficas de sondeos y precisión de su emplazamiento.

2.3.- COLUMNA LITOLÓGICA

Comienza el estudio del subsuelo con un análisis del **marco geológico de la zona**. Es la mejor manera de descubrir los aspectos geológicos fundamentales (estratigrafía, tectónica y morfología) y la génesis de los materiales sedimentarios (facies de las formaciones geológicas).

Los mapas geológicos y hojas del ITGE clasifican los afloramientos de materiales en **formaciones geológicas**, representativas de las distintas facies presentes en la zona (Figura 2.2). El análisis de las formaciones regionales aporta muchísimos datos sobre la litología y condiciones del medio natural en que se formaron los materiales. Se descubren minerales y estructuras característicos de algunas formaciones, que permiten identificarlas fácilmente en la testificación de los sondeos (por ejemplo, el Complejo Supraurgoniano de Santander se identifica fácilmente por la presencia de pequeños cristales de mica, la Facies Keuper se caracteriza por las abundantes partículas de yeso entre las arcillas plásticas, etc.).

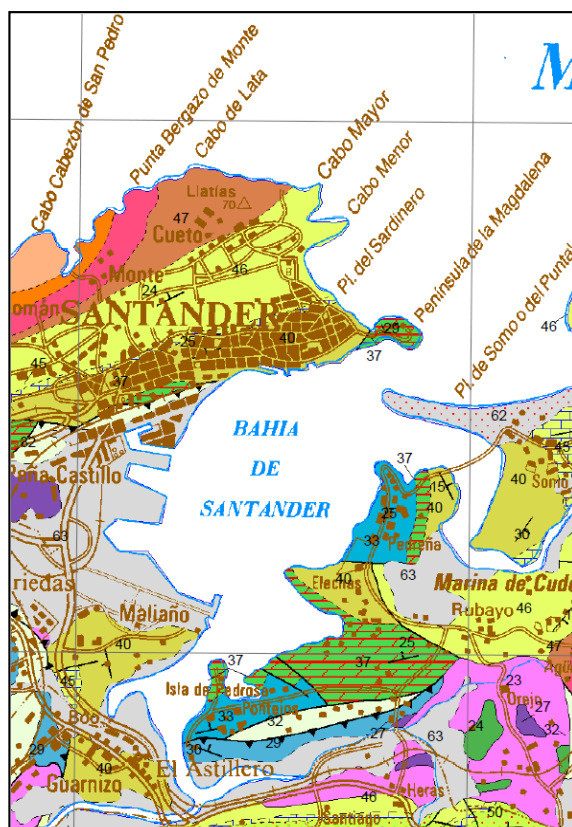


Figura 2.2: Mapa Geológico de la Bahía de Santander (fuente: Mapa Geológico-Minero de Cantabria, Escala 1:10.000, ITGE-1990)

[illegible]

Figura 2.3: Vinculación entre formaciones geológicas y capas geotécnicas en la Bahía de Santander (fuente propia)

En el **Apéndice A** se presenta el resumen detallado del marco geológico de la Bahía de Santander, precedido de un glosario de términos geológicos que facilita su lectura.

Para estudiar las propiedades del terreno, en primer lugar **se agrupan aquellas**

formaciones geológicas contiguas en el tiempo, que presentan materiales “similares” debido a un origen común. A estos nuevos niveles estratigráficos se les denomina **capas geotécnicas**.

La clasificación del subsuelo en capas se realiza con criterios elementales de identificación (naturaleza, color, olor, granulometría, plasticidad y consistencia), prestando especial atención a las características del medio natural en que se formaron los depósitos. Cada cambio de capa suele responder a una modificación del ambiente sedimentario, o a un “evento geológico” importante (orogenia, transgresión, etc.). En los contactos entre capas se produce un cambio litológico, a veces difuso cuando la evolución del medio fue gradual.

Cada una de las capas geotécnicas así definidas se descompone a su vez en **grupos litológicos**, suficientemente homogéneos, a los que se denomina **unidades geotécnicas (UG)**. Este desglose es obligado por la variedad de materiales de distinta naturaleza (suelos, rocas, gravas) que pueden aparecer como constituyentes de la misma capa, y que lógicamente tendrán un tratamiento geotécnico diferenciado para evitar dispersiones excesivas a la hora de estimar sus parámetros de comportamiento.

La definición de capas y unidades geotécnicas permite la clasificación elemental y precisa de los materiales del subsuelo en la denominada “**columna litológica**” de la zona (Figura 2.3).

Este proceso de clasificación del terreno, hasta llegar a definir unidades geotécnicas, es esencial para clasificar los niveles estratigráficos y muestras de los sondeos en un banco de datos alfanumérico. Como se ha indicado, cuanto más precisa y acertada sea la definición de las unidades geotécnicas, menor será la dispersión de los resultados de ensayo a causa de la heterogeneidad del material, reduciendo notablemente el tamaño de muestra necesario para garantizar una determinada fiabilidad en la estimación de los parámetros geotécnicos.

En el Apéndice C se presenta la descripción pormenorizada de las capas y unidades geotécnicas que componen la columna litológica de la Bahía de Santander, profundizando en su caracterización geotécnica, riesgos de fallo y aspectos constructivos que deben tenerse en cuenta en cada tipo de terreno, aprovechando la experiencia local.

2.4.- MAPA GEOTÉCNICO

Sobre una cartografía digital con coordenadas UTM y altimetría, se construye el primer mapa de afloramientos, denominado **mapa geotécnico**, (Figura 2.4), digitalizando sobre él las formaciones geológicas del *Mapa Geológico-Minero de Cantabria (ITGE 1991)*.

Se utiliza una escala 1:10.000 para precisar los contactos entre capas y el emplazamiento geográfico de los sondeos disponibles en el banco de datos (Figura 2.5).

La representación sobre el mapa de los puntos de sondeo permite obtener las coordenadas (X,Y) de su emplazamiento, y la cota Z de la boca de sondeo.

Se agrupan las formaciones geológicas según las **capas geotécnicas** propuestas en la columna litológica de la zona (Figura 2.3).

El mapa geotécnico será una herramienta fundamental para la interpretación litológica de los sondeos. La exactitud de la representación de las capas geotécnicas en el mapa se contrasta con las columnas de los sondeos ejecutados sobre ellas. Esta comprobación no es fácil, sobre todo cuando se topa con descripciones ambiguas en la testificación de los sondeos, demasiado simples y sin detalles mineralógicos, que no siempre confirman la pertenencia del nivel estratigráfico de un sondeo a la capa geotécnica supuesta inicialmente. Este es el momento de corregir el mapa de afloramientos (mapa geotécnico), o plantear una duda razonable en aquellos reconocimientos que denotan escasa calidad en las descripciones y emplazamientos de los sondeos, o simplemente se presumen poco fiables.

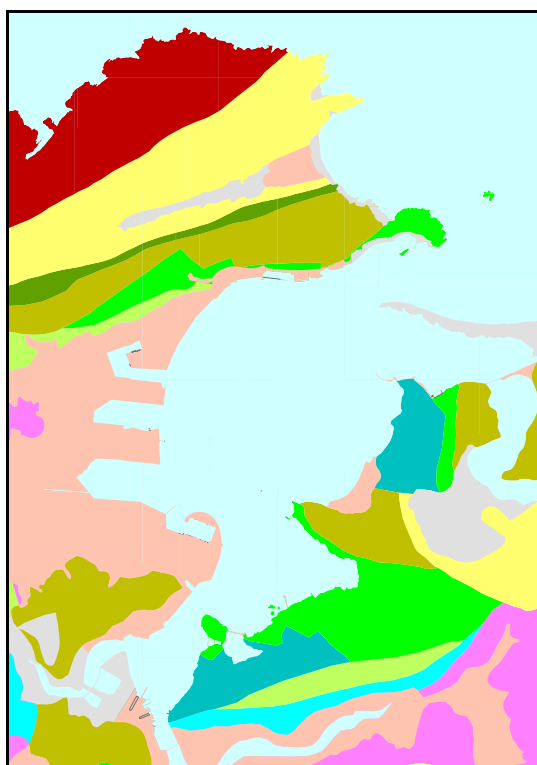


Figura 2.4: Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander (fuente propia)

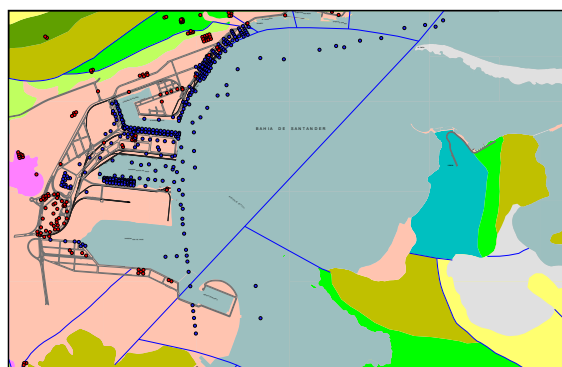


Figura 2.5: Emplazamiento de sondeos y fallas sobre el Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander

La localización de los sondeos sobre el mapa geotécnico (Figura 2.5) y el análisis “in situ” de los afloramientos de materiales, permite afinar en planta la posición de los contactos entre capas, siendo estos tanto más precisos cuanto mayor sea la densidad del reconocimiento disponible en las cercanías de las fronteras entre capas.

Una vez establecida en la columna litológica la **relación entre las formaciones geológicas y las capas geotécnicas** (Figura 2.3), puede mejorarse la calidad del mapa geotécnico (Figura 2.4) a medida que se actualiza la cartografía geológica. Para ello, no solo son indispensables los estudios de detalle realizados por geólogos especializados en estratigrafía, tectónica y paleontología, sino que seguramente requerirá una mayor intensidad de la investigación geotécnica.

Una cartografía geotécnica adecuada debería disponer de una malla de puntos de reconocimiento con separaciones máximas del orden de 100 metros, lo que supone 1

punto cada 10.000 m² <> **100 puntos/Km²**. En el caso concreto de la Bahía de Santander se han rescatado 767 sondeos sobre una superficie de 90 Km². La densidad media obtenida es de 8,5 puntos/Km², demasiado baja en principio. Sin embargo, en algunas zonas como la portuaria se dispone de suficiente información para garantizar la calidad del mapa geotécnico (densidad media de 132 puntos/Km² en la zona de servicio del puerto).

Para que el usuario pueda discriminar las zonas suficientemente reconocidas de aquellas otras con baja densidad de investigación, es muy útil mantener visibles sobre el mapa geotécnico las nubes de puntos de sondeo, a semejanza del Sistema de Información Geotécnica de la ciudad de Helsinki (apartado 1.4 del Capítulo 1). Además, mediante un sistema de información geográfica resulta muy cómodo obtener con un “doble clic” sobre el punto de sondeo su columna estratigráfica y los resultados de ensayo sobre las muestras del terreno.

En el **Apéndice B** se presenta el Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander, descompuesto en hojas de mayor detalle que permiten identificar en la cartografía geotécnica las edificaciones, las calles y viales, así como el emplazamiento de los sondeos disponibles en el banco de datos.

2.5.- BANCO DE DATOS

Esta etapa de trabajo habrá comenzado realmente con la recopilación de informes geotécnicos en el ámbito geográfico de estudio. La mayor parte de ellos fueron realizados por el autor de esta Tesis durante sus cinco años de trabajo al frente del laboratorio de ICINSA. Otra parte importante de la información procede del Archivo de la Autoridad Portuaria de Santander, también recopilada personalmente por el autor durante otros 5 años de trabajo en la División de Proyectos de la Autoridad Portuaria.



Figura 2.6: Sonda de ICINSA montada sobre flotadores (Puerto de Santander)



Figura 2.7: Ejecución de sondeos por ICINSA en la Bahía de Santander

Tras la búsqueda, depuración e interpretación de los reconocimientos geotécnicos, **se ha asociado a cada nivel estratigráfico de sondeo una de las unidades geotécnicas definidas en la columna litológica**. Este proceso es fundamental para **unificar la**

información de columnas estratigráficas de sondeos de distintas campañas geotécnicas. De esta forma se supera el inconveniente que supone, en la gestión del banco de datos, la coexistencia de descripciones de diferente estilo sobre el mismo material. El procedimiento consiste en introducir los niveles estratigráficos de los sondeos en los registros de una tabla Access, tal y como fueron descritos originalmente por sus autores, añadiendo un nuevo campo con una **“etiqueta” o código alfanumérico que les vincula a una de las unidades geotécnicas** definidas en la columna litológica.

Esta práctica requiere mucha atención en la interpretación y registro de las descripciones litológicas de los sondeos. Este esfuerzo se considera indispensable porque la calidad final del banco de datos dependerá en gran medida del rigor empleado en esta fase.

Al **respetar la descripción original de los niveles estratigráficos de los sondeos**, se garantiza la posibilidad de realizar futuras revisiones e interpretaciones en la asignación de unidades geotécnicas. Por tanto no se debe perder, bajo ningún concepto, la información original.

A continuación se describe la estructura del banco de datos diseñado en Access (Microsoft Office), para la entrada de datos y su registro en diferentes tablas vinculadas, que permiten no solo la presentación de la información disponible en la zona, sino la gestión de los parámetros geotécnicos y la representación gráfica de sus histogramas y correlaciones.

2.5.1.- Entrada de datos



Figura 2.8: Menú general del “Sistema de Gestión Geotécnica”

Para facilitar la gestión del banco de datos, la información geológico-geotécnica se registra en cinco tablas, distribuidas en tres grandes bloques de información:

CAMPAÑA GEOTÉCNICA

(2 tablas: Registro de campaña y Registro de sondeo)

SONDEO GEOTÉCNICO

(2 tablas: Capas de sondeo y Muestras de sondeo)

COLUMNA LITOLÓGICA

(1 tabla: Columna litológica)

En la Figura 2.9 se presentan los campos de cada tabla de registro de datos, y las correspondencias establecidas entre ellas mediante los tres vínculos siguientes:

- Código de la Campaña
- Número del sondeo (S) asignado en el Atlas Geotécnico
- Código alfanumérico de la Unidad Geotécnica (UG) asignada al nivel estratigráfico del sondeo

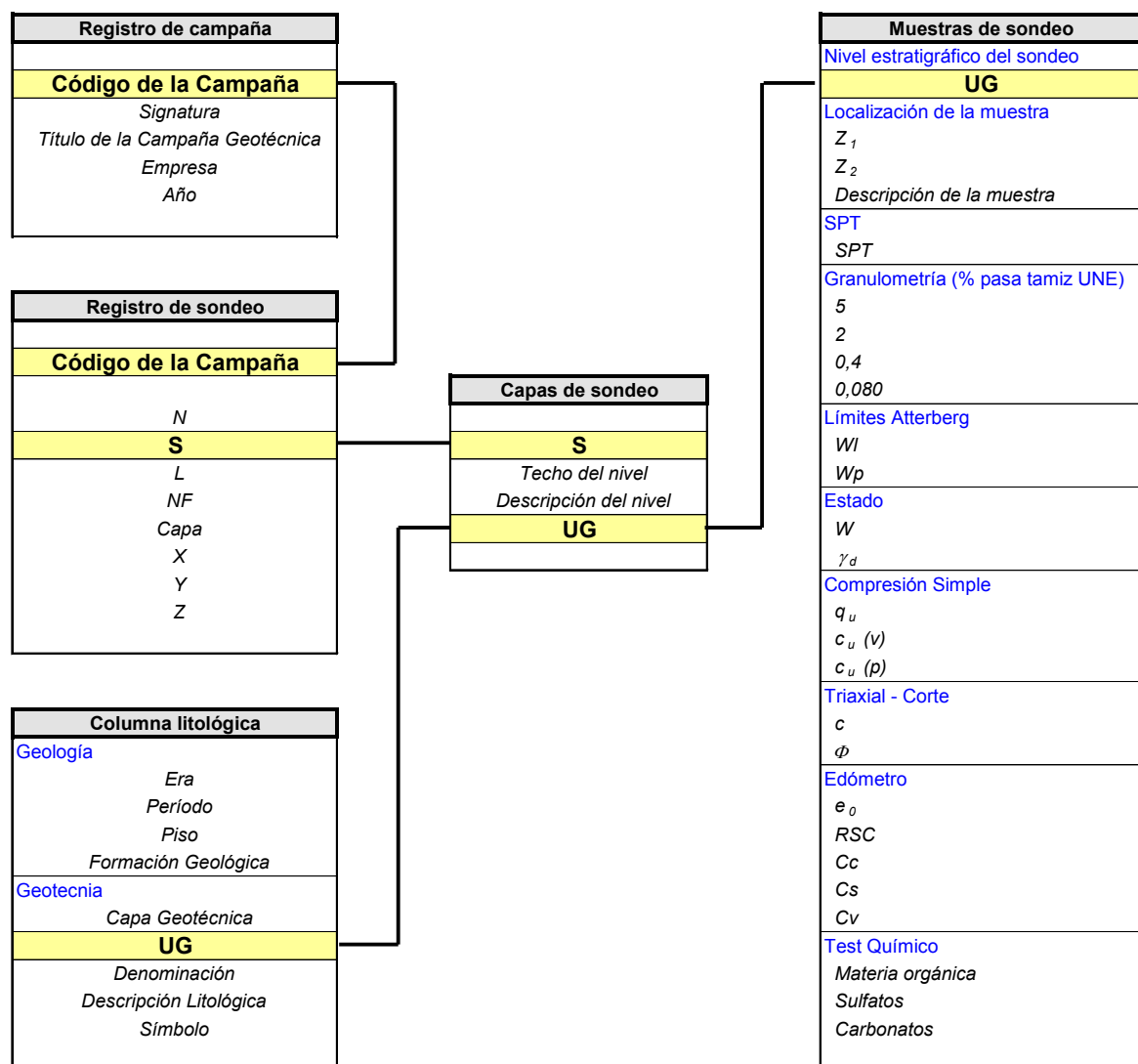


Figura 2.9: Estructura del banco de datos del "Sistema de Gestión Geotécnica"

Puede comprobarse la manera en que cada nivel estratigráfico de sondeo (registrado en la tabla "Capas de sondeo") queda vinculado con todas sus muestras y resultados de ensayo (tabla "Muestras de sondeo"), con la información general del sondeo al que pertenece (tabla "Registro de sondeo"), con la campaña geotécnica (tabla "Registro de campaña") y con la información geológica asociada (tabla "Columna litológica").

CAMPAÑA GEOTÉCNICA

En la primera tabla, "**Registro de campaña**", se registran los datos generales de las campañas geotécnicas que se han consultado en los archivos (Figura 2.10).

Información general sobre CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS y sondeos realizados, con datos de emplazamiento de sondeos, longitud de perforación, profundidad del nivel freático y capa geotécnica del primer sustrato natural

Figura 2.10: Menú para el registro de campañas geotécnicas y emplazamiento de sondeos

Los datos de la campaña considerados de mayor interés son los siguientes (bloque superior de la Figura 2.10):

- Signatura (clave de archivo del documento original)
- Título de la Campaña Geotécnica
- Empresa (compañía que realizó la campaña geotécnica)
- Año (año de ejecución de la campaña geotécnica)
- **Código de la Campaña** (código interno que se genera automáticamente para cada campaña)

El "Código de la Campaña" permite vincular la campaña geotécnica con una segunda tabla, "**Registro de sondeo**", en la que se registran los datos generales de cada sondeo ejecutado en la campaña (bloque inferior de la Figura 2.10):

- **Código de la Campaña** (vínculo automático con la tabla "Registro de campaña")
- N (número del sondeo en la Campaña Geotécnica)
- L (longitud del sondeo, medida en metros)
- NF (profundidad del nivel freático, medida en metros desde la boca de sondeo)
- Capa (capa geotécnica que aflora a la superficie, una vez eliminada la cobertura vegetal y los rellenos antrópicos de pequeño espesor)

- X (coordenada UTM del emplazamiento en planta del sondeo)
- Y (coordenada UTM del emplazamiento en planta del sondeo)
- Z (cota de la boca del sondeo, referida al “cero” del Puerto de Santander)

A esta información básica se añade un campo más para facilitar la gestión de datos:

- **S** (número del sondeo asignado en el Atlas Geotécnico)

SONDEO GEOTÉCNICO

Una vez asignado a cada sondeo un número correlativo en el Atlas Geotécnico (S), en la tercera tabla, "**Capas de sondeo**", se guarda la información relativa a cada uno de los niveles estratigráficos de la columna del sondeo (sucesión de materiales, con las descripciones litológicas tal y como fueron testificados en la campaña) (Figura 2.11).

Figura 2.11: Menú para el registro de columnas estratigráficas de sondeo y resultados de ensayos de campo y laboratorio

Los datos registrados de cada nivel estratigráfico de sondeo son los siguientes (primer bloque de la Figura 2.11):

- **S** (número del sondeo “S” asignado en el Atlas Geotécnico)
- Techo del nivel (profundidad del techo del nivel estratigráfico, medido en metros desde la boca de sondeo. El muro queda determinado por el techo del siguiente nivel)
- Descripción del nivel (descripción litológica del material, tal y como aparece en la testificación original del sondeo)

Para vincular cada nivel estratigráfico con la columna litológica de la zona, se añade un nuevo campo (elemento clave para la gestión de los parámetros geotécnicos):

- **UG** (código o etiqueta de la Unidad Geotécnica asignada al nivel estratigráfico)

Cada nivel estratigráfico de sondeo queda vinculado a los registros de la cuarta tabla, "**Muestras de sondeo**", donde se conserva la información relativa a las muestras:

- **UG** (se asigna automáticamente el mismo código de la Unidad Geotécnica asignada al nivel estratigráfico al que pertenece la muestra, con lo que los resultados de ensayo quedan automáticamente vinculados a un tipo de material de la columna litológica y a un sondeo)

En los siguientes campos de registro de cada “muestra” se guarda su localización en el sondeo y la descripción de la muestra (segundo bloque de la Figura 2.11).

La información vinculada a la muestra consta de los campos donde se registran los resultados de los ensayos realizados, clasificados según su clase (tercer bloque de la Figura 2.11):

- Muestra: profundidad del techo Z1 y del muro o base de la muestra Z2, medida en metros desde la boca de sondeo, y descripción de la muestra al abrirla en laboratorio
- SPT: valor del índice N_{SPT} de la prueba de penetración estándar, sin corregir por nivel freático y profundidad
- Granulometría: porcentaje en masa de partículas que pasan por los tamices de la serie UNE 5 - 2 - 0,40 - 0,080
- Límites de Atterberg: límite líquido (%) y límite plástico (%)
- Estado: humedad natural (%) y densidad seca (t/m^3)
- Compresión simple: resistencia a compresión simple (Kp/cm^2), resistencia al corte sin drenaje medida con vanette (Kp/cm^2) y resistencia al corte sin drenaje medida con penetrómetro de mano (Kp/cm^2)
- Triaxial-corte: cohesión (Kp/cm^2) y ángulo de rozamiento crítico (grados sexagesimales)
- Edómetro: razón de sobreconsolidación, índice de poros, índice de compresión, índice de hinchamiento y coeficiente de consolidación (cm^2/s)
- Test químico: materia orgánica (%), sulfatos (%) y carbonatos (%)

Aunque se mantenga el registro de datos en sus unidades originales (Sistema Técnico), los resultados de la gestión se expresarán en el Sistema Internacional, con la relación suficientemente aproximada:

Tensión:	$1 Kp/cm^2 \approx 100 kN/m^2 (100 kPa)$
Peso específico:	$1 t/m^3 \approx 10 kN/m^3$

COLUMNA LITOLÓGICA

En la quinta tabla, "**Columna litológica**", se registran los datos geológicos y geotécnicos de la columna litológica de la zona, clasificando sus materiales en capas geotécnicas primero y descomponiendo éstas a su vez en unidades geotécnicas homogéneas.

Los datos geológicos registrados son los siguientes (primer bloque de la Figura 2.12):

- Era
- Período
- Piso
- Formación Geológica

COLUMNA LITOLOGICA

Era: CUATERNARIO Período: HOLOCENO

Piso:

Formación Geológica: RELLENOS

Capa Geotécnica: A UG: A1 Símbolo:

Denominación: SUELO RESIDUAL

Descripción Litológica: Cobertera de suelo residual húmifero y manto vegetal

COLUMNA LITOLOGICA TIPO, con identificación de sus CAPAS y UNIDADES GEOTECNICAS

Figura 2.12: Menú para el registro de información geológica y geotécnica de la columna litológica de la zona

Los datos geotécnicos asociados son los siguientes (segundo bloque de la Figura 2.12):

- Capa Geotécnica (código alfanumérico de la Capa Geotécnica: letra del abecedario)
- **UG** (código alfanumérico de la Unidad Geotécnica: letra de la capa geotécnica, seguida de un número natural)
- Denominación (descripción breve de la Unidad Geotécnica)
- Descripción Litológica (litología detallada de la Unidad Geotécnica)
- Símbolo (símbolo convencional del material predominante en la Unidad Geotécnica)

El banco de datos Access permite realizar consultas, clasificadas en cuatro bloques de información (Figura 2.13) que se describen con detalle en los siguientes apartados.

INFORMACIÓN GENERAL

Mapa Geotécnico Columna Estratigráfica Correlaciones entre parámetros

BANCO DE SONDEOS

Relación de sondeos Sondeos en una Capa

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Estadística U.G. Estadística U.G.-Zona Histogramas U.G. Correlaciones U.G.

BANCO DE ENSAYOS

Relación de ensayos Ensayos en una U.G. Ensayos en U.G.-Zona

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO A PARTIR DE ANTIGUOS RECONOCIMIENTOS Y ENSAYOS
David Marciano Ceballos

Figura 2.13: Menú con las consultas diseñadas en el banco de datos del "Sistema de Gestión Geotécnica"

2.5.2.- Información general

En el primer bloque de consultas, accesibles desde el Menú General (Figura 2.13), se presenta el mapa geotécnico, los sondeos disponibles y un análisis conjunto de correlaciones entre parámetros, sin ningún tipo de filtro según la naturaleza del material, sobreconsolidación, etc.

MAPA GEOTÉCNICO

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

MAPA GEOTÉCNICO

En esta consulta aparece el plano guía de la zona, con las capas geotécnicas que afloran a la superficie y los sistemas de fallas identificados (Figura 2.14, izquierda).

Se descompone en una serie de hojas de detalle, donde se puede visualizar la posición de los sondeos disponibles en el banco de datos (Figura 2.14, derecha), perfectamente emplazados sobre la planimetría (aparecen referencias de edificaciones, calles y viales).

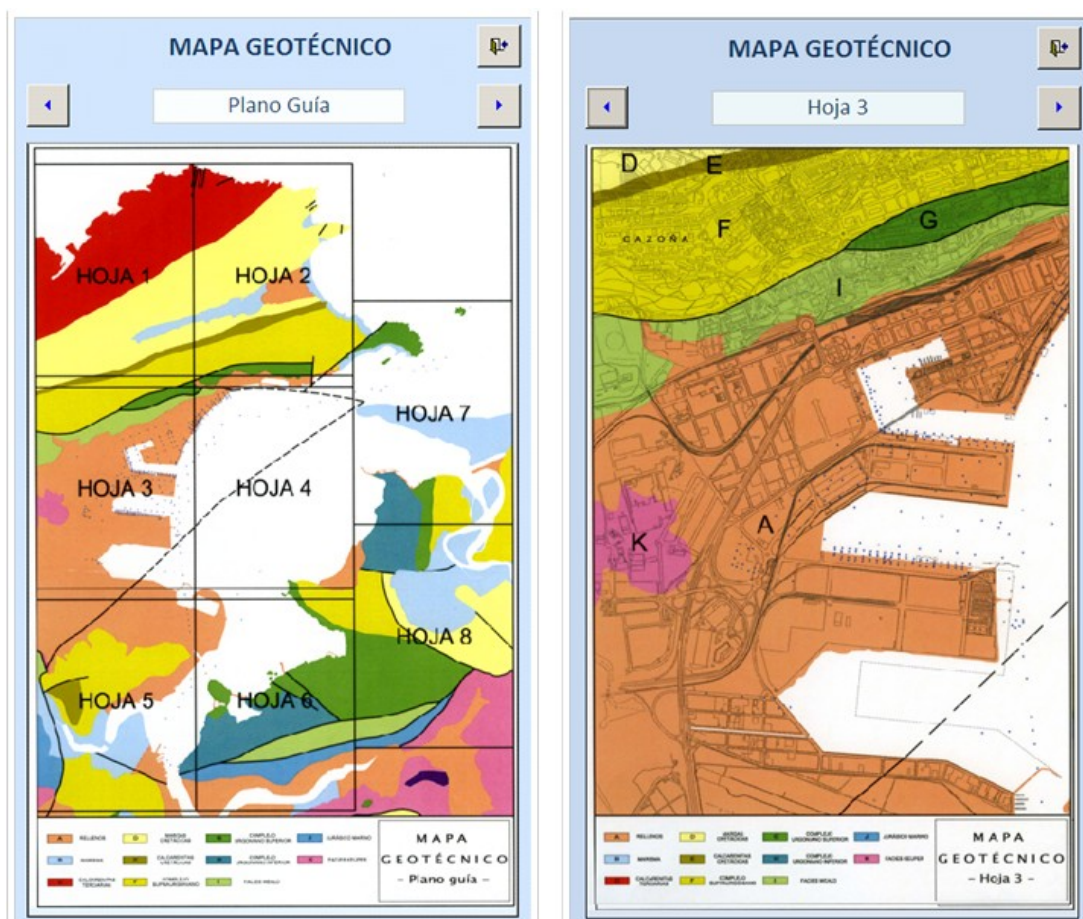


Figura 2.14: Plano Guía del Mapa Geotécnico y ejemplo de Hoja de Detalle

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

SONDEOS

N° SONDEO :

☒ **COLUMNA
ESTRATIGRÁFICA**

Columna estratigráfica del sondeo seleccionado por su número en el ATLAS GEOTÉCNICO. Se presenta la descripción de los niveles litológicos y los ensayos realizados sobre sus muestras

Esta consulta permite extraer un informe con la columna estratigráfica original del sondeo solicitado (Figura 2.15), que selecciona el usuario a través de su número “S” en el Atlas Geotécnico.

En el mismo informe de la columna estratigráfica aparece la posición (Z_1 y Z_2) de las muestras extraídas y los resultados analíticos de los ensayos disponibles.

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DE SONDEO																																	
SONDEO 234		Ejecución de sondeos geotécnicos en el Espigón Central de Raos (primera fase)										AÑO 1993	NF 3,69	CAPA K	COORDENADAS UTM DE LA BOCA DEL SONDEO			X 433.238		Y 4.810.452		Z 6,54		ICINSA									
CORTE GEOLOGICO		NATURALEZA DEL TERRENO										UG	MUESTRA		IDENTIFICACIÓN		ESTADO		RESISTENCIA				COMPRESIBILIDAD										
													z ₁	z ₂	0,080	IP	LL	w	e _s	γ _d	q _u	c	Φ	N ₆₀	OSR	Cc	Cs	cv					
0	0,00	manto de tierra vegetal de 20 cm y rellenos heterogéneos										A2																					
0,5																																	
1																																	
1,5																																	
2																																	
2,5																																	
3																																	
3,5																																	
4																																	
4,5																																	
5																																	
5,5																																	
6	6,00	limo arcilloso negro (fango) con abundantes restos de caparazones. Consistencia muy blanda, plasticidad media										B1																					
6,5																																	
7																																	
7,5																																	
8	8,40	limo arenoso gris que pasa gradualmente con la profundidad a arena fina uniforme gris. Compacidad media										B1	8,45	8,75													26						
8,5																																	
9																																	
9,5																																	
10																																	
10,5	10,50	arcillita roja con nódulos aislados de yeso y gravas de margas grises. Consistencia muy firme, plasticidad media										K2																					
11																																	
11,5													11,5	11,8				22		17	300												
12																																	
12,5													12,65	12,95													99						
13																																	
13,5																																	
14													14,3	14,6	73	9997711	40,6	19		18	128												
14,5																						</											

Figura 2.15: Columna estratigráfica de sondeo, incluyendo la localización de las muestras extraídas, resultados de ensayos de laboratorio e índice N_{SPT}

CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

Las correlaciones entre parámetros geotécnicos obtenidos sobre la misma muestra de terreno son de enorme interés para establecer previsiones de comportamiento y detectar resultados de ensayo extraños o inesperados (parámetros mal correlacionados).

En cada consulta (Figura 2.16) se presentan los gráficos de dispersión del conjunto de datos de los suelos de la Bahía de Santander (Figura 2.17). Se obtienen con los ensayos de campo y laboratorio sobre todas las muestras de sondeo, sin discriminar la naturaleza del suelo porque se pretende descubrir correlaciones válidas con carácter general.

Las técnicas de ajuste por mínimos cuadrados sobre las parejas de datos permiten descubrir cuáles son las correlaciones más fiables entre los parámetros geotécnicos.

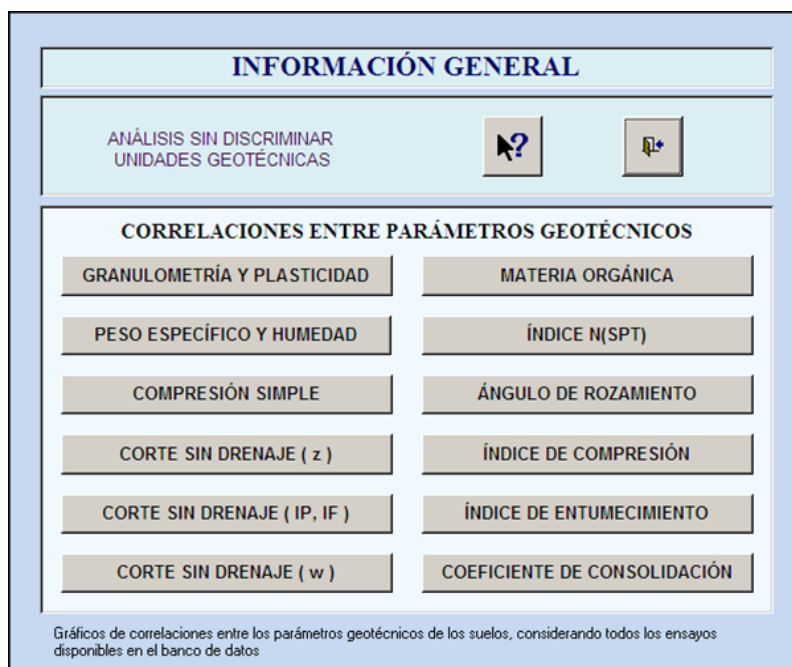


Figura 2.16: Menú de acceso a los gráficos de correlaciones entre parámetros en el conjunto de suelos de la Bahía de Santander

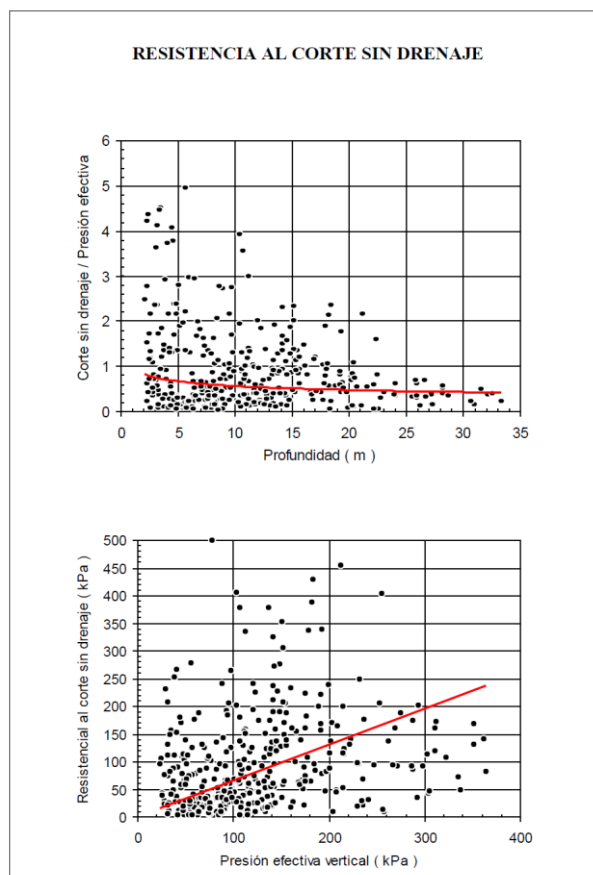


Figura 2.17: Informe de correlaciones entre parámetros geotécnicos en el conjunto de suelos de la Bahía de Santander

2.5.3.- Banco de sondeos

Sobre la tabla de registro de las campañas geotécnicas se establecen dos consultas con información general sobre los sondeos disponibles en el banco de datos (Figura 2.13):

RELACIÓN DE SONDEOS

SONDEOS EN UNA CAPA

RELACIÓN DE SONDEOS

En esta consulta se presentan tabulados todos los sondeos archivados en el banco de datos (Figura 2.18), en orden creciente al número asignado en el Atlas Geotécnico (S).

El listado contiene los datos generales de cada sondeo: número del sondeo en el Atlas Geotécnico (S), emplazamiento en planta (coordenadas UTM: X, Y), cota de la boca de sondeo (Z) referida al cero del puerto, capa geotécnica del afloramiento en la zona del sondeo, título de la campaña geotécnica, empresa que realizó los trabajos de campo, año de ejecución de la campaña, número del sondeo en la campaña y signature del documento si se conserva en un Archivo.

LISTADO DE SONDEOS GEOTÉCNICOS										
SONDEO	EMPLAZAMIENTO (U.T.M.)			CAPA	CAMPANA GEOTÉCNICA	EMPRESA	AÑO	N° SONDEO EN LA CAMPANA	SIGNATURA	
	X	Y	Z							
1	438.742	4.813.051	-11.66	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	1	2414	
2	438.525	4.813.010	-9.90	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	2	2414	
3	438.585	4.812.871	-9.60	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	3	2414	
4	438.363	4.812.914	-9.08	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	4	2414	
5	438.416	4.812.835	-10.38	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	5	2414	
6	438.195	4.812.833	-12.85	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	6	2414	
7	437.738	4.812.580	-10.15	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	7	2414	
8	437.638	4.812.497	-12.20	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	8	2414	
9	437.497	4.812.519	-12.72	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	9	2414	
10	437.221	4.812.480	-12.08	G	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	10	2414	
11	436.911	4.812.347	-11.30	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	11	2414	
12	436.627	4.812.314	-10.76	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	12	2414	
13	436.415	4.812.226	-10.52	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	13	2414	
14	436.307	4.812.244	-11.01	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	14	2414	
15	436.084	4.812.194	-10.20	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	15	2414	
16	435.607	4.812.070	-10.15	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	16	2414	
17	435.292	4.812.086	-9.88	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	17	2414	
18	434.989	4.811.939	-9.72	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	18	2414	
19	434.840	4.811.730	-9.40	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	19	2414	
20	434.855	4.811.606	-9.53	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	20	2414	
21	434.721	4.811.594	-9.45	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	21	2414	
22	434.583	4.811.433	-9.60	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	22	2414	
23	434.492	4.811.308	-9.90	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	23	2414	
24	434.386	4.811.240	-9.70	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	24	2414	
25	434.404	4.811.112	-9.40	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	25	2414	
26	434.405	4.810.867	-9.58	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	26	2414	
27	434.120	4.810.625	-9.10	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	27	2414	
28	433.890	4.810.609	-8.16	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	28	2414	
29	433.697	4.810.683	-9.78	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	29	2414	
30	433.981	4.811.113	-3.42	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	30	2414	
31	433.440	4.811.276	-9.08	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	31	2414	
32	434.418	4.810.650	-9.51	K	Piiego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GEOCISA	1987	32	2414	
33	434.383	4.811.664	-6.40	K	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	1	2773	
34	434.355	4.811.627	-4.60	K	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	2	2773	
35	434.338	4.811.597	-5.30	K	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	3	2773	

Figura 2.18: Relación de sondeos registrados en el banco de datos

Aunque este listado no tiene aplicación práctica, presenta la información general disponible en el banco de datos sobre cada sondeo. La información anterior se recogerá en el encabezamiento de la consulta de la columna estratigráfica de cada sondeo.

SONDEOS EN UNA CAPA



En esta consulta se obtiene una tabla con el listado selectivo de aquellos sondeos ejecutados sobre la capa geotécnica previamente seleccionada por el usuario (Figura 2.19).

El contenido del informe, en cuanto a datos aportados sobre el sondeo, es idéntico al anterior.

LISTADO DE SONDEOS GEOTÉCNICOS									
SONDEO	EMPLAZAMIENTO (U.T.M.)			CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS EN LA CAPA K	EMPRESA	AÑO	N° SONDEO EN LA CAMPAÑA	SIGNATURA	
	X	Y	Z						
11	436.911	4.812.347	-11.30	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	11	2414	
12	436.627	4.812.314	-10.78	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	12	2414	
13	436.415	4.812.226	-10.52	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	13	2414	
14	436.307	4.812.244	-11.01	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	14	2414	
15	436.084	4.812.194	-10.20	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	15	2414	
16	435.607	4.812.070	-10.15	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	16	2414	
17	435.292	4.812.086	-8.88	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	17	2414	
18	434.989	4.811.939	-9.72	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	18	2414	
19	434.840	4.811.730	-9.40	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	19	2414	
20	434.855	4.811.606	-9.53	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	20	2414	
21	434.721	4.811.594	-9.45	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	21	2414	
22	434.583	4.811.433	-9.60	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	22	2414	
23	434.492	4.811.308	-9.90	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	23	2414	
24	434.386	4.811.240	-9.70	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	24	2414	
25	434.404	4.811.112	-9.40	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	25	2414	
26	434.405	4.810.867	-9.58	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	26	2414	
27	434.120	4.810.625	-9.10	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	27	2414	
28	433.890	4.810.609	-8.16	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	28	2414	
29	433.697	4.810.683	-9.78	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	29	2414	
30	433.981	4.811.113	-3.42	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	30	2414	
31	433.440	4.811.276	-8.08	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	31	2414	
32	434.418	4.810.650	-9.51	Pilego de Bases de dragado general del canal del Puerto	GECCISA	1987	32	2414	
33	434.383	4.811.064	-6.40	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	1	2773	
34	434.355	4.811.627	-6.60	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	2	2773	
35	434.338	4.811.597	-5.30	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	3	2773	
36	434.322	4.811.552	-2.80	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	4	2773	
37	434.302	4.811.509	-3.00	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	5	2773	
38	434.283	4.811.464	-4.30	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	6	2773	
39	434.265	4.811.419	-4.70	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	7	2773	
40	434.247	4.811.374	-4.00	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	8	2773	
41	434.227	4.811.330	-4.10	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	9	2773	
42	434.214	4.811.296	-4.40	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	10	2773	
43	434.210	4.811.287	-4.60	Proyecto reformado y presupuesto adicional al de nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio	J.O.P.	1926	11	2773	
50	434.333	4.809.283	1.65	Informe acerca de los sondeos efectuados en la Bahía de Santander para el estudio de cimentación del cierre del aeródromo de Mallaró	M.O.P.	1944	8	2567/5	
51	434.317	4.809.417	-0.35	Informe acerca de los sondeos efectuados en la Bahía de Santander para el estudio de cimentación del cierre del aeródromo de Mallaró	M.O.P.	1944	3-A	2567/5	

Figura 2.19: Relación de sondeos en la capa geotécnica consultada

Esta consulta es interesante porque permite comprobar el número de sondeos disponibles sobre un determinado afloramiento (capa geotécnica), lo que da una idea clara de la intensidad de información sobre un determinado tipo de terreno.

2.5.4.- Banco de ensayos

Este bloque de información (Figura 2.13) consta de tres consultas que permiten aplicar criterios de selección de las muestras ensayadas y construir tablas con los resultados:

RELACIÓN DE ENSAYOS

ENSAYOS EN UNA UNIDAD GEOTÉCNICA

ENSAYOS EN UNA UNIDAD GEOTÉCNICA Y ZONA

RELACIÓN DE ENSAYOS

Se presentan en una tabla todos los resultados de ensayo disponibles en el banco de datos sobre la totalidad de las muestras (Figura 2.20), identificadas por el número de sondeo al que pertenecen (S), coordenadas UTM del emplazamiento del sondeo (X, Y), cota de la boca de sondeo (Z) y profundidad del nivel freático (NF). A continuación se aporta la profundidad de la muestra medida desde la boca del sondeo (Z_m) y la unidad geotécnica en la que se ha clasificado (UG). Finalmente, y por este orden, aparecen los resultados de los ensayos de identificación, estado, resistencia, compresibilidad edométrica y el test químico.

ENSAYOS SOBRE MUESTRAS DE SONDEO																													
SONDEO					MUESTRA		IDENTIFICACIÓN						ESTADO			RESISTENCIA					COMPRESIBILIDAD				TEST QUÍMICO				
S	X	Y	Z	NF	Zm	UG	5	2	0,40	0,08	IP	LL	w	e ₀	γ _d	q _u	c _u (v)	c _u (p)	c	φ	N _{spt}	OCR	C _c	C _s	c _v	MO	SO ₄	CO ₃	
1	438.742	4.813.051	-11,66	-14,51	2,46	B2	100	100	95	3,1												100							
2	438.525	4.813.010	-9,90	-12,75	5,10	G1	99	97	96	80,2	12,0	29,0	25,7		15														
3	438.585	4.812.871	-9,60	-12,45	3,58	G3							0,3		27	72.000													
4	438.363	4.812.914	-9,08	-11,93	2,80	B2	100	100	88	3,1											100								
4	438.363	4.812.914	-9,08	-11,93	4,60	G2							0,3		26	51.699													
5	438.416	4.812.835	-10,38	-13,23	4,27	G2										47.400													
6	438.195	4.812.833	-12,85	-15,70	1,52	B1	99	98	96	63,2	2,0	25,0																	
6	438.195	4.812.833	-12,85	-15,70	4,85	B2	88	75	61	48,4	4,0	25,0																	
7	437.738	4.812.580	-10,15	-13,00	3,53	G3							0,1		27	98.400													
8	437.638	4.812.497	-12,20	-15,05	1,35	G3							0,1		27	93.400													
9	437.497	4.812.519	-12,72	-15,57	1,40	G2							0,9		26	77.600													
10	437.221	4.812.480	-12,08	-14,93	2,50	B1	100	99	97	74,6	17,0	36,0	28,0		15														
11	436.911	4.812.347	-11,30	-14,15	1,75	K2	100	98	94	87,6	17,0	34,0																	0,000
11	436.911	4.812.347	-11,30	-14,15	4,50	K2							15,0		19	340													
12	436.627	4.812.314	-10,76	-13,61	1,80	B2	100	100	97	9,0			22,0																
12	436.627	4.812.314	-10,76	-13,61	4,70	B1	100	100	99	88,8	19,0	39,0	36,7																0,000
13	436.415	4.812.226	-10,52	-13,37	2,20	B2	100	99	94	40,7	12,0	26,0	18,2																
13	436.415	4.812.226	-10,52	-13,37	4,00	K2	100	99	90	77,0	19,0	39,0	22,0		18	73													
13	436.415	4.812.226	-10,52	-13,37	4,65	K2							21,6		17	220													4,000
14	436.307	4.812.244	-11,01	-13,86	2,15	B2	92	81	61	40,5	11,0	40,0	31,0		15														
14	436.307	4.812.244	-11,01	-13,86	2,86	K2	100	100	96	83,2	18,0	43,0	23,2		16	462													5,000
14	436.307	4.812.244	-11,01	-13,86	4,77	K2	100	99	97	79,6	14,0	33,0																	0,000
15	436.084	4.812.194	-10,20	-13,05	2,40	B1	100	100	98	82,7	3,0	24,0																	
15	436.084	4.812.194	-10,20	-13,05	5,70	B1	100	99	99	94,0	15,0	33,0																	
16	435.607	4.812.070	-10,15	-13,00	1,23	K2	89	82	66	54,0	17,0	40,0	19,4		17	210													

Figura 2.20: Relación de ensayos registrados en el banco de datos

ENSAYOS EN UNA UNIDAD GEOTÉCNICA

BANCO DE ENSAYOS

UNIDAD GEOTÉCNICA
UG:

☒ LISTADO DE ENSAYOS

Listado de los ensayos disponibles en el banco de datos, realizados sobre las muestras de la unidad geotécnica seleccionada

En esta consulta se filtran los resultados de ensayo realizados sobre las muestras que pertenecen a una determinada unidad geotécnica, seleccionada por el usuario (Figura 2.21).

El contenido del informe es similar al anterior, con un encabezamiento que aporta la información geológico-geotécnica (era, período, piso, formación, capa, símbolo, UG, denominación y descripción litológica).

LEYENDA GEOLÓGICA											LEYENDA GEOTÉCNICA							
ERA	PERIODO		PISO		FORMACIÓN		CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN		DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA						
CUATERNARIO	HOLOCENO				MARISMA		B		B1	FANGO OSCURO		Arcilla y limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas						

ENSAYOS SOBRE MUESTRAS DE SONDEO

SONDEO					MUESTRA	IDENTIFICACIÓN						ESTADO			RESISTENCIA					COMPRESIBILIDAD				TEST QUÍMICO				
S	X	Y	Z	NF	Zm	5	2	0,40	0,08	IP	LL	w	e ₀	γ _d	q _u	c _u (V)	c _u (P)	c	φ	N _{spt}	OCR	C _c	C _s	c _v	MO	SO ₄	CO ₃	
5.108	432.477	4.809.804		1,90	3,22	100	100	98	85,0	21,1	55,6	53,0		10,90	7											0,000		
5.109	432.587	4.809.840		2,00	6,28	99	97	93	74,0	16,2	48,3	48,0	1,21	11,8	18							1,00	0,430	0,080	0,0003	0,990		
5.109	432.587	4.809.840		2,00	6,75																3							
5.110	432.668	4.809.917		2,30	3,05																0							
5.110	432.668	4.809.917		2,30	5,13	95	91	86	72,0	6,6	30,7		1,09								1,00	0,375	0,070	0,0003				
5.110	432.668	4.809.917		2,30	5,65																0							
5.111	432.703	4.809.983		2,20	2,75																0							
5.113	432.680	4.810.149		2,10	5,43	100	100	90	70,0	9,5	34,1	48,0	1,35	10,70	10						1,00	0,485	0,060	0,0003				
5.113	432.680	4.810.149		2,10	5,95																3							
5.114	432.637	4.810.210		2,10	5,32	100	100	91	59,0	13,3	39,1	59,0	1,52	10,1	17						1,00	0,550	0,060	0,0005				
5.114	432.637	4.810.210		2,10	5,75																3							
5.115	432.585	4.810.277		1,50	3,05																3							
5.116	432.573	4.810.251		1,20	5,22	100	100	98	84,0	18,6	39,7	39,0	1,01	13,20	19						1,00	0,320	0,055	0,0005				
5.122	432.829	4.811.375		3,50	4,75																3							
5.122	432.829	4.811.375		3,50	6,80																3							
5.123	432.800	4.811.363		3,20	8,75																2							
5.123	432.800	4.811.363		3,20	9,75																4							
5.125	432.773	4.811.326		3,00	3,30																2							
6	438.195	4.812.833	-12,85	-15,70	1,52	99	98	96	63,2	2,0	25,0																	
10	437.221	4.812.480	-12,08	-14,93	2,50	100	99	97	74,6	17,0	36,0	28,0		15,3														

Figura 2.21: Relación de ensayos en la unidad geotécnica consultada

ENSAYOS EN UNA UNIDAD GEOTÉCNICA Y ZONA

BANCO DE ENSAYOS

UNIDAD GEOTÉCNICA

UG: B1

Bordes del recinto seleccionado:

X1: 400.000 X2: 500.000

Y1: 4.000.000 Y2: 5.000.000

☒

LISTADO DE ENSAYOS

Listado de los ensayos realizados sobre las muestras de la unidad geotécnica seleccionada, extraídas exclusivamente en el interior del recinto elegido: [X,Y] \ X1 < X < X2 e Y1 < Y < Y2

Se pueden seleccionar los ensayos realizados sobre muestras de una determinada unidad geotécnica, con la condición adicional de que pertenezcan a sondeos ejecutados en el interior de un **recinto predefinido por el usuario** (se define mediante las coordenadas UTM de los vértices opuestos de un rectángulo).

La relación de resultados de ensayo sobre muestras de la unidad geotécnica, en una zona geográfica concreta, permite avanzar en el **conocimiento local del terreno**.

Esta consulta es muy útil para analizar los parámetros geotécnicos en la **zona donde se proyecta construir una obra** (Figura 2.22). También permite analizar las diferencias locales en los parámetros de la unidad geotécnica, y sobre todo el comportamiento del coeficiente de variación de los parámetros en función de la extensión geográfica del área de procedencia de las muestras.

La posibilidad de **seleccionar la zona geográfica** sobre la que se aplicará la inferencia estadística es una de las innovaciones más importantes de este trabajo.

LEYENDA GEOLÓGICA					LEYENDA GEOTÉCNICA				
ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN	CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	
CUATERNARIO	HOLOCENO		MARISMA	B		B1	FANGO OSCURO	Arcilla y limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas	

X1: 400.000	< X < X2: 500.000
Y1: 4.000.000	< Y < Y2: 5.000.000

ENSAYOS SOBRE MUESTRAS DE SONDEO EN LA ZONA DEFINIDA

SONDEO					MUESTRA	IDENTIFICACIÓN						ESTADO			RESISTENCIA					COMPRESIBILIDAD				TEST QUÍMICO				
S	X	Y	Z	NF	Zm	5	2	0,40	0,08	IP	LL	w	e ₀	γ _d	q _u	c _u (v)	c _u (p)	c	φ	N _{spt}	OSR	C _c	C _s	c _v	MO	SO ₄	CO ₃	
5.108	432.477	4.809.804		1,90	3,22	100	100	98	85,0	21,1	55,6	53,0		11	7													0,000
5.109	432.587	4.809.840		2,00	6,28	99	97	93	74,0	16,2	48,3	48,0	1,21	12	18							1,00	0,430	0,080	0,0003	0,990		
5.109	432.587	4.809.840		2,00	6,75																3							
5.110	432.668	4.809.917		2,30	3,05																0							
5.110	432.668	4.809.917		2,30	5,13	95	91	86	72,0	6,6	30,7		1,09								1,00	0,375	0,070	0,0003				
5.110	432.668	4.809.917		2,30	5,65																0							
5.111	432.703	4.809.983		2,20	2,75																0							
5.113	432.680	4.810.149		2,10	5,43	100	100	90	70,0	9,5	34,1	48,0	1,35	11	10						1,00	0,485	0,060	0,0003				
5.113	432.680	4.810.149		2,10	5,95																3							
5.114	432.637	4.810.210		2,10	5,32	100	100	91	59,0	13,3	39,1	59,0	1,52	10	17						1,00	0,550	0,060	0,0005				
5.114	432.637	4.810.210		2,10	5,75																3							
5.115	432.585	4.810.277		1,50	3,05																3							
5.116	432.573	4.810.251		1,20	5,22	100	100	98	84,0	18,6	39,7	39,0	1,01	13	19						1,00	0,320	0,055	0,0005				
5.122	432.829	4.811.375		3,50	4,75																3							
5.122	432.829	4.811.375		3,50	6,80																3							
5.123	432.800	4.811.363		3,20	8,75																2							
5.123	432.800	4.811.363		3,20	9,75																4							
5.125	432.773	4.811.326		3,00	3,30																2							
6	438.195	4.812.833	-12,85	-15,70	1,52	99	98	96	63,2	2,0	25,0																	
10	437.221	4.812.480	-12,08	-14,93	2,50	100	99	97	74,6	17,0	36,0	28,0		15														

Figura 2.22: Relación de ensayos en la unidad geotécnica y zona geográfica consultada

2.5.5.- Parámetros geotécnicos

El banco de datos Access dispone de un bloque con cuatro informes para estimar los parámetros con un enfoque estadístico y ajustar correlaciones (Figura 2.13):

ESTADÍSTICA DE UNIDAD GEOTÉCNICA

ESTADÍSTICA DE UNIDAD GEOTÉCNICA Y ZONA

HISTOGRAMAS DE UNIDAD GEOTÉCNICA

CORRELACIONES DE UNIDAD GEOTÉCNICA

Con este bloque de consultas, se avanza en el tratamiento estadístico de las series de datos de las unidades geotécnicas, en línea con las tendencias internacionales. Pero además, mediante la representación de los parámetros en histogramas se intenta visualizar la **forma de las funciones de densidad** que mejor podrían ajustarlas.

Con ayuda del coeficiente R de Pearson (coeficiente producto momento) se ajustan funciones que relacionan parámetros entre sí, partiendo de las expresiones habituales en la bibliografía geotécnica (revisadas en el apartado 1.3 del Capítulo 1).

Por último cabe destacar que, al tratarse de un **banco de datos abierto y actualizable**, se pueden añadir futuros reconocimientos geotécnicos, y por tanto se podrá mejorar la calidad de la información gracias al aumento del tamaño de las series de datos.

ESTADÍSTICA DE UNIDAD GEOTÉCNICA

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

UNIDAD GEOTÉCNICA

UG: B1 ? ↩

✓ **ANÁLISIS ESTADÍSTICO**

Estadística de los parámetros de la unidad geotécnica seleccionada, considerando todos los ensayos disponibles en el banco de datos sobre la citada unidad

Esta consulta aporta un tratamiento estadístico de los resultados de ensayo sobre la unidad geotécnica seleccionada por el usuario (Figura 2.23).

En el encabezamiento de la tabla de resultados se presenta la información geológico-geotécnica del material de la unidad geotécnica, y a continuación los resultados estadísticos de cada uno de sus parámetros.

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
CUATERNARIO	HOLOCENO		MARISMA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
B		B1	FANGO OSCURO	Arcilla y limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	120	92	99	100	1,54	0,02	95	100
	2	120	86	98	100	2,94	0,03	91	100
	0,40	120	77	96	100	4,49	0,05	86	100
	0,080	120	50,0	79,5	99,0	13,99	0,18	54,0	97,5
Límite líquido (%)	LL	111	22,8	39,2	86,0	10,86	0,28	25,0	59,3
Índice de plasticidad (%)	IP	111	2,0	15,9	42,0	7,56	0,47	5,2	29,6

ESTADO

Humedad (%)	w	139	17,0	39,8	97,0	11,86	0,30	23,0	62,9
Índice de poros	e0	45	0,46	1,05	1,52	0,24	0,23	0,60	1,47
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	122	7,40	13,05	17,20	1,79	0,14	9,90	16,00

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	96	7,00	42,40	111,00	25,79	0,61	8,00	89,00
Cohesión (kPa)	c	20	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	20	22,0	29,4	35,0	3,12	0,11	22,0	35,0
Índice N(SPT)	N	180	0	8	32	6,35	0,81	0	24

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	44	0,108	0,363	0,640	0,137	0,377	0,111	0,550
Índice de entumecimiento	Cs	44	0,016	0,062	0,112	0,025	0,406	0,017	0,096
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	32	0,00008	0,00036	0,00116	0,00026	0,71706	0,00008	0,00105

TEST QUÍMICO

Materia orgánica (%)	MO	38	0,000	3,438	8,400	1,899	0,552	0,000	6,500
Sulfatos (%)	SO4	8	0,030	2,017	13,900	4,808	2,383	0,030	13,900
Carbonatos (%)	CO3	3	0,000	4,857	13,760	7,721	1,590	0,000	13,760

Figura 2.23: Análisis estadístico de los parámetros en la unidad geotécnica consultada

Con las posibilidades de selección y tabulación de ensayos, es posible tratar cada uno de sus parámetros estadísticamente para obtener algunos resultados de interés:

- Tamaño de la muestra (n)
- Valor medio de cada parámetro (X_m)
- Cuantiles del 5% y 95%, en la serie de datos de la muestra disponible
- Valor mínimo ($X_{\min}$)
- Valor máximo ($X_{\max}$)
- Desviación típica (s_m)
- Coeficiente de variación ($CV=s_m/X_m$)

ESTADÍSTICA DE UNIDAD GEOTÉCNICA Y ZONA

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

UNIDAD GEOTÉCNICA
UG: B1

Bordes del recinto seleccionado:

X1: 400.000 X2: 500.000
Y1: 4.000.000 Y2: 5.000.000

ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Estadística de los parámetros de la unidad geotécnica seleccionada, considerando únicamente las muestras de terreno extraídas del interior del recinto elegido: $[X,Y] \setminus X1 < X < X2 \text{ e } Y1 < Y < Y2$

La consulta permite obtener los resultados estadísticos de los parámetros de una unidad geotécnica, en un recinto rectangular previamente definido por el usuario (Figura 2.24).

Facilita la comparación entre los parámetros locales y los parámetros globales de la unidad geotécnica, matizando las peculiaridades de cada zona, y descubriendo **el efecto de la extensión geográfica en los coeficientes de variación de cada parámetro** (esencial para la estimación de valores característicos y valores de cálculo).

ERA		PERÍODO		PISO		FORMACIÓN GEOLÓGICA			
CUATERNARIO		HOLOCENO				MARISMA			

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA					
B		B1	FANGO OSCURO	Arcilla y limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas					

400.000 < X (UTM) < 500.000

4.000.000 < Y (UTM) < 5.000.000

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN LA ZONA DEFINIDA

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%	
IDENTIFICACION									
Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	108	92	99	100	1,60	0,02	95	100
	2	108	86	98	100	3,06	0,03	91	100
	0,40	108	77	96	100	4,66	0,05	85	100
	0,080	108	50,0	79,7	99,0	13,81	0,17	54,0	97,5
Límite líquido (%)	LL	99	22,8	39,3	86,0	10,41	0,27	24,3	59,3
Índice de plasticidad (%)	IP	99	2,0	15,7	42,0	7,38	0,47	4,6	29,6
ESTADO									
Humedad (%)	w	123	17,0	40,2	97,0	11,01	0,27	25,0	57,0
Índice de poros	e0	43	0,46	1,06	1,52	0,24	0,23	0,60	1,47
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	112	7,40	13,02	17,20	1,70	0,13	10,10	16,00
RESISTENCIA									
Compresión simple (kPa)	qu	88	7,00	43,71	111,00	25,76	0,59	9,00	89,00
Cohesión (kPa)	c	19	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	19	26,0	29,7	35,0	2,66	0,09	26,0	35,0
Índice N(SPT)	N	154	0	8	32	6,41	0,85	0	22
COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA									
Índice de compresión	Cc	42	0,111	0,373	0,640	0,13	0,35	0,149	0,550
Índice de entumecimiento	Cs	42	0,017	0,064	0,112	0,02	0,37	0,025	0,096
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	31	0,00008	0,00035	0,00116	0,00	0,73	0,00008	0,00105
TEST QUÍMICO									
Materia orgánica (%)	MO	38	0,000	3,438	8,400	1,90	0,55	0,000	6,500
Sulfatos (%)	SO4	8	0,030	2,017	13,900	4,81	2,38	0,030	13,900
Carbonatos (%)	CO3	3	0,000	4,857	13,760	7,72	1,59	0,000	13,760

Figura 2.24: Análisis estadístico de los parámetros en la unidad geotécnica y zona geográfica consultada

El informe del análisis estadístico es similar al de la unidad geotécnica, pero se filtran en este caso los resultados de ensayo sobre las muestras de la unidad geotécnica pertenecientes a sondeos ubicados en un recinto rectangular definido por el usuario mediante las coordenadas UTM (X,Y) de dos vértices diagonalmente opuestos.

HISTOGRAMAS DE UNIDAD GEOTÉCNICA

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

UNIDAD GEOTÉCNICA
 UG: K2

HISTOGRAMAS

IDENTIFICACIÓN

ESTADO

RESISTENCIA

COMPRESIBILIDAD

Gráficos de barras con las frecuencias absolutas de los parámetros de la unidad geotécnica seleccionada, considerando todos los ensayos disponibles en el banco de datos sobre la citada unidad

Al ejecutar esta consulta aparece la posibilidad de seleccionar la unidad geotécnica, y una colección de histogramas con las frecuencias absolutas de la serie de datos disponible sobre la unidad geotécnica seleccionada (Figura 2.25). La representación gráfica solo pretende visualizar la **forma de la función de densidad de probabilidad, su moda (valor más frecuente) y el sesgo y amplitud de sus colas**.

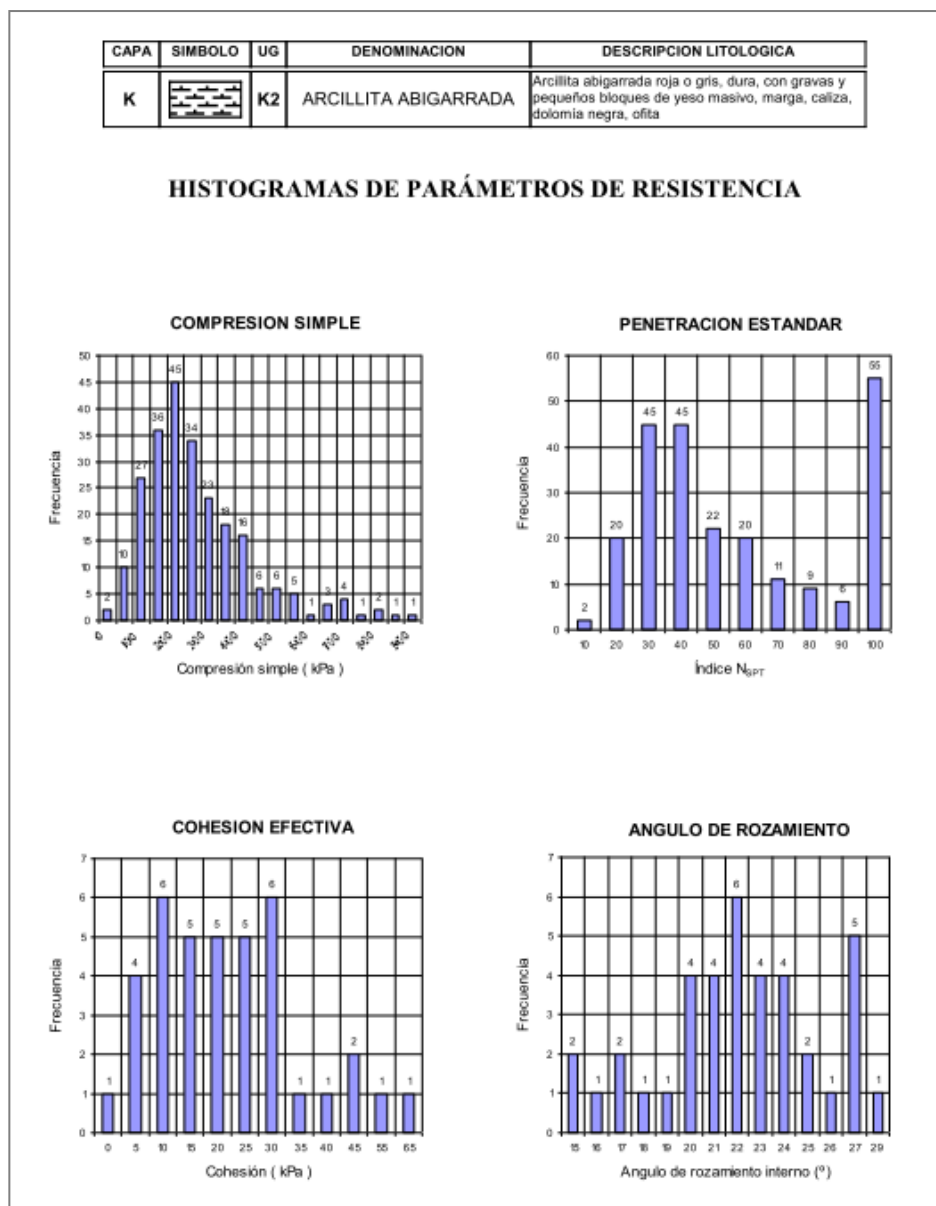


Figura 2.25: Histogramas de los parámetros de resistencia en la unidad geotécnica consultada

Se presentan un total de 16 histogramas, clasificados en cuatro informes (cuatro hojas), según la clase de parámetro analizado:

- **Identificación:** fracción fina (porcentaje en masa de partículas que pasan por el tamiz 0,080 UNE), fracción gruesa (porcentaje en masa de partículas retenidas por el tamiz 0,080 UNE), índice de plasticidad y límite líquido.
- **Estado:** humedad natural, peso específico seco, índice de poros e índice de fluidez.
- **Resistencia:** compresión simple, índice N_{SPT} , cohesión y ángulo de rozamiento crítico.
- **Compresibilidad edométrica:** índice de compresión, índice de hinchamiento o de entumecimiento, coeficiente de consolidación y razón de sobreconsolidación.

CORRELACIONES DE UNIDAD GEOTÉCNICA

Las correlaciones entre los parámetros geotécnicos obtenidos sobre la misma muestra de terreno son de enorme interés para establecer previsiones de comportamiento y detectar resultados de ensayo extraños o inesperados.

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

UNIDAD GEOTÉCNICA
UG: **K2**

CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

GRANULOMETRÍA Y PLASTICIDAD	MATERIA ORGÁNICA
PESO ESPECÍFICO Y HUMEDAD	ÍNDICE $N(SPT)$
COMPRESIÓN SIMPLE	ÁNGULO DE ROZAMIENTO
CORTE SIN DRENAJE (z)	ÍNDICE DE COMPRESIÓN
CORTE SIN DRENAJE (IP, IF)	ÍNDICE DE ENTUMECIMIENTO
CORTE SIN DRENAJE (w)	COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN

Gráficos de correlaciones entre los parámetros de la unidad geotécnica seleccionada, considerando todos los ensayos disponibles en el banco de datos sobre la citada unidad

Figura 2.26: Menú de acceso a los gráficos de correlaciones entre parámetros en la unidad geotécnica consultada

Esta consulta es similar a la que se realizaba sobre el conjunto del terreno, pero en este caso se filtran las muestras que pertenecen a la misma unidad geotécnica (Figura 2.27). De esta forma mejoran sustancialmente las correlaciones afectadas por la sobreconsolidación del suelo, plasticidad, contenido de finos, etc.

Las técnicas de ajuste por mínimos cuadrados sobre parejas de ensayos realizados sobre la misma muestra de suelo permiten descubrir cuáles son las correlaciones más fiables entre los parámetros geotécnicos.

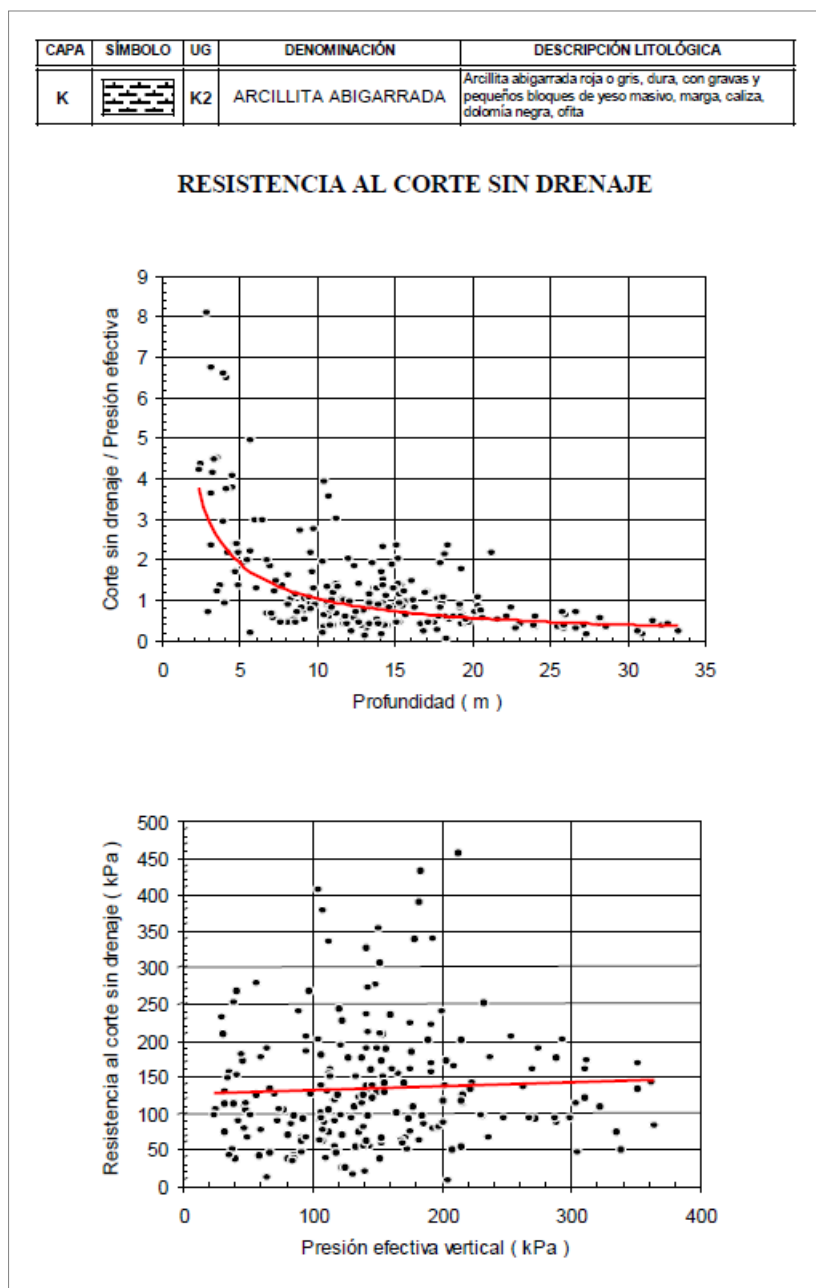


Figura 2.27: Informe de correlaciones entre parámetros en la unidad geotécnica consultada

2.6.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA

El banco de datos con sondeos y ensayos sobre muestras, junto con el mapa geotécnico, ha permitido aplicar la tecnología de los **Sistemas de Información Geográfica (SIG)** para facilitar el proceso de gestión (Figura 2.28).

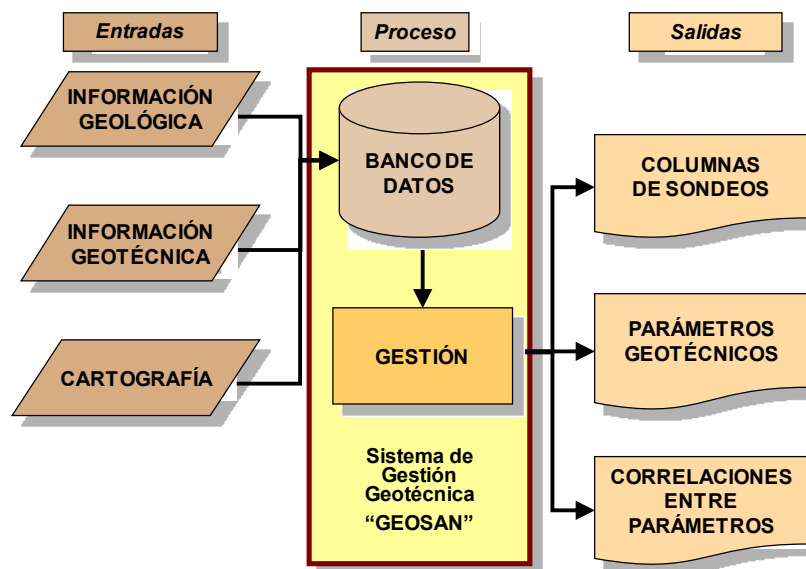


Figura 2.28: Estructura del “Sistema de Gestión Geotécnica”

Siguiendo este esquema, se ha implantado en la Autoridad Portuaria de Santander la aplicación **GEOSAN** para gestionar la información geotécnica del puerto (Figura 2.29).

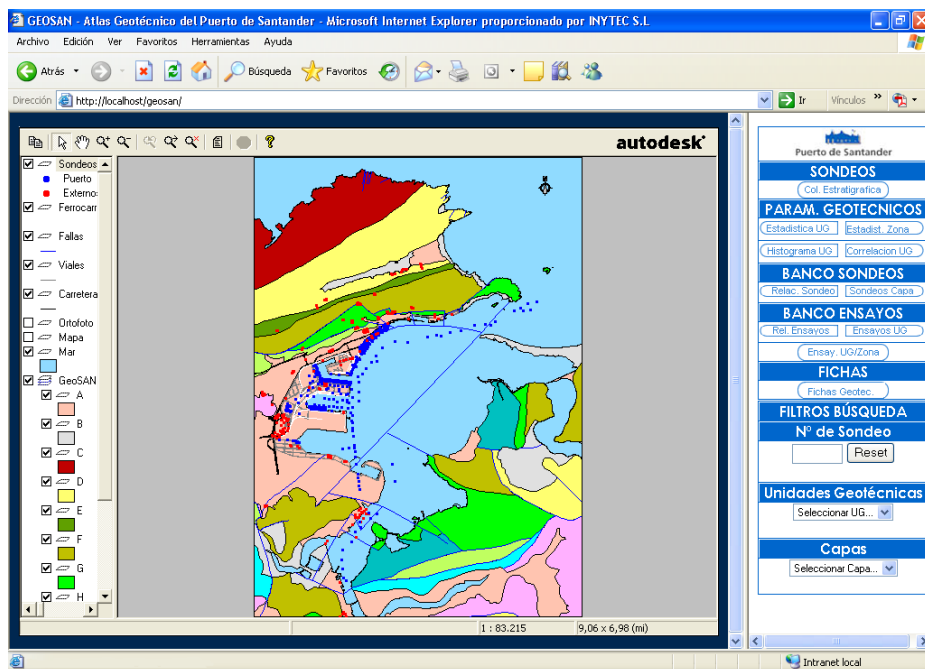


Figura 2.29: Pantalla principal del “Sistema de Gestión Geotécnica”
GEOSAN, implantado en la Autoridad Portuaria de Santander

El vínculo georreferencial entre la “columna estratigráfica” de un sondeo y el “punto” que representa su emplazamiento sobre el mapa es el propio “**número del sondeo**” (S) en el Atlas Geotécnico.

En el caso de la información relativa a los parámetros geotécnicos, riesgos de fallo, recomendaciones y aspectos constructivos, el vínculo entre la “región” coloreada del mapa (afloramiento de la capa) y la información alfanumérica de la base de datos es el “**código de la unidad geotécnica**” (UG).

Como aplicación práctica importante del SIG, e innovación de este trabajo, ya se ha destacado la **posibilidad de gestionar las series de datos restringiendo el ámbito geográfico a un recinto de tamaño cualquiera. Esto significa que puede obtenerse una selección de ensayos sobre muestras y su análisis estadístico en la zona concreta donde se proyecta ejecutar una obra.** Resulta muy sencillo dibujar sobre el mapa un “recinto en planta” en la zona de interés, y la aplicación informática SIG filtrará automáticamente del banco de datos sólo aquellos ensayos realizados sobre muestras extraídas en sondeos ejecutados en el interior del recinto definido. Aprovechando la tecnología SIG, se consigue obtener fácilmente estos sondeos mediante la intersección de los puntos de emplazamiento (objetos gráficos de los sondeos) con la superficie del recinto definido por el usuario (objeto gráfico de la zona de estudio). Las muestras de interés para el análisis estadístico de sus parámetros geotécnicos serán todas aquellas que pertenezcan a los sondeos obtenidos en esta intersección.

2.7.- RESULTADOS

Cuando el banco de datos geotécnicos es suficientemente amplio, se puede aplicar la **inferencia estadística** para la estimación de **parámetros geotécnicos** (Figura 2.30).

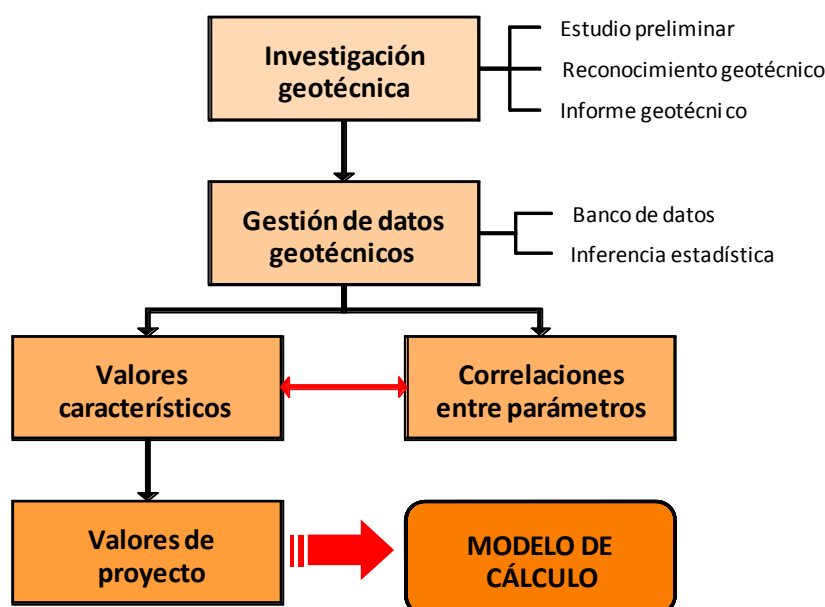


Figura 2.30: Proceso de gestión de las series de datos geotécnicos

En esta etapa de análisis surgen las restricciones más importantes del estudio. Se tropieza con el inconveniente de la escasez de datos sobre algunas de las unidades

geotécnicas definidas en la columna litológica. En esta circunstancia no hay más remedio que reducir el alcance del estudio ante la dificultad de paliar esta laguna con ensayos complementarios de campo y laboratorio. Se recuerda que **se parte de un “presupuesto cero” para obtener valor añadido de la información geotécnica y experiencia acumulada en el pasado**. No obstante, el diseño del banco de datos Access deja la puerta abierta a la incorporación de futuras prospecciones y resultados de ensayo que permitirán eliminar las lagunas actuales de conocimiento.

En los dos capítulos siguientes se presentan los resultados obtenidos al aplicar técnicas de inferencia estadística sobre las series de datos de cuatro unidades geotécnicas de la Bahía de Santander, y las conclusiones generales en cuanto a la estimación de parámetros geotécnicos (valores característicos y valores de cálculo) y sus correlaciones más fiables.

En el Apéndice C, se completa la información sobre cada unidad geotécnica en factores que también van a incidir notablemente en la seguridad de las construcciones, como los riesgos de fallo geotécnico y las recomendaciones de técnicas constructivas en cada tipo de terreno.

2.8.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

1. El Sistema de Gestión Geotécnica incluye información geológica porque el conocimiento de la morfología, tectónica y estratigrafía es de gran ayuda para la clasificación inicial de los suelos e identificación de los materiales que estarán sobreconsolidados.
2. En el banco de datos se conserva la información según aparece en los informes originales de las 112 campañas geotécnicas que se han analizado (767 sondeos).
3. Para clasificar los materiales del terreno en unidades geotécnicas homogéneas, se ha añadido a cada nivel estratigráfico y muestra ensayada un código alfanumérico que permite clasificar y filtrar los datos para su posterior análisis estadístico.
4. Aunque no se desarrollan modelos tridimensionales para presentar la información, cada dato queda georreferenciado con sus tres coordenadas geográficas (X,Y,Z). De esta forma no sólo se puede filtrar la información correspondiente a una determinada unidad geotécnica, sino que se puede seleccionar la información contenida en un determinado recinto geográfico (por ejemplo en la superficie en planta afectada por el proyecto concreto de una obra). Esta posibilidad supone un valor añadido importante en la gestión de datos, porque permite caracterizar los suelos a un nivel más local.
5. El mismo sistema de gestión geotécnica permite archivar la información en el banco de datos, y gestionarla para estimar parámetros geotécnicos y correlaciones entre ellos. Por tanto el sistema es **abierto y actualizable**, lo que permite añadir información para mejorar paulatinamente la calidad de la información a medida que aumente el tamaño de las muestras de datos disponibles.

Capítulo 3

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Capítulo 3.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

3.1.- INTRODUCCIÓN

En este capítulo se aplica la **inferencia estadística y pruebas de contraste de hipótesis** sobre las series de datos geotécnicos disponibles en la Bahía de Santander para la estimación de los parámetros del terreno. Previamente se han registrado en el banco de datos:

- 1.039 ensayos de penetración estándar
- 559 análisis granulométricos
- 403 límites de Atterberg
- 579 determinaciones de peso específico seco
- 610 determinaciones de humedad natural
- 415 ensayos de resistencia al corte sin drenaje
- 523 ensayos de compresión simple
- 83 ensayos de compresión triaxial CU
- 84 ensayos edométricos
- 102 determinaciones del contenido de materia orgánica
- 42 determinaciones del contenido de sulfatos
- 23 determinaciones del contenido de carbonatos

Cada muestra de suelo ensayada se ha identificado y clasificado en la “*unidad geotécnica*” correspondiente de la “*columna litológica*” de la Bahía de Santander.

Además de la descripción litológica de la muestra y los resultados de los ensayos, se han registrado en el banco de datos sus coordenadas UTM, profundidad y posición del nivel freático, lo que ha permitido estimar su estado tensional inicial en el terreno.

La mayor parte de los ensayos de identificación se han realizado en el laboratorio de ICINSA (Cantabria) y los ensayos de estado, resistencia y compresibilidad edométrica en el Laboratorio de Geotecnia del Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales (E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria).

El sistema de gestión geotécnica, desarrollado y descrito con detalle en el Capítulo 2, ha permitido aplicar métodos estadísticos en el estudio de los siguientes aspectos:

- **Forma de la función de distribución de probabilidad teórica que mejor se ajusta a la población de cada parámetro geotécnico**, aplicando pruebas de contraste de hipótesis sobre las series de datos disponibles en cuatro unidades geotécnicas de la Bahía de Santander: limo arenoso (marisma cuaternaria), arena limosa (marisma cuaternaria), arcilla alterada (facies Keuper) y arcillita abigarrada (facies Keuper).
- **Valores típicos del coeficiente de variación de la población de cada parámetro geotécnico**, comprobando cómo afecta la extensión geográfica del área de

procedencia de las muestras ensayadas. La mayor o menor heterogeneidad de cada material analizado y el grado de alteración de las muestras durante los procesos de extracción, preparación de probetas y ensayo, también introducen dispersiones.

- **Valores de los coeficientes que deben aplicarse sobre el valor medio de una muestra de ensayos en una campaña geotécnica para estimar el valor característico y el valor de cálculo de cada parámetro.** La función de distribución de probabilidad y la dispersión observada en cada tipo de parámetro condiciona la **cantidad de ensayos recomendados en la campaña geotécnica** para realizar una estimación prudente del valor medio de la población (valor característico).

En los Apéndices A, B y C se presenta la información previa de la zona de estudio. Concretamente el marco geológico de la Bahía de Santander, que ha permitido definir las capas de la columna litológica, el mapa geotécnico de la Bahía de Santander (afloramientos de materiales y emplazamiento de los sondeos) y la descripción pormenorizada de las unidades geotécnicas de cada capa (clasificación de suelos y rocas suficientemente homogéneos en cuanto a su comportamiento mecánico).

En el Apéndice D se recopila el resultado de la inferencia estadística sobre los suelos de la Bahía de Santander, con el máximo detalle. En un primer grupo de tablas se presenta el análisis estadístico de cada unidad geotécnica, con información del tamaño de las muestras disponibles “n” en cada parámetro, el coeficiente de variación muestral “CV”, y otros estadísticos complementarios de la muestra (media, mínimo, máximo, desviación típica, percentil 5% y percentil 95%). En un segundo grupo de información se presenta el resultado de las pruebas de contraste de hipótesis del ajuste de la función de distribución muestral a una función de distribución teórica (Uniforme, Normal, Log-normal y Gamma). Finalmente, en un tercer grupo de gráficos se recoge el resultado concreto de las pruebas de ajuste global de las funciones de distribución mediante papel probabilístico.

3.2.- FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Para ajustar una función de distribución de probabilidad a un determinado parámetro geotécnico (variable aleatoria), se ha decidido clasificar los resultados de ensayo de cada unidad geotécnica en 15 intervalos (clases) de amplitud constante. Se ha elegido una amplitud de intervalo de 0,46528 veces la desviación típica ($a = 0,46528.s_m$), porque para este valor de “a”, si se eligen 5 clases por debajo de la media de la muestra “ X_m ” y 10 clases por encima de ella, se garantiza que en el intervalo $(X_m - 5a, X_m + 10a) = (X_m - 2,3264.s_m, X_m + 4,6528.s_m)$ estarán el 99% de los resultados de ensayo si la función de densidad de la variable aleatoria se ajustase a una función Normal.

No obstante, la distribución de probabilidad de la muestra puede ajustarse a alguna de las funciones de distribución habituales en la naturaleza. En este sentido se han aplicado sobre las series de ensayo dos pruebas para el contraste de hipótesis:

1. Comparación, por mínimos cuadrados, de la **función de distribución muestral** con cuatro **funciones de distribución teóricas** (Uniforme, Normal, Log-normal y

Gamma), representadas en **papel probabilístico** (se efectúan cambios de variable para provocar que la función de distribución de probabilidad teórica acumulada quede representada por una línea recta, para visualizar mejor la bondad del ajuste).

Se analiza el valor del estadístico:

$$Q_K = \sum_{i=1}^{i=k} [(F_i - P_i)^2]$$

- Q_K : “*sumatorio de diferencias cuadráticas*” entre F_i y P_i
- k : número de intervalos (clases) en que se ha dividido el espacio muestral
- i : intervalo (clase) de la variable aleatoria
- F_i : probabilidad acumulada de la muestra en el intervalo “ i ”
- P_i : probabilidad acumulada de la función teórica en el intervalo “ i ”

El estadístico “ Q_K ” asigna el mismo peso a las diferencias cuadráticas que se producen en el centro de la función de distribución y en las colas. Se trata de un método de ajuste medio, adecuado para estimar valores centrales como la media, la varianza o el coeficiente de variación.

2. Comparación de la **función de densidad de la muestra** con cuatro **funciones de densidad teóricas** (Uniforme, Normal, Log-normal y Gamma), con un contraste de la hipótesis mediante la **Prueba Chi Cuadrado o de Pearson Centrada**, estudiando el sumatorio de las diferencias cuadráticas entre la frecuencia absoluta muestral y la frecuencia absoluta de la función de densidad teórica en el intervalo “ i ”, divididas por la frecuencia absoluta teórica.

$$Q_K = \sum_{i=1}^{i=k} \left[\frac{(f_i - n.p_i)^2}{n.p_i} \right]$$

- Q_K : “*estadístico de discrepancia*”, que se compara con la función de distribución Chi Cuadrado
- k : número de intervalos (clases) en que se ha dividido el espacio muestral
- i : intervalo (clase) de la variable aleatoria
- n : tamaño de la muestra (número de resultados de ensayo disponibles)
- f_i : frecuencia absoluta del intervalo “ i ” de la muestra
- $n.p_i$: frecuencia absoluta del intervalo “ i ”, en la función de densidad teórica

El estadístico de la Prueba Chi Cuadrado pondera mucho más las diferencias cuadráticas que se producen en las colas de la función de densidad, al dividir las por la frecuencia absoluta teórica “ $n.p_i$ ” (muy pequeña en los intervalos más alejados de la media). Por tanto se trata de una prueba de contraste adecuada para ajustar en las funciones los valores extremos (colas de la función de densidad), como los cuantiles del 5% y 95% de la variable aleatoria.

Se estudia también el mejor ajuste extremal en cada una de las colas, analizando la discrepancia de los valores superiores a la media si interesa el mejor ajuste extremal

superior (máximos), o de los valores inferiores a la media si interesa el mejor ajuste extremal inferior (mínimos).

En el cálculo geotécnico interesan las estimaciones del valor medio de los parámetros en la zona crítica de un estado límite último (ELU) y de un estado límite de servicio (ELS). Por tanto se elegirán las funciones con las que se obtiene el **mejor ajuste global de la serie de datos** (ajuste en papel probabilístico).

En las Tablas 3.1 y 3.2 se presenta el resumen de resultados obtenidos en las cuatro unidades geotécnicas de la Bahía de Santander con muestras suficientemente extensas (la mayor parte de los datos corresponden a la zona portuaria).

En cada una de las series analizadas se aporta información del tamaño de la muestra de ensayos (n), el coeficiente de variación muestral ($CV=s_m/X_m$), la función de distribución de probabilidad teórica que mejor se ajusta globalmente a la muestra y, entre paréntesis, el valor del estadístico Q_k (sumatorio de diferencias cuadráticas) de la prueba de contraste en papel probabilístico.

Tabla 3.1: Parámetros de identificación y estado (Bahía de Santander)				
Parámetros geotécnicos	B1 Limo arenoso (marisma)	B2 Arena limosa (marisma)	K1 Arcilla alterada (facies Keuper)	K2 Arcillita abigarrada (facies Keuper)
Índice de plasticidad, IP	$n = 111$ $CV = 0,48$ Log-normal (0,031)	-	$n = 25$ $CV = 0,56$	$n = 176$ $CV = 0,35$ Log-normal (0,035)
Límite líquido, LL	$n = 111$ $CV = 0,28$ Log-normal (0,044)	-	$n = 25$ $CV = 0,36$	$n = 176$ $CV = 0,24$ Log-normal (0,027)
Humedad, w	$n = 139$ $CV = 0,30$ Log-normal (0,043)	$n = 34$ $CV = 0,30$	$n = 32$ $CV = 0,40$	$n = 264$ $CV = 0,32$ Log-normal (0,027)
Peso específico seco, γ_d	$n = 122$ $CV = 0,14$ Log-normal (0,028)	$n = 19$ $CV = 0,13$	$n = 30$ $CV = 0,17$	$n = 262$ $CV = 0,11$ Log-normal (0,032)

Tabla 3.2: Parámetros de resistencia y compresibilidad (Bahía de Santander)				
Parámetros geotécnicos	B1 Limo arenoso (marisma)	B2 Arena limosa (marisma)	K1 Arcilla alterada (facies Keuper)	K2 Arcillita abigarrada (facies Keuper)
Tangente del ángulo de rozamiento crítico, $tg\theta_{cr}$	$n = 20$ $CV = 0,13$	$n = 8$ $CV = 0,26$	-	$n = 38$ $CV = 0,18$
Cohesión, c	-	-	-	$n = 38$ $CV = 0,65$

Tabla 3.2: Parámetros de resistencia y compresibilidad (Bahía de Santander)				
Parámetros geotécnicos	B1 Limo arenoso (marisma)	B2 Arena limosa (marisma)	K1 Arcilla alterada (facies Keuper)	K2 Arcillita abigarrada (facies Keuper)
Resistencia al corte sin drenaje, c_u (vanette)	n = 91 CV = 0,58 Log-normal (0,036)	-	n = 20 CV = 0,56	n = 47 CV = 0,46
Resistencia a compresión simple, q_u	n = 96 CV = 0,61 Log-normal (0,023)	-	n = 30 CV = 0,48	n = 240 CV = 0,62 Log-normal (0,025)
Índice N_{SPT}	n = 180 CV = 0,81 Gamma (0,030)	n = 258 CV = 0,87 Gamma (0,027)	n = 53 CV = 0,62	n = 235 CV = 0,51 Log-normal (0,078)
Índice de compresión, C_c	n = 44 CV = 0,38	-	-	n = 28 CV = 0,69
Índice de hinchamiento, C_s	n = 44 CV = 0,41	-	-	n = 28 CV = 0,52
Coeficiente de consolidación, c_v	n = 32 CV = 0,73	-	-	n = 26 CV = 0,61

Las pruebas de contraste de hipótesis con un tamaño de muestra importante ($n > 90$, aunque también hay series de datos con $n > 200$) demuestran que en general **los parámetros geotécnicos se ajustan a funciones de distribución Log-normal**.

El resultado es lógico si se tiene en cuenta que los parámetros geotécnicos:

- no toman valores negativos y por tanto queda truncada la cola izquierda de la función
- cuando la dispersión es alta se produce el sesgo hacia la derecha (asimetría)

En la Tabla 3.3 se resumen las funciones de distribución teóricas ajustadas y los coeficientes de variación muestrales (CV), en las series de datos de suficiente tamaño ($n > 90$). Se comprueba que cuando la dispersión es elevada ($CV > 0,80$) mejora el ajuste con una función Gamma, aunque la función Log-normal sigue siendo válida.

Tabla 3.3: Función de distribución de probabilidad y coeficiente de variación (Bahía de Santander)	
Función de distribución	Coeficiente de variación "CV" (series de más de 90 datos)
Función Log-normal	0,11(γ_d) - 0,14(γ_d) - 0,24(LL) - 0,28(LL) - 0,30(w) - 0,32(w) - 0,35(IP) - 0,48(IP) - 0,51(N_{SPT}) - 0,58(c_u) - 0,61(q_u) - 0,62(q_u)
Función Gamma	0,81(N_{SPT}) - 0,87(N_{SPT})

En los apartados siguientes se presentan los ajustes gráficos obtenidos en 14 series de datos, correspondientes a parámetros de identificación, estado, resistencia y compresibilidad edométrica.

En cada caso analizado se presenta el **histograma de la serie de ensayos, en forma de función de densidad** (área ajustada a la unidad), dibujando al fondo la función de densidad teórica que mejor se ajusta globalmente (con los mismos estadísticos centrales que la muestra).

En los histogramas se representa en abcisas el valor del parámetro en el centro de cada intervalo "i". La función de densidad teórica se representa también con el valor de la función en el centro de cada intervalo, uniendo estos puntos. A la derecha de cada histograma se representa la función de distribución de probabilidad acumulada de la muestra y la función teórica que mejor se ajusta, para visualizar las diferencias entre ambas (Figuras 3.1 a 3.20).

3.2.1.- Parámetros de identificación

Se ha estudiado el índice de plasticidad y el límite líquido en dos unidades geotécnicas de la Bahía de Santander: limo arenoso de marisma (B1) y arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). Las series de datos disponibles contienen 111 y 176 datos respectivamente.

En el resto de unidades geotécnicas no se dispone de series de datos con tamaño suficiente, y por tanto no ha sido posible realizar ajustes fiables de la población.

Índice de plasticidad

Los mejores ajustes globales del índice de plasticidad se obtienen con funciones de distribución Log-normal (Figuras 3.1 y 3.2). Los coeficientes de variación de las dos series de datos analizadas son elevados ($CV=0,48$ en B1 y $CV=0,35$ en K2). Se observa claramente el sesgo hacia la derecha, que empeora el ajuste a la función Normal.

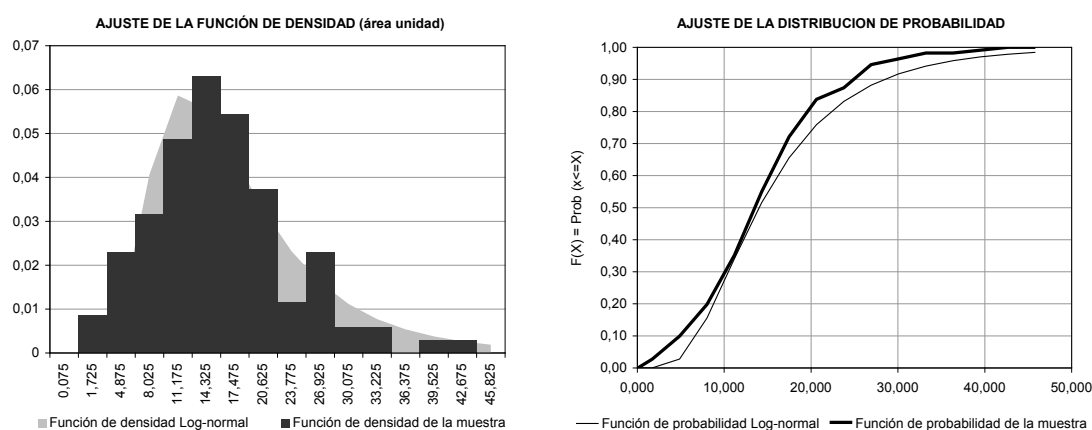


Figura 3.1: Función Log-normal ajustada al índice de plasticidad (B1)

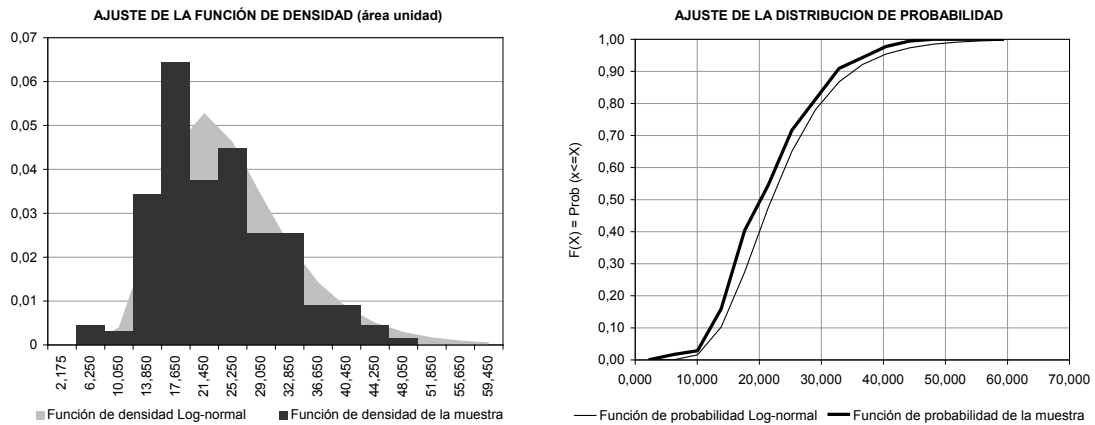


Figura 3.2: Función Log-normal ajustada al índice de plasticidad (K2)

Límite líquido

El mejor ajuste se obtiene con funciones de distribución Log-normal (Figuras 3.3 y 3.4). Los coeficientes de variación no son demasiado altos (CV=0,28 en B1 y CV=0,24 en K2).

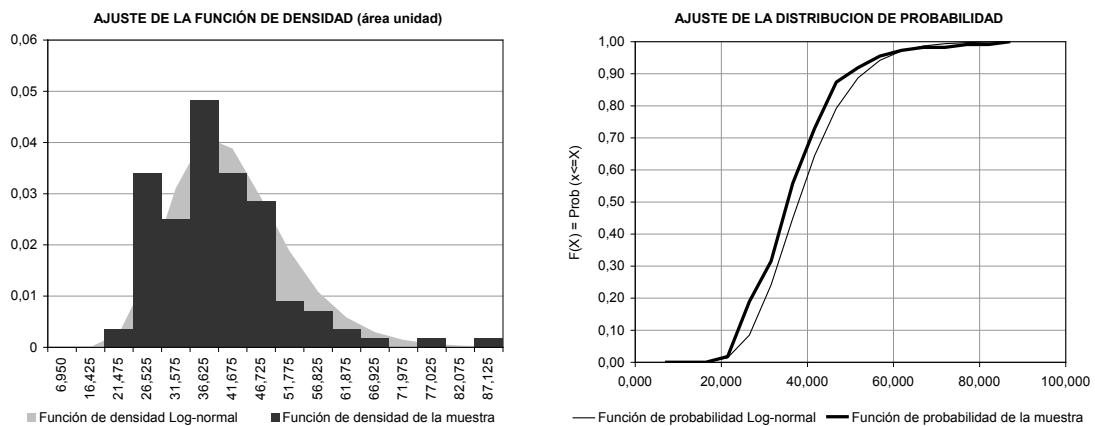


Figura 3.3: Función Log-normal ajustada al límite líquido (B1)

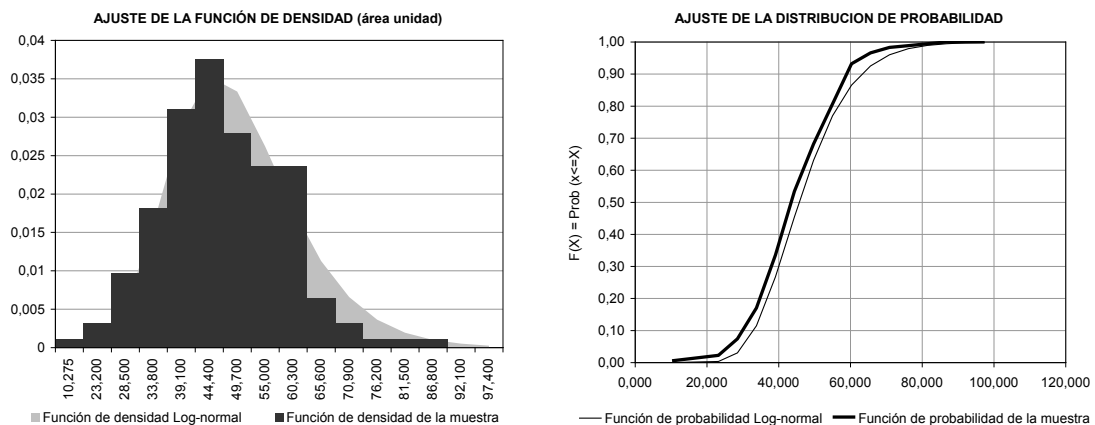


Figura 3.4: Función Log-normal ajustada al límite líquido (K2)

En el caso de la unidad geotécnica K2 (CV=0,24), correspondiente a la arcillita abigarrada de facies Keuper, podría admitirse también un ajuste a una función Normal (Figura 3.5). En general, **cuanto menor sea el coeficiente de variación de la serie de datos (menor dispersión), mejor será el ajuste a una función de distribución Normal**. Esta conclusión es lógica porque la concentración de datos en torno a la media evita el sesgo hacia la derecha, y si los valores mínimos se alejan del valor nulo, no se aprecia el truncamiento de la cola izquierda. Esto sucede aproximadamente cuando se verifica:

$$X_m - 3 \cdot s_m > 0, \text{ o lo que es lo mismo: } CV = s_m / X_m < 1/3 \rightarrow CV < \approx 0,30$$

(en la función Normal: Prob $[x \leq X_m - 3 \cdot s_m] = 0,1\%$)

Se obtienen por tanto las mismas conclusiones que en el estudio de Carrie Cheung y Albert T. Yeung sobre los límites de Atterberg de las “arcillas marinas” de Hong Kong (2009), presentado en el apartado 1.2.4 del Capítulo 1.

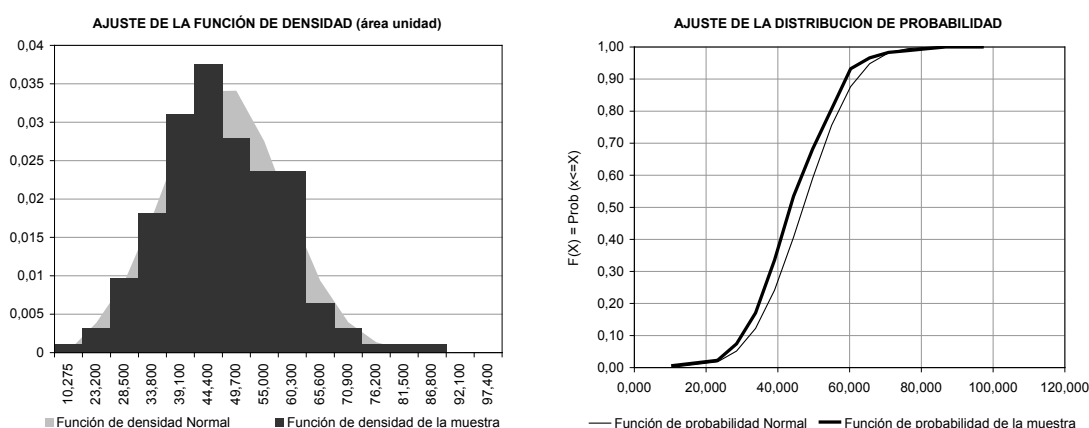


Figura 3.5: Función Normal ajustada al límite líquido (K2)

3.2.2.- Parámetros de estado

Humedad natural

La humedad de los suelos de la Bahía de Santander se ha estudiado en dos series de 139 y 265 ensayos, sobre sendas muestras de limo arenoso de marisma (B1) y arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). Se dispone también de dos series más reducidas, con 34 datos sobre arena limosa de marisma (B2) y 32 datos sobre arcilla alterada de facies Keuper (K1), que no permiten extraer conclusiones fiables.

En los dos casos analizados con suficientes datos (B1 y K2), se comprueba que el mejor ajuste se logra con funciones de distribución Log-normal (Figuras 3.6 y 3.7). En este caso los coeficientes de variación de la humedad se mueven en valores próximos a CV=0,30, y por tanto las series de datos también podrían aproximarse funciones de distribución Normal (Figuras 3.8 y 3.9).

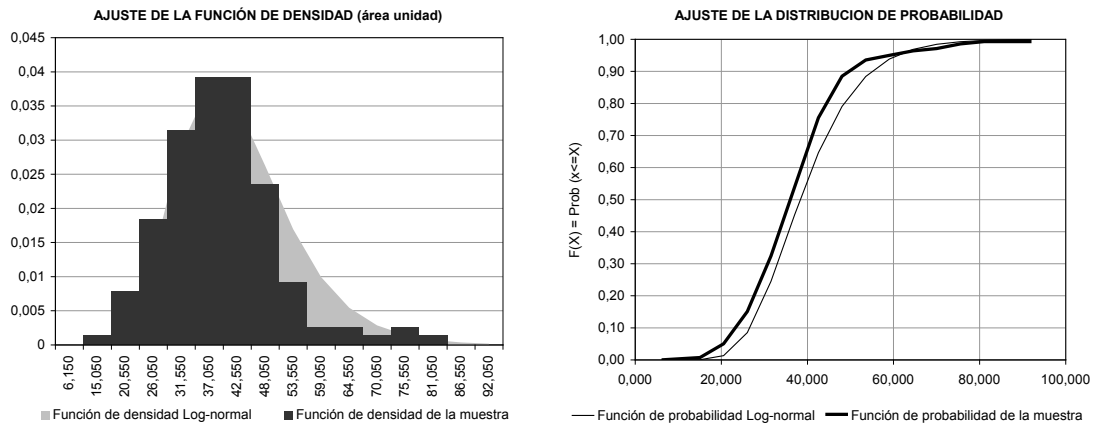


Figura 3.6: Función Log-normal ajustada a la humedad (B1)

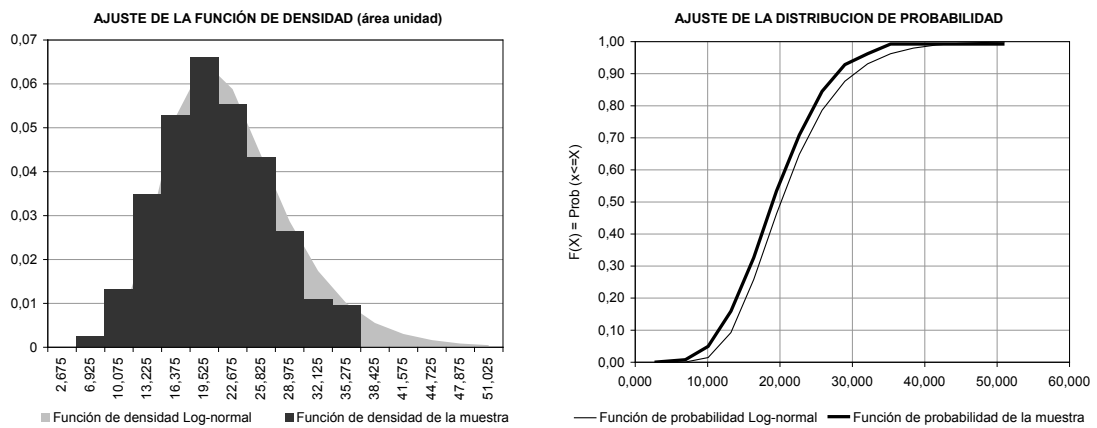


Figura 3.7: Función Log-normal ajustada a la humedad (K2)

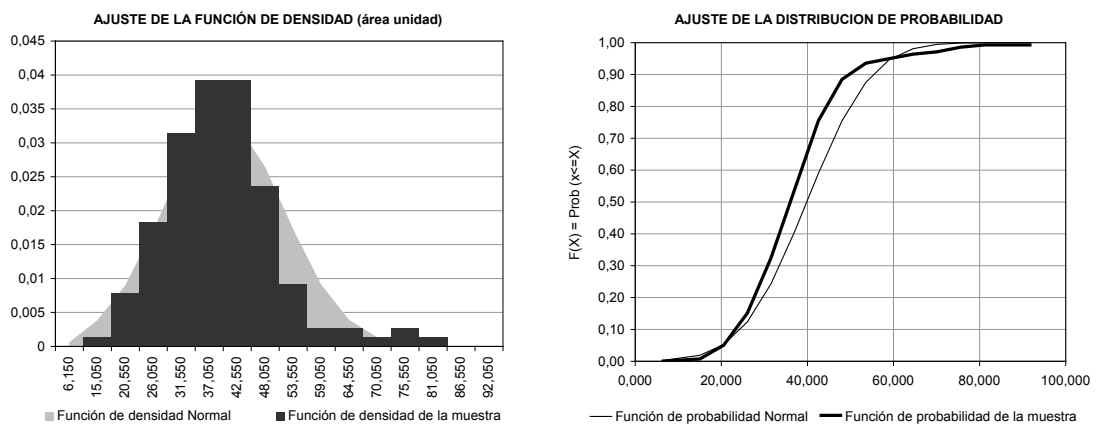


Figura 3.8: Función Normal ajustada a la humedad (B1)

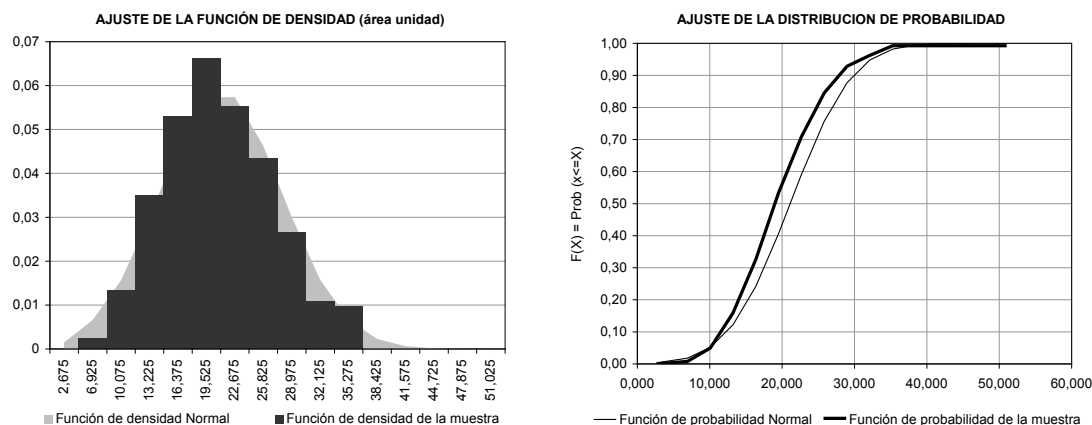


Figura 3.9: Función Normal ajustada a la humedad (K2)

Peso específico seco

El peso específico seco es un parámetro geotécnico de mínima dispersión. Se han obtenido coeficientes de variación muy bajos ($CV=0,14$ y $CV=0,11$) en dos series de 122 y 263 datos respectivamente, sobre muestras de limo arenoso de marisma (B1) y arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). En una tercera serie de 30 datos, sobre arcilla alterada de facies Keuper (K1), se obtuvo un coeficiente de variación $CV=0,17$.

A pesar de la bajísima dispersión del parámetro, el mejor ajuste a las series de datos de las muestras también se logra con una función de distribución Log-normal (Figuras 3.10 y 3.11), aunque en ambos casos el ajuste a una función de distribución Normal (Figuras 3.12 y 3.13) también sería válido debido al bajo coeficiente de variación (se cumple la condición $CV < 0,30$ y por tanto prácticamente no se percibe el truncamiento de la cola izquierda de la serie de datos en el valor cero).

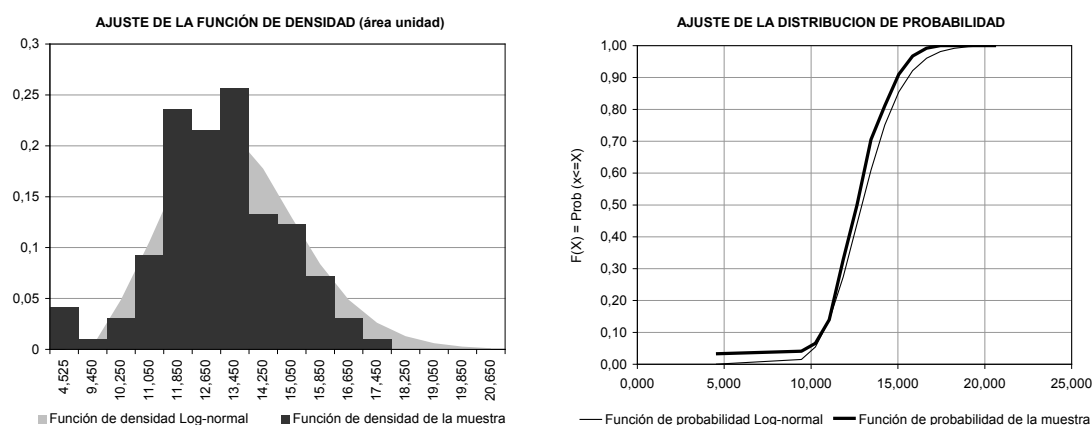


Figura 3.10: Función Log-normal ajustada al peso específico seco (B1)

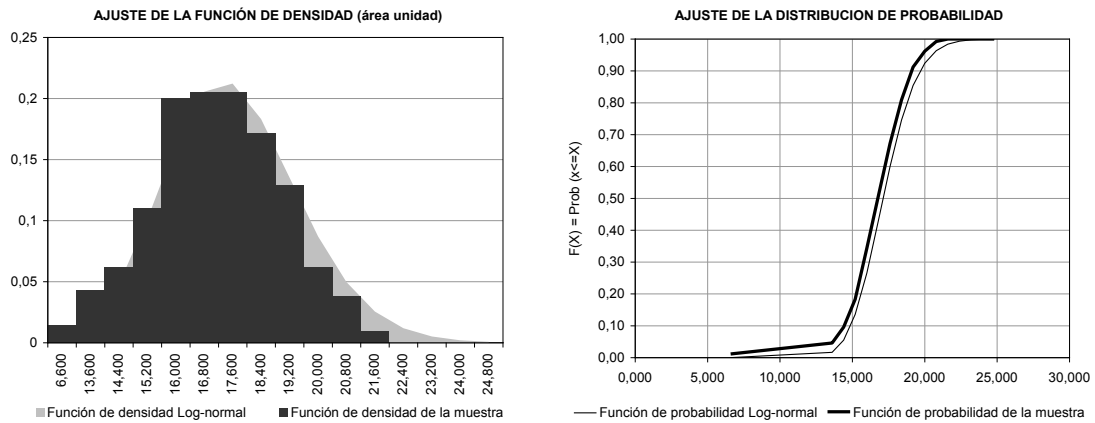


Figura 3.11: Función Log-normal ajustada al peso específico seco (K2)

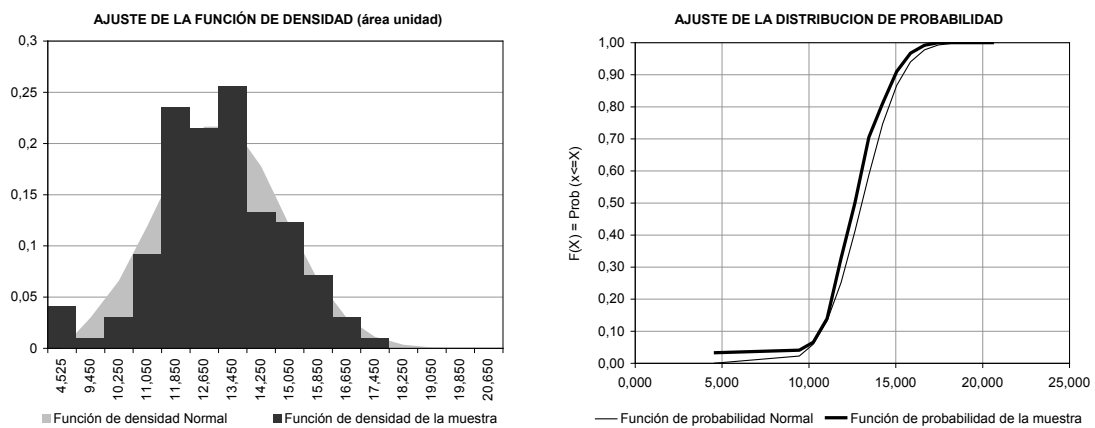


Figura 3.12: Función Normal ajustada al peso específico seco (B1)

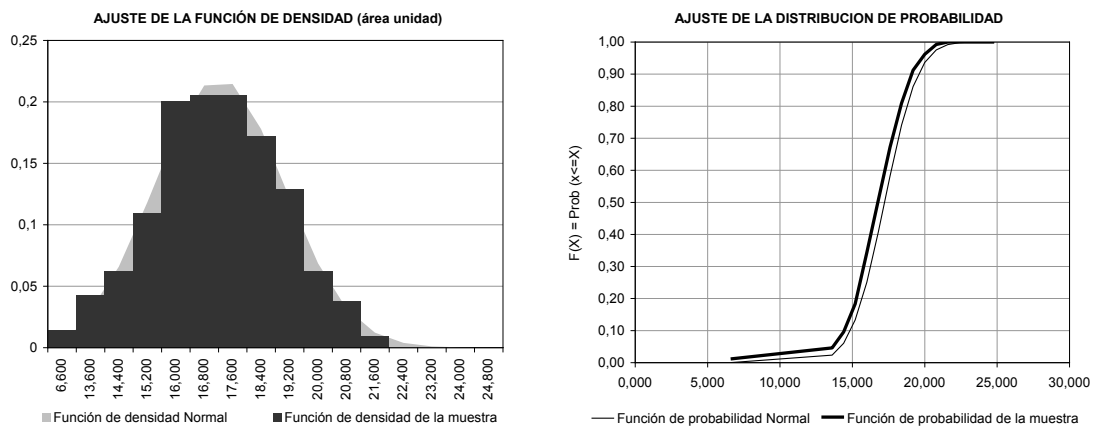


Figura 3.13: Función Normal ajustada al peso específico seco (K2)

3.2.3.- Parámetros de resistencia

Exceptuando la tangente del ángulo de rozamiento crítico, **los parámetros de resistencia suelen presentar dispersiones bastante elevadas ($CV > 0,45$)**.

Si se incluye en este grupo, como medida de la consistencia del terreno, el índice N_{SPT} , dicho parámetro proporciona las máximas dispersiones ($CV > 0,50$)

Tangente del ángulo de rozamiento crítico

Se dispone de una serie de escaso tamaño (38 ensayos triaxiales CU) sobre arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). El coeficiente de variación de la muestra es $CV = 0,18$, por lo que podría utilizarse la función de distribución Normal. No se realiza el contraste de hipótesis debido al escaso tamaño de muestra.

Cohesión

Se dispone de la misma serie de 38 ensayos triaxiales CU sobre arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). El coeficiente de variación es muy elevado ($CV = 0,65$), debido sobre todo a la sensibilidad del ajuste gráfico del criterio de Mohr-Coulomb en ensayos triaxiales CU. En general es difícil estimar la cohesión de suelos sobreconsolidados.

Resistencia al corte sin drenaje

En este grupo se consideran únicamente los ensayos de resistencia al corte sin drenaje medida con vanette (molinete de mano). Se han analizado los resultados obtenidos en muestras de limo arenoso de marisma (B1) y arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). Se dispone de series de 91 y 47 datos respectivamente, con coeficientes de variación $CV = 0,58$ y $CV = 0,46$. El mejor ajuste se obtiene con funciones de distribución Log-normal (se representa sólo la serie B1, de tamaño suficiente, en la Figura 3.14).

En el histograma se aprecian tres intervalos frecuentes (modas), que parecen indicar que el suelo es bastante heterogéneo (se subdivide en tres unidades geotécnicas).

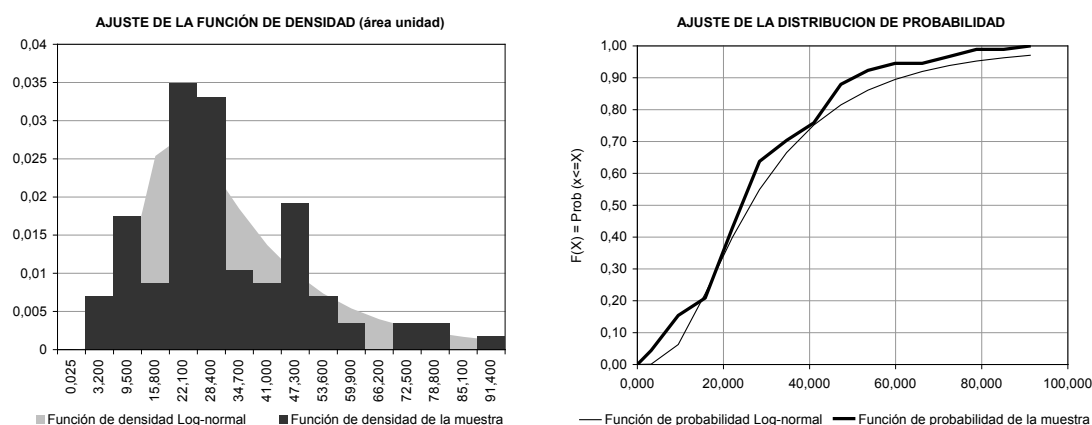


Figura 3.14: Función Log-normal ajustada a la resistencia al corte UU (vanette) (B1)

Resistencia a compresión simple

En este caso se dispone de dos series de datos de tamaño suficiente. Concretamente 96 ensayos realizados sobre limo arenoso de marisma (B1) y 241 ensayos sobre arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). Los coeficientes de variación obtenidos en las series de datos han sido $CV=0,61$ y $CV=0,62$, respectivamente. El mejor ajuste se consigue con funciones de distribución Log-normal (Figuras 3.15 y 3.16). En la serie (K2) se visualiza muy bien el ajuste, con el sesgo hacia la derecha característico.

Se dispone de una tercera serie de 30 datos sobre arcilla alterada de facies Keuper (K1), con un coeficiente de variación $CV=0,48$, pero el tamaño de la muestra es insuficiente para extraer un ajuste fiable.

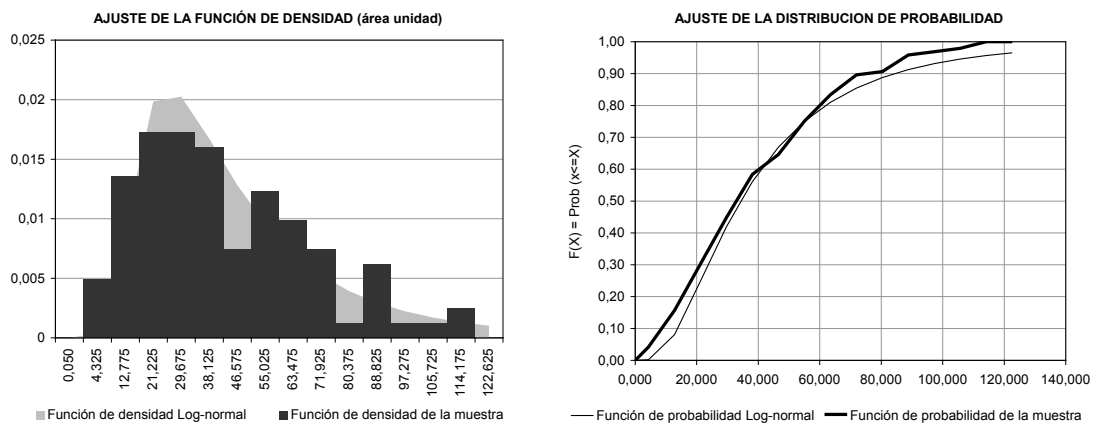


Figura 3.15: Función Log-normal ajustada a la resistencia a compresión simple (B1)

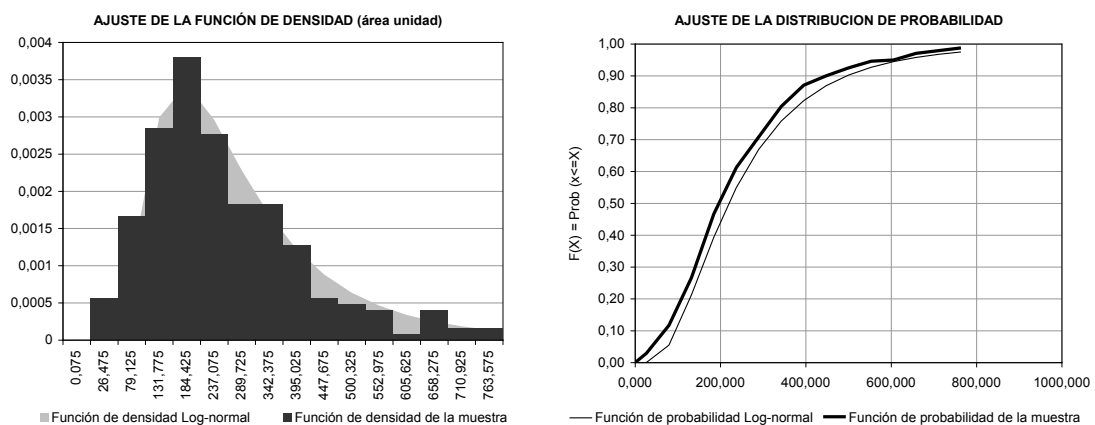


Figura 3.16: Función Log-normal ajustada a la resistencia a compresión simple (K2)

Índice N_{SPT} (prueba de penetración estándar)

Aunque el índice N_{SPT} no sea estrictamente un parámetro de resistencia, se analiza en este apartado.

Se dispone de tres series de datos suficientemente extensas del índice N_{SPT} , sobre limo arenoso de marisma (B1), arena limosa de marisma (B2) y arcillita abigarrada de facies Keuper (K2). El número de datos disponibles en cada una de estas unidades geotécnicas es, respectivamente, de 178, 259 y 235. Los coeficientes de variación obtenidos han sido $CV=0,81$, $CV=0,87$ y $CV=0,51$.

En las dos primeras series, sobre unidades geotécnicas de la marisma cuaternaria (B1 y B2) el mejor ajuste del parámetro se consigue con una función de distribución Gamma (Figuras 3.17 y 3.18), debido a su elevada dispersión y sesgo hacia la derecha.

La tercera serie, correspondiente a la arcillita abigarrada de facies Keuper (K2), se ajusta mejor a una función Log-normal (Figura 3.19), debido a que su gran consistencia provoca bastantes valores de “rechazo” en el índice N_{SPT} . En la serie de datos se asigna al rechazo el valor $N_{SPT}=100$. En consecuencia, se produce un truncamiento ficticio del índice N_{SPT} en el valor 100. Si se analizan solamente los valores del índice N_{SPT} inferiores al rechazo ($N_{SPT}<100$), el ajuste a la función Log-normal mejora bastante (Figura 3.20).

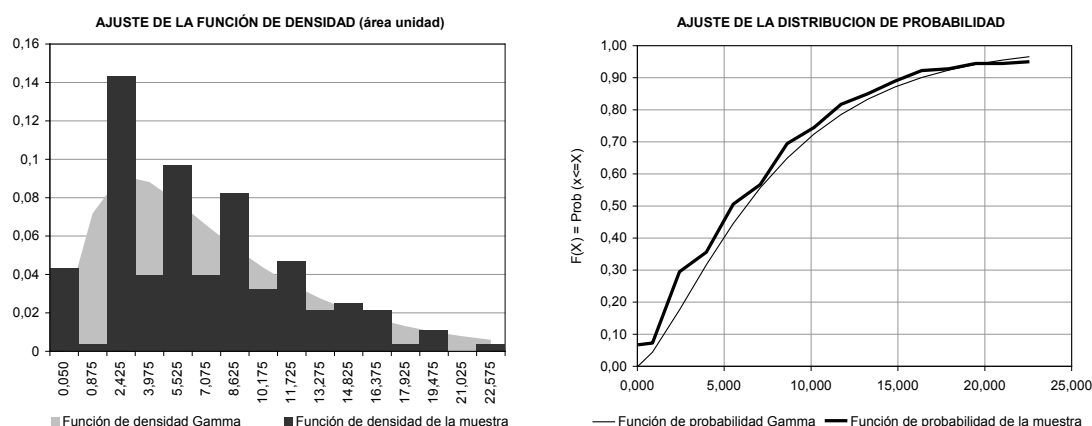


Figura 3.17: Función Gamma ajustada al índice N_{SPT} (B1)

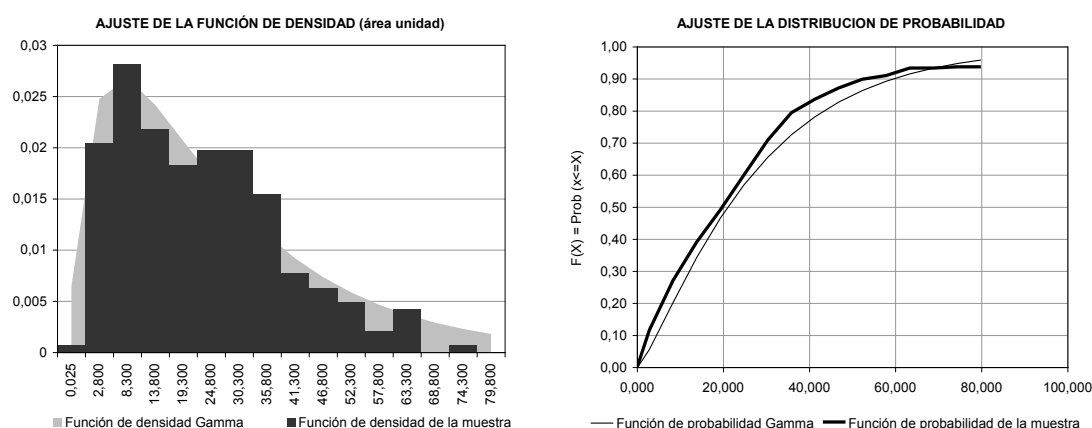


Figura 3.18: Función Gamma ajustada al índice N_{SPT} (B2)

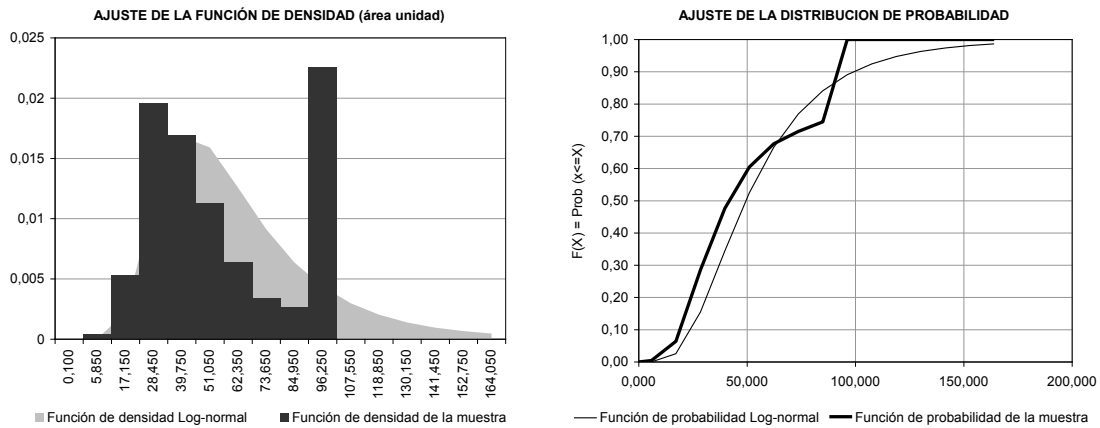


Figura 3.19: Función Log-normal ajustada al índice N_{SPT} (K_2) (se asigna al “rechazo” en el ensayo el valor $N_{SPT}=100$)

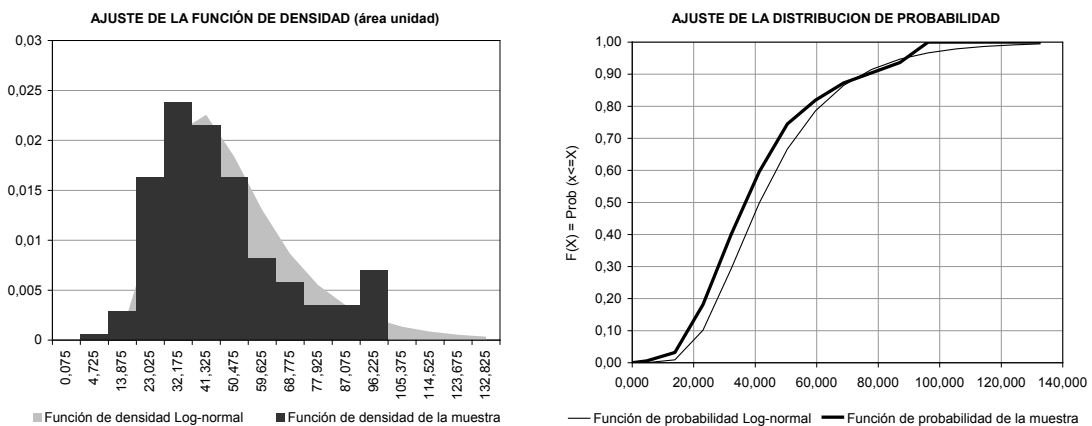


Figura 3.20: Función Log-normal ajustada al índice $N_{SPT} < 100$ (K_2)

3.2.4.- Parámetros de compresibilidad edométrica

Se dispone de una serie de 44 ensayos edométricos en limo arenoso de marisma (B1).

En el caso de los índices de compresión e hinchamiento, con coeficientes de variación $CV=0,38$ y $CV=0,41$ respectivamente, se pueden ajustar funciones de distribución Normal.

En el caso del coeficiente de consolidación la dispersión crece ($CV=0,73$), con lo que se ajusta claramente mejor a una función de distribución Log-normal. No obstante, el número de ensayos disponible es insuficiente para obtener conclusiones definitivas.

Los resultados obtenidos deben tomarse con reserva debido a los abundantes niveles finos de arena que presentan las muestras, incluso en la escala de una probeta. Esta peculiaridad del material provoca diferencias importantes en la velocidad del drenaje durante el ensayo y, en consecuencia, una dispersión excesiva de los resultados de consolidación de las muestras.

3.3.- COEFICIENTE DE VARIACIÓN

En el apartado 1.2.3 del Capítulo 1 se presentó la posibilidad de realizar una estimación puntual de la media “ μ ” y la varianza “ σ^2 ” de la población de un parámetro cuando se dispone de una muestra de gran tamaño ($n>100$):

$$\mu = X_m \quad ; \quad \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} (x_i - X_m)^2 = \frac{n}{n-1} s_m^2$$

A partir de los estadísticos “ X_m ” y “ s_m^2 ” se puede estimar también el coeficiente de variación “ v ” de la población del parámetro con las siguientes expresiones, para $n>100$:

$$v = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\sqrt{\frac{n}{n-1}} \cdot s_m}{X_m} = \sqrt{\frac{n}{n-1}} \cdot CV, \text{ donde: } CV = \frac{s_m}{X_m}$$

En algunas unidades geotécnicas de la Bahía de Santander se dispone de series de datos de suficiente tamaño para realizar estimaciones puntuales de los coeficientes de variación poblacional de sus parámetros.

Los resultados obtenidos se representan en la Figura 3.21, donde puede comprobarse que los coeficientes de variación de los suelos de la Bahía de Santander son algo más elevados que los valores medios recopilados por Kok-Kwang Phoon de la bibliografía clásica (referencias anteriores a 1990), y bastante similares a los obtenidos por Rodríguez Ortiz en los suelos de Madrid.

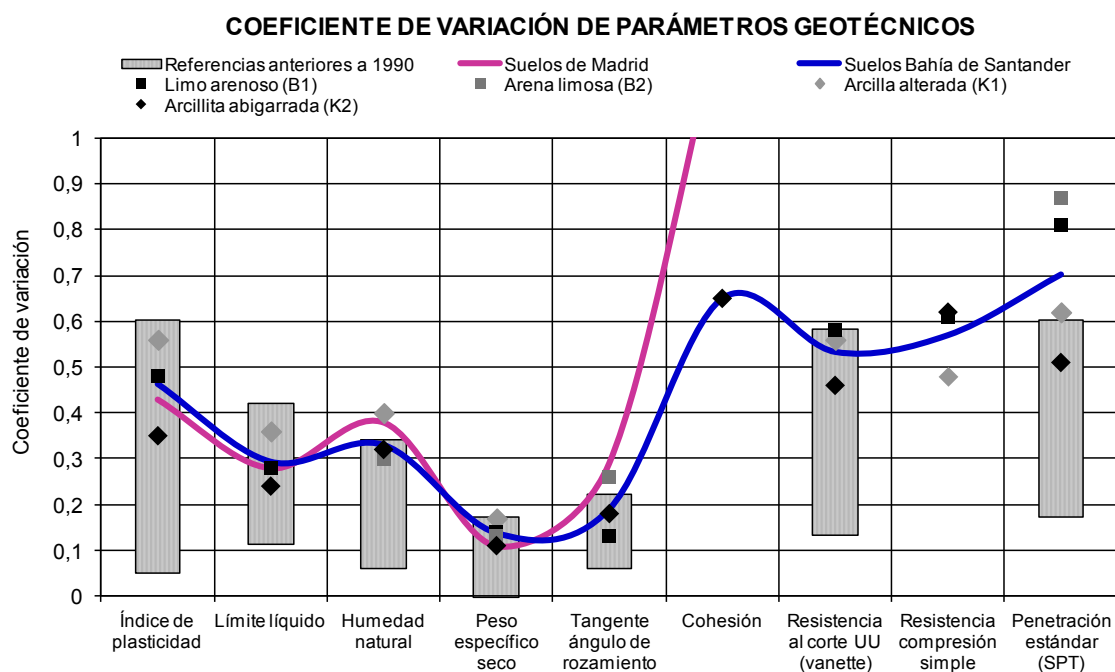


Figura 3.21: Comparación entre los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos de los suelos de la Bahía de Santander y los obtenidos en los suelos de Madrid y en la bibliografía clásica (referencias anteriores a 1990)

Se confirma la mínima dispersión en los parámetros de *peso específico seco* y *tangente del ángulo de rozamiento* ($0,10 < CV < 0,20$). A continuación se situarían los parámetros de *límite líquido* y *humedad natural* ($0,20 < CV < 0,40$). Los parámetros de resistencia presentan las mayores dispersiones ($0,45 < CV < 0,65$), con el valor máximo en el índice N_{SPT} de la prueba de *penetración estándar* ($CV > 0,50$).

Cabe pensar que si se restringiera la extensión geográfica de la zona de extracción de las muestras de terreno, aumentaría la homogeneidad del material y con ello se reducirá también la dispersión de los resultados de ensayo.

Para comprobar dicha hipótesis, se ha realizado este ejercicio con las series de ensayo sobre los suelos típicos de la zona portuaria de la Bahía de Santander (unidades geotécnicas B1, B2, K1 y K2), obtenidas en diez campañas de reconocimiento geotécnico de obras portuarias importantes. Para cada tipo de suelo (UG) y parámetro se han calculado los coeficientes de variación de las muestras disponibles en cada campaña geotécnica (CV), y conocido este conjunto de resultados, se ha estimado el intervalo de confianza del 90% del propio coeficiente de variación. El resultado se presenta en la Tabla 3.4, y permite conocer el orden de magnitud del coeficiente de variación de las series de datos de una campaña geotécnica, para cada tipo de suelo y parámetro, y compararlo con el coeficiente de variación de las series de datos cuando aumenta la extensión del ámbito geográfico del reconocimiento.

Tabla 3.4: Coeficientes de variación muestral de parámetros geotécnicos, en el ámbito geográfico de la campaña de reconocimiento de una obra portuaria			
Parámetro geotécnico	UG	Coeficientes de variación “CV” en 10 campañas geotécnicas	Intervalo de confianza del 90% de “CV”
Índice de plasticidad, IP	B1	0,24-0,24-0,29-0,36-0,40-0,42-0,42-0,57-0,64-0,68	0,38 ± 0,06
	K2	0,25-0,25-0,29-0,31-0,32-0,34-0,49	
Límite líquido, LL	B1	0,10-0,19-0,21-0,22-0,23-0,23-0,24-0,25-0,28-0,30	0,21 ± 0,02
	K2	0,12-0,18-0,21-0,21-0,21-0,22-0,25	
Humedad, w	B1	0,14-0,16-0,17-0,18-0,19-0,20-0,24-0,31-0,58	0,24 ± 0,05
	B2	0,11-0,26-0,37	
	K2	0,07-0,10-0,18-0,22-0,23-0,30-0,31-0,40	

Tabla 3.4: Coeficientes de variación muestral de parámetros geotécnicos, en el ámbito geográfico de la campaña de reconocimiento de una obra portuaria			
Parámetro geotécnico	UG	Coeficientes de variación “CV” en 10 campañas geotécnicas	Intervalo de confianza del 90% de “CV”
Peso específico seco, γ_d	B1	0,07-0,09-0,10-0,11-0,11-0,12-0,13-0,14-0,31	0,11 $\pm$ 0,03
	K2	0,06-0,07-0,09-0,10-0,10-0,11-0,11	
Ángulo de rozamiento, $\text{tg}\phi$	K2	0,15-0,17-0,20	0,17 $\pm$ 0,05
Cohesión, c	K2	0,56-0,59-0,64	0,60 $\pm$ 0,08
Resistencia al corte sin drenaje, c_u	B1	0,24-0,35-0,42-0,47-0,54-0,76	0,46 $\pm$ 0,09
	K2	0,35-0,40-0,45-0,66	
Resistencia compresión simple, q_u	B1	0,39-0,42-0,50-0,50-0,53-0,57-0,64-1,04	0,56 $\pm$ 0,09
	K1	0,59-0,61-0,62	
	K2	0,24-0,40-0,66-0,68	
Índice N_{SPT}	B1	0,48-0,72-0,75-0,86-0,97-1,01-1,83	0,72 $\pm$ 0,14
	B2	0,49-0,51-0,54-0,58-0,83-1,19	
	K1	0,40-0,70-0,85	
	K2	0,30-0,33-0,46-0,56	
Índice de compresión, C_c	B1	0,23-0,48-0,66	0,46 $\pm$ 0,45
Índice de hinchamiento, C_s	B1	0,17-0,48-0,69	0,45 $\pm$ 0,54
Coeficiente de consolidación, c_v	B1	0,42	-
CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS: <i>Canal General, Espigón Central, Muelle Pesquero, Canal Astander, Futuro Puerto de Raos, Nueva Lonja, Muelle Raos 5-6, Enlace Raos, Ciudad del Transportista, Silo Solvay-Bergé.</i>			

En la Figura 3.22 se han representado los resultados obtenidos para el coeficiente de variación muestral en un ámbito geográfico importante (Bahía de Santander < 9.000 Ha) y en la extensión geográfica de una campaña geotécnica (menos de 30 Ha) para diferentes tipos de suelos (unidades geotécnicas).

En la misma Figura 3.22 se aprecia cómo disminuye la dispersión del parámetro al reducir la extensión geográfica de la extracción de muestras.

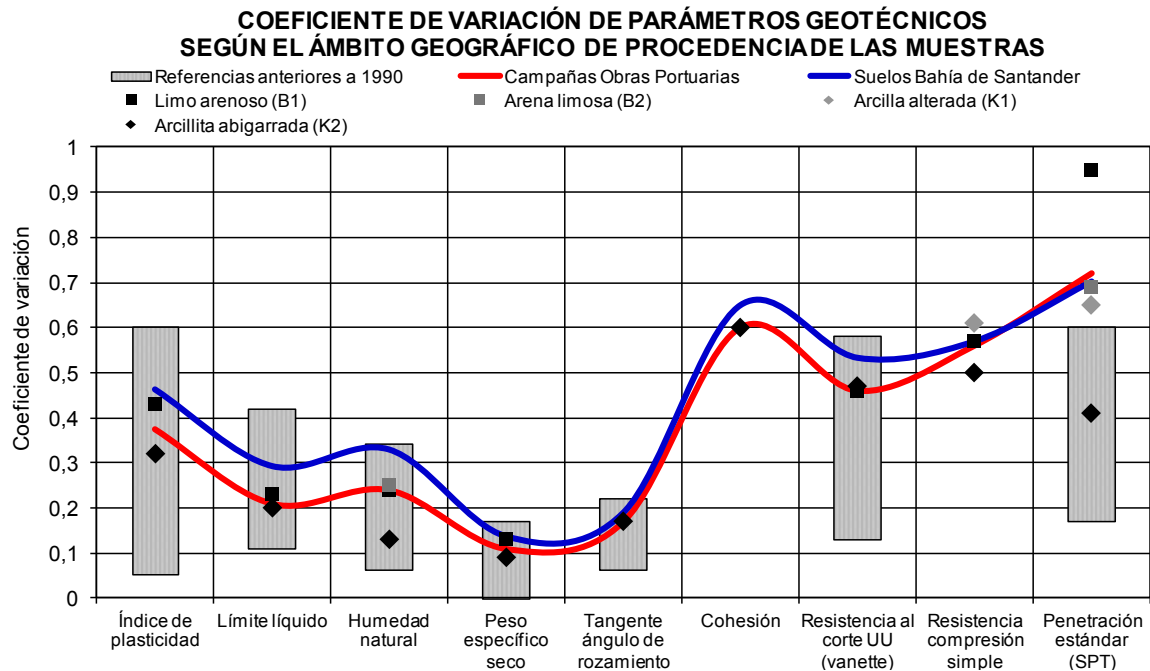


Figura 3.22: Disminución del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos al reducir en planta el ámbito geográfico de procedencia de las muestras.

Al comparar los resultados se extraen las siguientes conclusiones:

- Los coeficientes de variación “CV” de los parámetros de identificación y estado disminuyen aproximadamente del 20% al 30%.
- Los coeficientes de variación “CV” de parámetros de resistencia se reducen en torno al 10%.
- No se pueden extraer conclusiones fiables en el índice N_{SPT} y en los parámetros de compresibilidad edométrica.

Cabe esperar que en un ámbito espacial todavía más reducido, como puede ser la zona de fallo en un estado límite último (acotación geográfica y de profundidad), se obtengan coeficientes de variación inferiores. Para evaluar el efecto de la profundidad (zona afectada por el estado límite considerado), se ha repetido el ejercicio anterior con las cuatro unidades geotécnicas de suficiente tamaño de muestra (B1, B2, K1 y K2), clasificando las muestras ensayadas en dos niveles: de 2 a 10 metros y de 10 a 20 metros de profundidad. El resultado se presenta en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Coeficientes de variación muestral de parámetros geotécnicos, en diferentes intervalos de profundidad				
Parámetro geotécnico	UG	Coeficientes de variación y tamaño de muestra		
		z = 2 a 10 m	z = 10 a 20 m	Valor medio
Índice de plasticidad, IP	B1	0,47 (n = 77)	-	0,46 ± 0,13
	K2	0,39 (n = 22)	0,52 (n = 15)	
Límite líquido, LL	B1	0,30 (n = 77)	-	0,30 ± 0,09
	K2	0,26 (n = 22)	0,35 (n = 15)	
Humedad, w	B1	0,30 (n = 110)	-	0,32 ± 0,05
	B2	0,30 (n = 27)	-	
	K2	0,37 (n = 84)	0,30 (n = 37)	
Peso específico seco, γ_d	B1	0,14 (n = 93)	-	0,12 ± 0,04
	K2	0,12 (n = 82)	0,10 (n = 37)	
Ángulo de rozamiento, $\text{tg}\phi$	K2	0,13 (n = 14)	0,17 (n = 21)	0,15 ± 0,18
Cohesión, c	K2	0,58 (n = 14)	0,66 (n = 21)	0,62 ± 0,36
Resistencia al corte sin drenaje, c_u	B1	0,63 (n = 63)	-	0,55 ± 0,67
	K2	0,48 (n = 34)	-	
Resistencia compresión simple, q_u	B1	0,66 (n = 72)	-	0,59 ± 0,07
	K1	0,54 (n = 18)	-	
	K2	0,59 (n = 72)	0,56 (n = 35)	
Índice N_{SPT}	B1	0,78 (n = 125)	-	0,67 ± 0,20
	B2	0,94 (n = 144)	-	
	K1	0,63 (n = 36)	-	
	K2	0,48 (n = 79)	0,51 (n = 44)	
Índice de compresión, C_c	B1	0,36 (n = 34)	-	0,36 ± e
Índice de hinchamiento, C_s	B1	0,39 (n = 34)	-	0,39 ± e
Coef. de consolidación, c_v	B1	0,74 (n = 25)	-	0,74 ± e

Al comparar los resultados medios obtenidos con los coeficientes de variación sin acotar

la profundidad de las muestras, no se aprecian diferencias importantes (Figura 3.23).

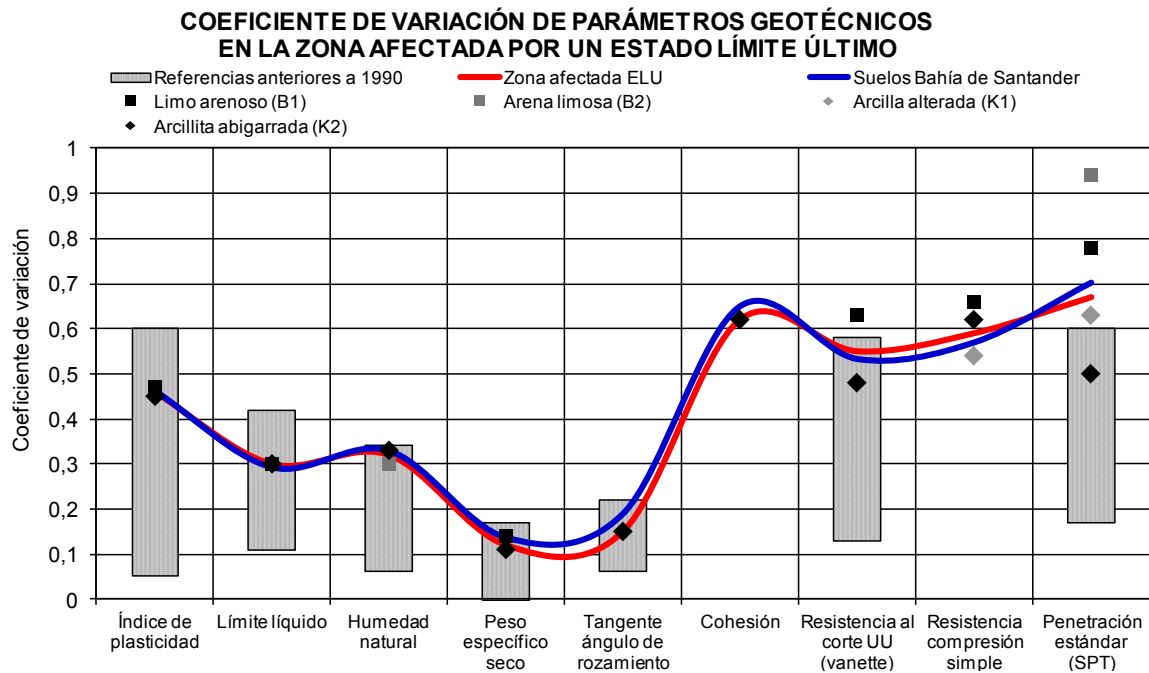


Figura 3.23: Comparación entre los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos en el ámbito geográfico de la Bahía de Santander y los obtenidos acotando la profundidad de la muestra en la zona afectada por un estado límite último

En una valoración global de los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos en la Bahía de Santander, salvando el riesgo que conlleva extrapolar conclusiones a otros ámbitos geográficos, se concluye que:

- El *peso específico seco* y la *tangente del ángulo de rozamiento crítico* del suelo son los parámetros geotécnicos de mínima dispersión ($CV < 0,20$), y a continuación se situaría el *límite líquido* y la *humedad natural* ($CV < 0,30$).
- El resto de parámetros presentan coeficientes de variación elevados ($CV > 0,30$), con valores máximos en la *cohesión* y en el *índice N_{SPT}* .
- Los resultados son coherentes con los estudios de la bibliografía clásica (referencias anteriores a 1990).

La clasificación anterior sirve de referencia también para identificar los parámetros que pueden ajustarse con una función de distribución Normal: peso específico seco, tangente del ángulo de rozamiento crítico, límite líquido y humedad natural ($CV < 0,30$) debido a que su valor medio se separa del valor cero más de tres veces la desviación típica.

El resto de parámetros debe ajustarse con una función Log-normal, o incluso con una función Gamma si el coeficiente de variación es demasiado elevado ($CV > 0,80$).

A partir de los resultados obtenidos en las series de datos (Tabla 3.4), se proponen en la Tabla 3.6 los **valores típicos de los coeficientes de variación poblacional** de los

parámetros geotécnicos de los suelos de la Bahía de Santander, para el ámbito geográfico de una campaña de reconocimiento.

Tabla 3.6: Propuesta de coeficientes de variación típicos en el ámbito geográfico de una campaña de reconocimiento (Bahía Santander)	
Parámetro geotécnico	Coeficiente de variación típico
Índice de plasticidad, IP	0,40
Límite líquido, LL	0,20
Humedad, w	0,25
Peso específico seco, γ_d	0,10
Tangente del ángulo de rozamiento, $\text{tg}\phi$	0,15
Cohesión, c	0,60
Resistencia al corte sin drenaje (vanette), c_u	0,45
Resistencia a compresión simple, q_u	0,55
Índice N_{SPT}	0,70

3.4.- VALOR CARACTERÍSTICO

El *Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico)* define el *valor característico* de un parámetro geotécnico como una *estimación prudente del valor medio*. En caso de utilizar métodos estadísticos, el propio *Eurocódigo 7* precisa la definición anterior, aclarando que *la probabilidad de que el valor medio del parámetro geotécnico tome un valor más desfavorable que el valor característico no debe superar el 5%*. Esto significa que si la variable aleatoria “**valor medio de una muestra de tamaño n**” se ajusta a una función de densidad de probabilidad, **debe tomarse como valor característico el extremo más conservador (superior o inferior) del intervalo de la media, con un nivel de confianza del 90%**. De esta forma se reduce al 5% la probabilidad de que el valor medio poblacional del parámetro sea mayor que el extremo superior del intervalo, y también se reduce al 5% la probabilidad de que el valor medio poblacional del parámetro sea menor que el extremo inferior del intervalo (Figura 1.2 del Capítulo 1).

Se ha visto en el apartado 3.2 de este Capítulo que las funciones de distribución de probabilidad de los parámetros geotécnicos se ajustan adecuadamente a **funciones Log-normal**. Por tanto, cuando el tamaño de la muestra de ensayos es reducido ($n < 30$), como sucede habitualmente, **la función de densidad que mejor ajusta el valor medio de “n” datos es la función t de Student con “n-1” grados de libertad**. Si aumenta el tamaño de la muestra ($n \geq 30$), la función t de Student se aproxima a la función Normal.

Supuesto conocido el **coeficiente de variación poblacional “v”** de un parámetro geotécnico, en el ámbito geográfico de una campaña de reconocimiento (Tabla 3.6 del apartado anterior), se pueden definir los coeficientes de minoración “ ξ_{inf} ” y mayoración “ ξ_{sup} ” que deben aplicarse sobre el valor medio muestral “ X_m ” para estimar los valores característicos “ $X_{k,inf}$ ” y “ $X_{k,sup}$ ” **en función del tamaño “n” de la muestra**. En el apartado 1.2.3 del Capítulo 1 se expuso con detalle la justificación de estos coeficientes de dispersión “ ξ ”:

- Valor característico inferior: $X_{k,inf} = \frac{X_m}{\xi_{inf}} ; \quad \xi_{inf} = 1 + k.v \quad (3.1)$

- Valor característico superior: $X_{h,sup} = \xi_{sup} \cdot X_m ; \quad \xi_{sup} = \frac{1}{1 - k.v} \quad (3.2)$

En las expresiones (3.1) y (3.2) el coeficiente “k”, para el cuantil $(1-\alpha/2)=95\%$, toma los siguientes valores, en función del **tamaño de la muestra “n”**:

- Si $n < 30$ y la función no es Normal: $k = \frac{t(n-1, 0,95)}{\sqrt{n}} \quad (3.3)$

- Si $n \geq 30$, para cualquier función: $k = \frac{1,645}{\sqrt{n}} \quad (3.4)$

Sustituyendo (3.3) y (3.4) en las expresiones (3.1) y (3.2), se obtienen los coeficientes de dispersión “ ξ_{inf} ” y “ ξ_{sup} ” en función del cuantil $(1-\alpha/2)=95\%$, del coeficiente de variación (v) y del tamaño de muestra (n):

$$\xi_{inf} = 1 + k.v = \frac{\sqrt{n} + t(n-1, 0,95).v}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

$$\xi_{sup} = \frac{1}{1 - k.v} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{n} - t(n-1, 0,95).v} \quad (3.6)$$

En el caso de que se disponga de una muestra de gran tamaño ($n \geq 30$), las expresiones (3.5) y (3.6) se simplifican bastante, al aproximarse suficientemente la función de densidad de probabilidad “t de Student” a la función “Normal estándar”:

$$\xi_{inf} = 1 + k.v = \frac{\sqrt{n} + 1,645.v}{\sqrt{n}} \quad (3.7)$$

$$\xi_{sup} = \frac{1}{1 - k.v} = \frac{\sqrt{n}}{\sqrt{n} - 1,645.v} \quad (3.8)$$

En la Tabla 3.7 se presenta el cuantil $t(n-1, 0,95)$ de la función *t de Student* con “n-1” grados de libertad (n =tamaño de la muestra), para distintos tamaños de muestra.

Tabla 3.7: Cuantil $(1-\alpha/2)=0,95$ en la función t de Student: $t(n-1, 0,95)$														
$\alpha/2$	n (nº de ensayos de la muestra)													
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,05	6,314	2,920	2,353	2,132	2,015	1,943	1,895	1,860	1,833	1,812	1,796	1,782	1,771	1,761

Los valores característicos del *peso específico seco*, *tangente del ángulo de rozamiento* y *límite líquido* pueden estimarse con una muestra de no más de 3 ensayos, debido a su bajo coeficiente de variación (v entre 0,10 y 0,20). El resto de parámetros, con coeficientes de variación bastante elevados (en general superiores a 0,45), requieren más de 10 ensayos para mejorar la fiabilidad de la estimación del valor característico, o bien minorar fuertemente el valor medio muestral como alternativa al mayor número de ensayos.

Los coeficientes de dispersión " ξ_{inf} " y " ξ_{sup} " de las expresiones (3.5), (3.6), (3.7) y (3.8) se han representado en los ábacos de las Figuras 3.24 y 3.25, teniendo en cuenta su enorme dependencia del coeficiente de variación " v " de la población del parámetro, y de los dos factores que afectan al valor de " k ": la forma de la función de distribución del parámetro geotécnico (si es Normal o no) y el número de datos " n " de la muestra.

En los ábacos se comprueba cómo los coeficientes de dispersión " ξ_{inf} " y " ξ_{sup} " toman valores asintóticos en cuanto se supera un pequeño tamaño de muestra " n ", pero sin embargo el tipo de variable aleatoria, y sobre todo el coeficiente de variación " v " del parámetro, tienen una influencia mucho mayor en el valor de estos coeficientes.

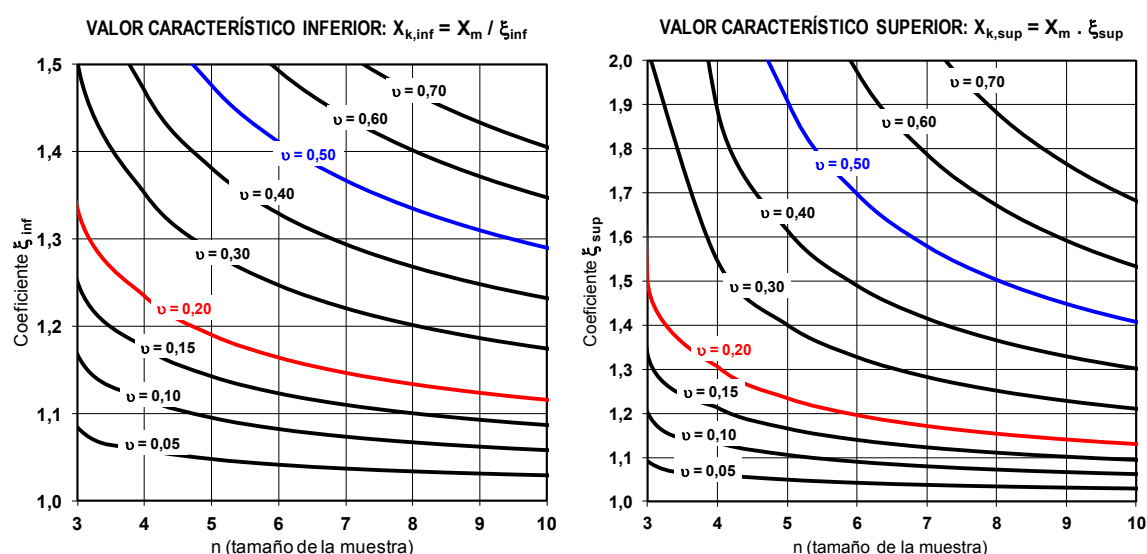


Figura 3.24: Coeficientes " ξ " para obtener el valor característico a partir del valor medio muestral, cuando la función de distribución del parámetro no es Normal (fuente propia)

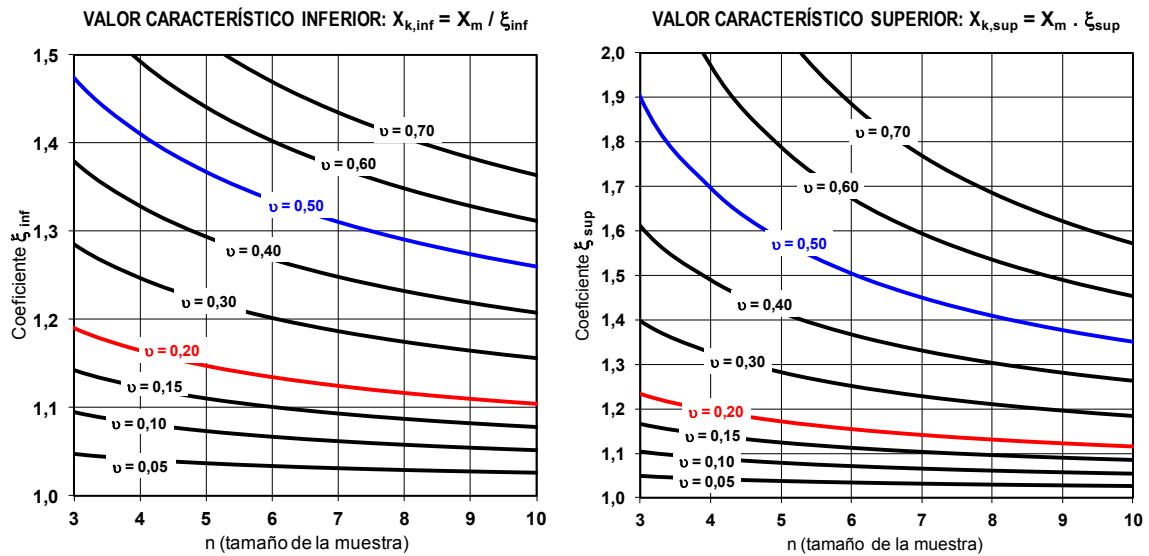


Figura 3.25: Coeficientes “ ξ ” para obtener el valor característico a partir del valor medio muestral, cuando la función de distribución del parámetro es Normal (fuente propia)

3.5.- VALOR DE CÁLCULO

El valor de cálculo propuesto por el Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico) se obtiene dividiendo el valor característico por un **coeficiente parcial de seguridad** “ γ_m ”:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} = \frac{X_m}{\xi \cdot \gamma_m} \quad (3.9)$$

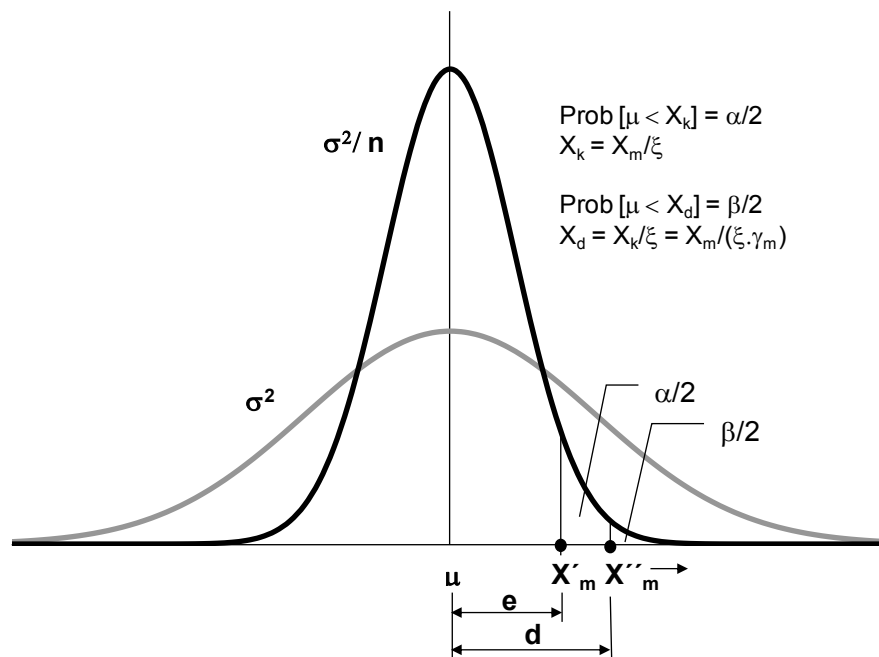


Figura 3.26: Máximo alejamiento “ d ” entre la media muestral “ X_m ” y la media poblacional “ μ ” (desconocida) para estimar la media con un nivel de confianza $1-\beta$

Se trata por tanto de posicionar en la función de densidad del “valor medio de una muestra de tamaño n ” (Figura 3.26) un valor “ X'_m ” tal que al dividirlo por el coeficiente de dispersión “ ξ ” y por el coeficiente parcial de seguridad “ γ_m ”, se obtenga una estimación de la media poblacional “ μ ” (desconocida) con una probabilidad de error inferior a “ $\beta/2$ ” (Prob [$\mu < X_d$]= $\beta/2$). Para lograrlo, el valor medio de la muestra “ X_m ” no debe alejarse del valor medio poblacional “ μ ” una distancia superior al error “ d ” (cuantil (1- $\beta/2$), representado en la Figura 3.26 como “ X''_m ”). Se busca por tanto el valor “ d ” a restar al valor medio de la muestra “ X_m ” para garantizar una probabilidad de error inferior a “ $\beta/2$ ” en la estimación del valor medio poblacional.

Posición de “ X''_m ” (cuantil (1- $\beta/2$) en la función de densidad del valor medio muestral):

- Si $n < 30$ y la variable aleatoria no es Normal: $d = t(n-1, 1-\beta/2) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$
- Si $n \geq 30$, o $\forall n$ si la variable aleatoria es Normal: $d = Z_{1-\beta/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$

En general se tendrá: $d = k' \cdot \sigma$, siendo:

$$k' = \frac{t(n-1, 1-\beta/2)}{\sqrt{n}} \text{ (t de Student)} \quad ; \quad k' = \frac{Z_{1-\beta/2}}{\sqrt{n}} \text{ (Normal)}$$

Se puede expresar “ d ” en función del coeficiente de variación poblacional “ $v = \sigma/\mu$ ”:

$$d = k' \cdot \sigma = k' \cdot v \cdot \mu \quad (3.10)$$

Y sustituir (3.10) en la inecuación del *valor de cálculo* (Prob [$\mu \geq X_d$]=1- $\beta/2$):

$$\begin{aligned} \mu &\geq X_m - d = X_m - k' \cdot v \cdot \mu \\ (1 + k' \cdot v) \cdot \mu &\geq X_m \\ \mu &\geq \frac{X_m}{1 + k' \cdot v} = X_d \end{aligned} \quad (3.11)$$

Por tanto la expresión (3.9) queda de la siguiente forma:

$$X_d = \frac{X_m}{\xi \cdot \gamma_m} = \frac{X_m}{1 + k' \cdot v} \rightarrow \gamma_m = \frac{1 + k' \cdot v}{\xi} \quad (3.12)$$

La expresión (3.12) permite calcular el coeficiente parcial “ γ_m ” en función de la probabilidad de error ($\beta/2$), del coeficiente de variación (v) y del tamaño de muestra (n).

$$\gamma_m = \frac{1 + k' \cdot v}{\xi} = \frac{1 + k' \cdot v}{1 + k' \cdot v} = \frac{1 + t(n-1, 1-\beta/2) \cdot v / \sqrt{n}}{1 + t(n-1, 0,95) \cdot v / \sqrt{n}} = \frac{\sqrt{n} + t(n-1, 1-\beta/2) \cdot v}{\sqrt{n} + t(n-1, 0,95) \cdot v} \quad (3.13)$$

Si se dispone de una muestra extensa ($n \geq 30$), la expresión (3.13) se simplifica:

$$\gamma_m = \frac{1 + Z_{1-\beta/2} \cdot v / \sqrt{n}}{1 + Z_{0,95} \cdot v / \sqrt{n}} = \frac{\sqrt{n} + Z_{1-\beta/2} \cdot v}{\sqrt{n} + Z_{0,95} \cdot v} \quad (3.14)$$

En la Tabla 3.8 se presentan los cuantiles $t(n-1, 0,999)$ y $t(n-1, 0,9999)$ de la función t de Student con “n-1” grados de libertad (n=tamaño de la muestra).

Tabla 3.8: Cuantil ($1-\beta/2$) en la función t de Student: $t(n-1, 1-\beta/2)$														
$\beta/2$	n (nº de ensayos de la muestra)													
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,001	318	22,33	10,21	7,173	5,893	5,208	4,785	4,501	4,297	4,144	4,025	3,930	3,852	3,787
0,0001	3183	70,70	22,20	13,03	9,678	8,025	7,063	6,442	6,010	5,694	5,453	5,263	5,111	4,985

En el apartado 1.2.4 del Capítulo 1 se llegó a la conclusión de que la fiabilidad del *valor de cálculo* para estimar la media poblacional de los parámetros geotécnicos debía acotarse entre $\beta/2=0,001$ y $\beta/2=0,0001$, si se quería alcanzar el índice de fiabilidad $\beta=3,8$ propuesto en el Eurocódigo EC-0 para las construcciones de clase RC2.

Los parámetros geotécnicos que gobiernan la resistencia del terreno (c_u , q_u , c , $\text{tg}\phi$) se ajustan, en general, a funciones de distribución de probabilidad Log-normal. Por otra parte, el tamaño de muestra para calcular el valor medio “ X_m ” de cada parámetro resistente, en una campaña geotécnica, es habitualmente escaso ($n<30$). En consecuencia, se deben utilizar las expresiones (3.5) y (3.13), correspondientes a la función t de Student, para estimar los *valores característicos inferiores* y los *valores de cálculo*, aplicando sobre los valores medios muestrales “ X_m ” los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ”.

En las Tablas 3.9 y 3.10 se han calculado los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ”, teniendo en cuenta la forma de la función de distribución de probabilidad del parámetro, el tamaño “n” de la muestra disponible para la estimación y el coeficiente de variación poblacional “ v ”. En las Figuras 3.27 y 3.28 se presentan los coeficientes parciales de seguridad en ábacos para visualizar mejor su grado de dependencia de las tres variables mencionadas.

Se han coloreado en las tablas los coeficientes parciales de seguridad “ γ_m ” más próximos a los valores propuestos en el Eurocódigo EC-7 ($\gamma_m=1,25$ y $\gamma_m=1,40$), con la probabilidad de error $\beta/2=0,0001$. Se comprueba cómo va aumentando el tamaño de muestra necesario según el valor del coeficiente de variación del parámetro.

Para una probabilidad de error en la estimación del valor medio del parámetro: $\beta/2=0,0001$, se obtiene la ecuación aproximada: **$n=20.v+3$** para los parámetros con coeficiente parcial $\gamma_m=1,40$, y la ecuación: **$n=30.v+3$** para los parámetros con coeficiente parcial $\gamma_m=1,25$. Se observa, por tanto, que **la intensidad necesaria en el reconocimiento (número de ensayos de cada parámetro) supera la habitual en las campañas geotécnicas**. Si se reduce el tamaño “n” de la muestra, debieran aumentar los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” para mantener la fiabilidad de la estimación.

Tabla 3.9: Coeficiente de dispersión ξ y coeficiente parcial de seguridad γ_m , que deben aplicarse sobre parámetros que no se ajustan a una función Normal

t de Student				n (nº de ensayos de la muestra)													
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\nu = 0,1$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,45	1,17	1,12	1,10	1,08	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
	γ_m	$\beta/2$	0,001	16	1,96	1,35	1,21	1,15	1,11	1,10	1,08	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05
			0,0001	156	4,35	1,89	1,45	1,29	1,21	1,17	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,09	1,08
$\nu = 0,2$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,89	1,34	1,24	1,19	1,16	1,15	1,13	1,12	1,12	1,11	1,10	1,10	1,09	1,09
	γ_m	$\beta/2$	0,001	24	2,68	1,64	1,38	1,27	1,22	1,18	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,10
			0,0001	238	6,85	2,61	1,82	1,54	1,40	1,32	1,27	1,24	1,21	1,19	1,18	1,16	1,15
$\nu = 0,3$	ξ	$\alpha/2$	0,05	2,34	1,51	1,35	1,29	1,25	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,16	1,15	1,14	1,14
	γ_m	$\beta/2$	0,001	29	3,23	1,87	1,53	1,38	1,30	1,26	1,22	1,20	1,18	1,17	1,16	1,15	1,14
			0,0001	289	8,80	3,20	2,14	1,75	1,56	1,46	1,39	1,34	1,30	1,27	1,25	1,23	1,22
$\nu = 0,4$	ξ	$\alpha/2$	0,05	2,79	1,67	1,47	1,38	1,33	1,29	1,27	1,25	1,23	1,22	1,21	1,20	1,19	1,18
	γ_m	$\beta/2$	0,001	33	3,68	2,07	1,65	1,48	1,38	1,32	1,28	1,25	1,23	1,21	1,20	1,19	1,18
			0,0001	324	10	3,70	2,41	1,94	1,71	1,58	1,49	1,43	1,39	1,35	1,32	1,30	1,28
$\nu = 0,5$	ξ	$\alpha/2$	0,05	3,23	1,84	1,59	1,48	1,41	1,37	1,33	1,31	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23
	γ_m	$\beta/2$	0,001	35	4,04	2,24	1,76	1,56	1,45	1,38	1,34	1,30	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21
			0,0001	349	12	4,12	2,65	2,11	1,84	1,68	1,58	1,51	1,46	1,42	1,39	1,36	1,34
$\nu = 0,6$	ξ	$\alpha/2$	0,05	3,68	2,01	1,71	1,57	1,49	1,44	1,40	1,37	1,35	1,33	1,31	1,30	1,28	1,27
	γ_m	$\beta/2$	0,001	37	4,34	2,38	1,86	1,64	1,51	1,44	1,39	1,35	1,32	1,29	1,28	1,26	1,25
			0,0001	368	13	4,49	2,86	2,26	1,96	1,78	1,67	1,59	1,53	1,48	1,45	1,42	1,39

Tabla 3.10: Coeficiente de dispersión ξ y coeficiente parcial de seguridad γ_m , que deben aplicarse sobre parámetros que se ajustan a una función Normal

t de Student				n (nº de ensayos de la muestra)													
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\nu = 0,1$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,12	1,09	1,08	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04
	γ_m	$\beta/2$	0,001	1,09	1,08	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
			0,0001	1,13	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,07	1,07	1,06	1,06	1,06	1,06	1,05	1,05
$\nu = 0,2$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,23	1,19	1,16	1,15	1,13	1,12	1,12	1,11	1,10	1,10	1,09	1,09	1,09	1,08
	γ_m	$\beta/2$	0,001	1,17	1,14	1,12	1,11	1,10	1,10	1,09	1,09	1,08	1,08	1,08	1,07	1,07	1,07
			0,0001	1,24	1,20	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,12	1,11	1,11	1,11	1,10	1,10
$\nu = 0,3$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,35	1,28	1,25	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,16	1,15	1,14	1,14	1,13	1,13
	γ_m	$\beta/2$	0,001	1,23	1,19	1,17	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,12	1,11	1,11	1,11	1,10	1,10
			0,0001	1,33	1,28	1,25	1,23	1,21	1,20	1,19	1,18	1,17	1,16	1,16	1,15	1,15	1,14
$\nu = 0,4$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,47	1,38	1,33	1,29	1,27	1,25	1,23	1,22	1,21	1,20	1,19	1,18	1,18	1,17
	γ_m	$\beta/2$	0,001	1,28	1,24	1,22	1,20	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,15	1,14	1,14	1,13	1,13
			0,0001	1,40	1,35	1,31	1,29	1,27	1,25	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,19	1,19	1,18
$\nu = 0,5$	ξ	$\alpha/2$	0,05	1,58	1,47	1,41	1,37	1,34	1,31	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,21
	γ_m	$\beta/2$	0,001	1,32	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20	1,19	1,18	1,17	1,17	1,16	1,16	1,15
			0,0001	1,46	1,41	1,37	1,34	1,32	1,30	1,28	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,23	1,22

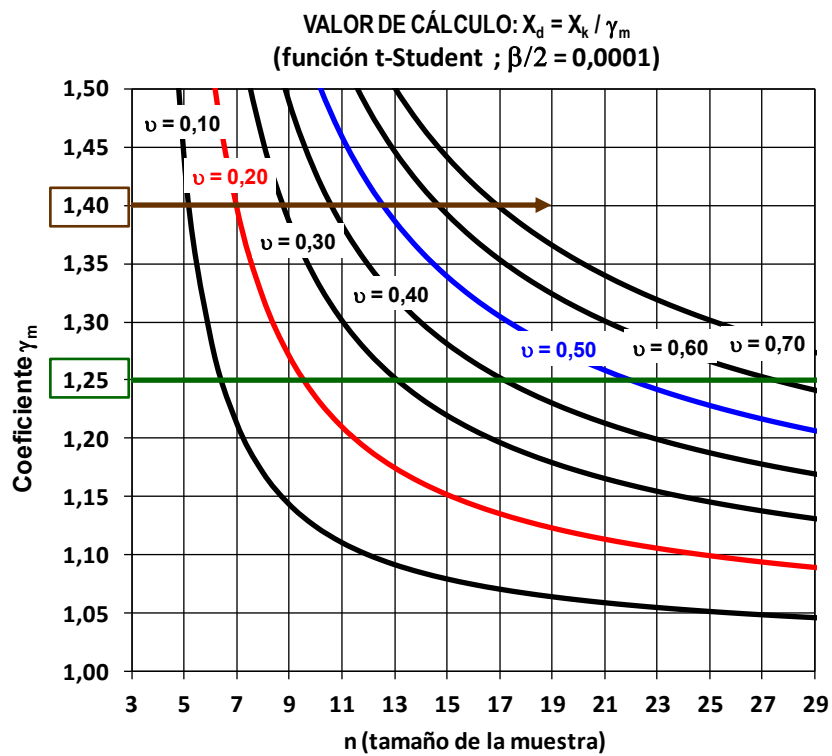
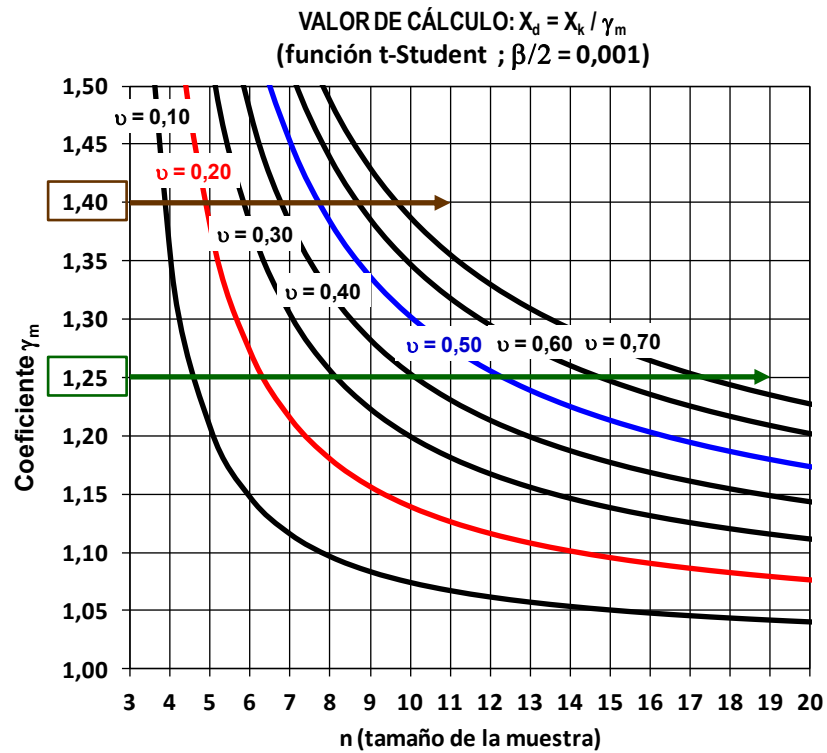


Figura 3.27: Coeficientes parciales de seguridad y tamaño de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro que no se ajusta a una función Normal

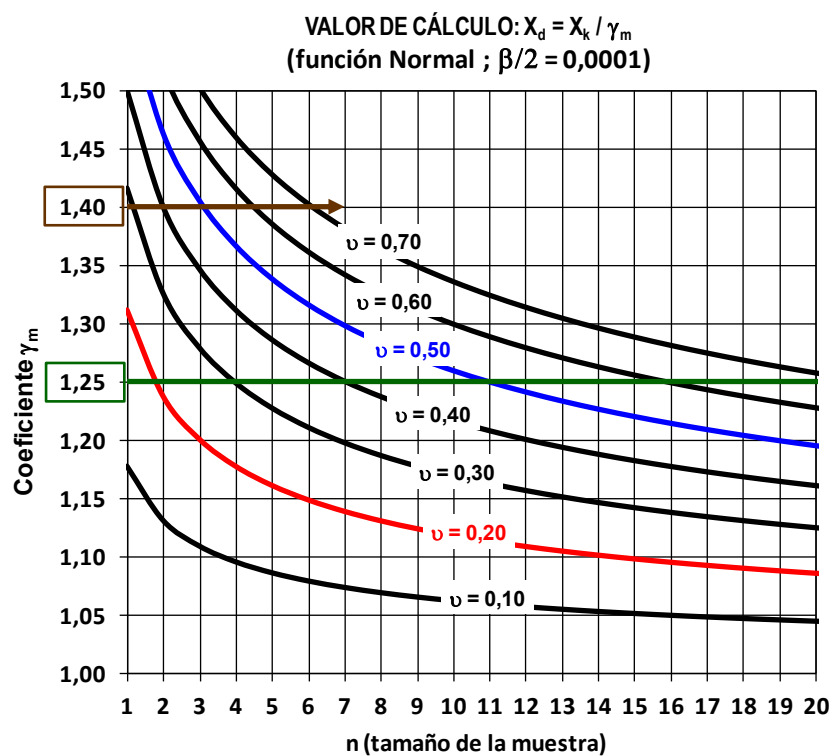
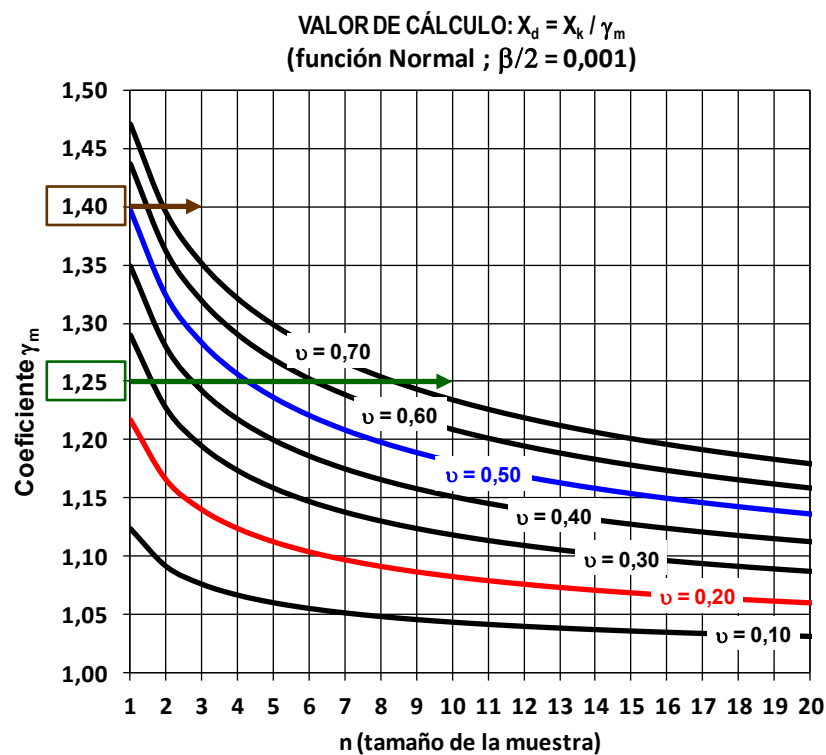


Figura 3.28: Coeficientes parciales de seguridad y tamaño de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro que se ajusta a una función Normal

Si se analiza cómo varían los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” en los ábacos de las Figuras 3.24 y 3.27 respectivamente, se obtienen algunas conclusiones interesantes:

- Para pequeños tamaños de muestra ($n < 15$) los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” son muy sensibles al número de ensayos disponibles “ n ”.
- Para mayores tamaños de muestra ($n > 15$), los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” son mucho más sensibles al coeficiente de variación poblacional “ v ” del parámetro (supuesto conocido por la experiencia previa en cada tipo de suelo).
- Para un tamaño de muestra “ n ” concreto, si se aplican los coeficientes parciales del Eurocódigo EC-7 ($\gamma_m=1,40$ y $\gamma_m=1,25$) se obtienen aproximadamente los percentiles $\beta/2=0,0001$ y $\beta/2=0,001$ para el valor de cálculo (Tablas 3.9 y 3.10).
- Para utilizar los coeficientes parciales del Eurocódigo EC-7, con una probabilidad de error $\beta/2=0,0001$, se debe disponer de un tamaño mínimo de muestra “ n ”, que depende del coeficiente de variación poblacional “ v ” del parámetro y del coeficiente parcial que se aplique: **$n=20.v+3$ (para $\gamma_m=1,40$)** y **$n=30.v+3$ (para $\gamma_m=1,25$)**. Si el tamaño de la muestra difiere del anterior, y se mantienen los coeficientes parciales, se estará alterando la probabilidad de error del valor de cálculo, y en consecuencia la fiabilidad del modelo.
- En el caso concreto de los suelos de la Bahía de Santander, la información recopilada en el banco de datos ha permitido asignar a los diferentes parámetros los coeficientes de variación típicos de la Tabla 3.6, lo que permite obtener el tamaño de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de cada parámetro (Tabla 3.11), si se utilizan los coeficientes parciales del Eurocódigo EC-7.

Tabla 3.11: Tamaño mínimo de muestra necesario para estimar el valor de cálculo de un parámetro, con los coeficientes propuestos en el Eurocódigo 7			
Parámetro geotécnico	Función	v	n
Tangente del ángulo de rozamiento crítico, $\tan \phi_{cr}$	Log-normal	0,15	8
Cohesión, c	Log-normal	0,60	8
Resistencia al corte sin drenaje (vanette), c_u	Log-normal	0,45	12
Resistencia a compresión simple, q_u	Log-normal	0,55	14
Índice N_{SPT}	Log-normal	0,70	17

Propuesta metodológica para la elección de coeficientes parciales de seguridad

Inicialmente debe establecerse el percentil de error admisible “ $\beta/2$ ” en la estimación del valor de cálculo del parámetro geotécnico. Para las construcciones habituales de clase

RC2, se propone $\beta/2=0,0001$. En construcciones de clase RC3 debiera reducirse la probabilidad de error admisible hasta $\beta/2=0,00001$.

En base a la experiencia previa, se debe asignar a cada parámetro geotécnico un **coeficiente de variación poblacional “ v ”** y una **forma de la función de distribución de probabilidad**. En el caso de los suelos de la Bahía de Santander se ha obtenido esta información del análisis de series estadísticas de suficiente tamaño ($n>100$).

Una vez calculado para cada parámetro el **valor medio “ X_m ”** de una muestra de “ n ” resultados de ensayo disponibles en la campaña geotécnica, se puede estimar por métodos estadísticos el **valor característico “ X_k ”** dividiéndolo por el coeficiente de dispersión “ ξ ” (cuantificado en la Tabla 3.9, en función del tamaño de la muestra “ n ” y del coeficiente de variación “ v ” del parámetro).

Finalmente, el valor característico se divide por el coeficiente parcial de seguridad “ γ_m ” para obtener el **valor de cálculo “ X_d ”** que se utilizará en el modelo del estado límite, teniendo en cuenta, igualmente, el tamaño de la muestra “ n ” y el coeficiente de variación “ v ” del parámetro.

Como se ha visto, el valor de cálculo se obtiene en un proceso secuencial, que depende fundamentalmente de tres variables: el **tamaño de la muestra de datos “ n ”**, la **forma de la función de distribución de probabilidad del parámetro** y el **coeficiente de variación poblacional “ v ”**. Si se aplican directamente sobre el valor característico los coeficientes parciales de seguridad propuestos por el Eurocódigo EC-7, independientemente de estas tres variables, se perderá el control de la fiabilidad del valor de cálculo y difícilmente se podrán establecer comparaciones con los resultados obtenidos en cálculos alternativos utilizando coeficientes de seguridad global.

Es esencial entender que los coeficientes son a su vez variables que dependen de la dispersión del parámetro “ v ” y del grado de conocimiento del suelo a través del tamaño de la muestra de ensayos “ n ”. Ahora bien, en una zona geográfica concreta y en materiales suficientemente conocidos a través de bancos de datos, como es el caso de la Bahía de Santander, se pueden llegar a determinar las formas y coeficientes de variación típicos de cada parámetro geotécnico, y consecuentemente el tamaño de muestra necesario para aplicar los coeficientes parciales propuestos en el Eurocódigo EC-7 (Tabla 3.11). Si se reduce el tamaño de la muestra, deben aumentar los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” propuestos en el Eurocódigo, para mantener la misma fiabilidad ($1-\beta/2$) de la estimación del valor medio del parámetro. Si, por el contrario, aumenta el tamaño de la muestra disponible, se pueden reducir los coeficientes “ ξ ” y “ γ_m ” propuestos en el Eurocódigo EC-7.

En los documentos normativos debiera informarse de la posibilidad de variar el valor de los coeficientes parciales de seguridad en función del número de ensayos disponibles y del coeficiente de variación poblacional del parámetro en cuestión. Algo así se ha pretendido aportar con los ábacos de las Figuras 3.27 y 3.28.

En el caso de los suelos de la Bahía de Santander, se proponen los siguientes coeficientes de dispersión “ ξ ” para estimar el valor característico (Tabla 3.12) y los coeficientes parciales de seguridad “ γ_m ” para estimar el valor de cálculo (Tabla 3.13), en función del número de ensayos disponibles en la muestra del parámetro a caracterizar, del que se conoce su coeficiente de variación “ v ” y que se trata de funciones Log-normal.

Tabla 3.12: Coeficiente de dispersión “ξ” para estimar el “valor característico X_k” del parámetro a partir de una muestra de “n” ensayos ($X_k=X_m/\xi$) (Prob [$\mu < X_k$] = $\alpha/2 = 0,05$)																	
LN	v	n (nº de ensayos de la muestra)															
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
$tg\phi_{cr}$	0,15	1,67	1,25	1,18	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,09	1,08	1,08	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07
c	0,60	3,68	2,01	1,71	1,57	1,49	1,44	1,40	1,37	1,35	1,33	1,31	1,30	1,28	1,27	1,26	1,25
$c_u(v)$	0,45	3,01	1,76	1,53	1,43	1,37	1,33	1,30	1,28	1,26	1,25	1,23	1,22	1,21	1,20	1,20	1,19
q_u	0,55	3,46	1,93	1,65	1,52	1,45	1,40	1,37	1,34	1,32	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23
N_{SPT}	0,70	4,13	2,18	1,82	1,67	1,58	1,51	1,47	1,43	1,41	1,38	1,36	1,35	1,33	1,32	1,31	1,30

Tabla 3.13: Coeficiente parcial de seguridad “γ_m” para estimar el “valor de cálculo X_d” del parámetro a partir de una muestra de “n” ensayos ($X_d=X_k/\gamma_m$) (Prob [$\mu < X_d$] = $\beta/2 = 0,0001$, excepto en la cohesión efectiva)																	
LN	v	n (nº de ensayos de la muestra)															
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
$tg\phi_{cr}$	0,15	203	5,69	2,27	1,64	1,42	1,31	1,25	1,21	1,18	1,16	1,15	1,13	1,12	1,12	1,11	1,10
c	0,60	367	12,67	4,49	2,86	2,26	1,96	1,78	1,67	1,59	1,53	1,48	1,45	1,42	1,39	1,37	1,35
$c_u(v)$	0,45	337	11,01	3,92	2,54	2,03	1,78	1,63	1,54	1,47	1,42	1,39	1,36	1,33	1,31	1,29	1,28
q_u	0,55	359	12,17	4,31	2,76	2,18	1,90	1,73	1,63	1,55	1,49	1,45	1,42	1,39	1,37	1,35	1,33
N_{SPT}	0,70	382	13,56	4,81	3,05	2,39	2,06	1,87	1,75	1,66	1,59	1,54	1,50	1,47	1,44	1,42	1,40

Si se dispone de 8 ensayos para la estimación de “c” y “ $tg\phi_{cr}$ ”, y se aplica el mismo coeficiente parcial $\gamma_m=1,25$ a ambos parámetros, como propone el Eurocódigo EC-7, la fiabilidad de la cohesión efectiva será inferior a la del ángulo de rozamiento, pero no es trascendente en la resistencia del terreno, como se justificó en el apartado 1.2.4 del Capítulo1. Sin embargo, en la versión experimental del Eurocódigo EC-7 (1994) sí que se proponía $\gamma_m=1,25$ para “ $tg\phi_{cr}$ ” y $\gamma_m=1,60$ para “c”, tratando de homogeneizar con ello la probabilidad de error en la estimación. El hecho de que en la versión normativa final del Eurocódigo EC-7 se haya relajado el coeficiente parcial de seguridad de la cohesión efectiva indica claramente la pérdida de peso que se confiere a este parámetro en los modelos de cálculo frente a la fiabilidad exigida al ángulo de rozamiento.

3.6.- RESISTENCIA ESTRUCTURAL Y RESISTENCIA DEL TERRENO

Una vez analizada la fiabilidad de los *valores de cálculo* de los parámetros geotécnicos del suelo, resulta interesante compararla con la fiabilidad de la resistencia de los materiales estructurales (por ejemplo el hormigón estructural).

Para ello se ha utilizado un análisis estadístico de la resistencia de hormigones empleados en estructuras de edificación en Cantabria (Marcano, 1993). En este trabajo se presentó el resultado del análisis estadístico de la resistencia media a 28 días de series de 3 probetas de hormigones fabricados en diversas plantas de Cantabria a lo largo de 1992, sobre un total de 850 muestras de amasadas. El estudio pretendía analizar las diferencias estacionales en la resistencia del hormigón de central, debido sobre todo al aumento de la finura de molido de los cementos durante los meses de verano (época de máxima demanda).

Se comprobó que la variable aleatoria “resistencia de una amasada de hormigón a 28 días”, para los dos tipos de hormigón utilizados habitualmente en obras de edificación (antiguas designaciones H-175 y H-200), se ajustaba perfectamente a funciones de distribución Normal, con coeficientes de variación muy bajos y además similares: $v=0,143$ (H-175) y $v=0,135$ (H-200). Aparecen por tanto las primeras diferencias al comparar la resistencia a compresión simple del hormigón con los parámetros geotécnicos:

- La resistencia del hormigón es una variable aleatoria Normal, y por tanto el valor medio de una muestra de “n” ensayos de un lote de hormigón también se distribuye según una función de distribución de probabilidad Normal.
- El coeficiente de variación de la resistencia a compresión simple de los hormigones de las plantas de Cantabria ($v=0,14$) es bastante inferior al coeficiente de variación de la resistencia a compresión de los suelos de la Bahía de Santander ($v\approx 0,55$).

Al disponer de series de datos muy extensas para ambos tipos de hormigón, se pudo estimar puntualmente la media poblacional: $\mu=X_m$ y la varianza: $\sigma^2=s^2.n/(n-1)$. A partir de estos estadísticos, se obtuvo también el coeficiente de variación $v=\sigma/\mu$ (Tabla 3.14).

La resistencia característica “ f_{ck} ” del hormigón se define como el cuantil $\alpha/2=5\%$ (probabilidad del 5% de que una amasada tenga una resistencia inferior a la característica). En cada tipo de hormigón se define la resistencia característica exigida:

$$f_{ck}=17,5 \text{ MPa (H-175) y } f_{ck}=20 \text{ MPa (H-200)}$$

Por tanto se puede estimar la resistencia media necesaria “ μ ”.

$$f_{ck} = \text{cuantil (5\%)} = \mu + Z_{0,05} \cdot \sigma = \mu \cdot (1 + Z_{0,05} \cdot v)$$

$$\text{H-175: } 17,5 = \mu \cdot (1 - 1,645 \cdot 0,143) \rightarrow \mu = 22,88 \text{ MPa}$$

$$\text{H-200: } 20,0 = \mu \cdot (1 - 1,645 \cdot 0,135) \rightarrow \mu = 25,71 \text{ MPa}$$

La resistencia de cálculo “ f_{cd} ” se obtiene dividiendo la resistencia característica “ f_{ck} ” por el coeficiente de seguridad $\gamma_c=1,5$. Por tanto se puede calcular también en la función de

distribución Normal su fiabilidad “ $\beta/2$ ”, o probabilidad de que una amasada cualquiera presente una resistencia inferior a la de cálculo ($\text{Prob}[x \leq f_{cd}] = \beta/2$).

$$f_{cd} = \text{cuantil}(\beta/2) = \mu + Z_{\beta/2} \cdot \sigma = \mu \cdot (1 + Z_{\beta/2} \cdot v)$$

$$\text{H-175: } 11,67 = 22,88 \cdot (1 + 0,143 \cdot Z_{\beta/2}) \rightarrow Z_{\beta/2} = -3,43$$

$$\text{H-200: } 13,33 = 25,71 \cdot (1 + 0,135 \cdot Z_{\beta/2}) \rightarrow Z_{\beta/2} = -3,57$$

Tabla 3.14: Fiabilidad de la resistencia de cálculo de hormigones (MPa)						
Hormigón	f_{ck} (cuantil 5%)	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ ($\gamma_c=1,5$)	μ	v	$Z_{\beta/2}$	$\beta/2$ $\text{Prob}[x < f_{cd}]$
H-175	17,5	11,67	22,88	0,143	-3,43	0,0003
H-200	20,0	13,33	25,71	0,135	-3,57	0,0002

La probabilidad de que una amasada de hormigón (caracterizada por el valor medio de la rotura de 3 probetas a compresión simple) presente una resistencia inferior a la de cálculo es de 3 fallos cada 10.000 en el hormigón H-175 y 2 fallos cada 10.000 en el hormigón H-200 (Tabla 3.14).

Una amasada de hormigón puede afectar a un elemento estructural completo (por ejemplo un pilar, o la ménsula de una estructura de edificación). En este caso la probabilidad de error sería equivalente, desde un punto de vista conceptual, a la probabilidad de fallo de la resistencia del terreno afectada por un estado límite último, donde se estiman valores de cálculo con probabilidades de fallo del orden de 0,00007. Por tanto se confirma que **en el cálculo geotécnico se trabaja con probabilidades de fallo muy similares al cálculo estructural, en lo que se refiere a la parametrización de materiales**. Esta armonía en la fiabilidad de los métodos de cálculo geotécnico y estructural es interesante. La experiencia la avala porque los accidentes por fallos geotécnicos en las obras no son más frecuentes que los fallos estructurales.

3.7.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

1. En general, los parámetros geotécnicos se ajustan adecuadamente a **funciones de distribución de probabilidad Log-normal**, como ha demostrado la prueba de contraste en papel probabilístico (mínimo sumatorio de diferencias cuadráticas entre la probabilidad acumulada de la muestra y la función teórica). Es un resultado lógico porque la cola izquierda está truncada por el valor cero (los parámetros no toman valores negativos), mientras que la cola derecha es más tendida. Cuanto mayor es la dispersión del parámetro mayor es el sesgo hacia la derecha, perdiéndose la simetría de la función de densidad.
2. Únicamente cuando el coeficiente de variación es suficientemente bajo ($v=\sigma/\mu < 0,3$) y además la función de densidad es claramente simétrica, puede ser válido el ajuste a una función de densidad Normal. Esta situación se da en ocasiones en parámetros de identificación (límites de Atterberg), parámetros de estado (peso específico seco y

humedad natural) y en la tangente del ángulo de rozamiento. Sin embargo no es adecuado el ajuste a funciones de densidad Normal de parámetros mecánicos como la cohesión, la resistencia al corte sin drenaje, ni tampoco del índice N_{SPT} .

3. De los resultados de campañas geotécnicas realizadas en los suelos de la Bahía de Santander, se obtiene que el peso específico seco es el parámetro de mínima dispersión ($v < 0,20$), mientras que los parámetros de resistencia son los de mayor dispersión ($v > 0,45$), con un máximo en el índice N_{SPT} ($v > 0,50$).
4. Los coeficientes de variación en los parámetros de los suelos de la Bahía de Santander están cerca del extremo superior del intervalo de valores de referencia de la bibliografía geotécnica clásica (estudios anteriores a 1990). Lo mismo sucede en otros estudios recientes consultados, como es el caso de los suelos de Madrid.
5. Cuando se reduce la superficie geográfica de la toma de muestras, se comprueba un ligero aumento de la homogeneidad del material, y en consecuencia se reducen también los coeficientes de variación de los parámetros. Sin embargo no se aprecia un cambio importante en la dispersión de los parámetros al variar la profundidad de las muestras.
6. Para no superar la probabilidad de error $\beta/2=0,0001$ en los valores de cálculo de los parámetros geotécnicos, se debe considerar que los principales factores de influencia son el tamaño de la muestra y el coeficiente de variación poblacional. Si se pretende aplicar sobre los valores característicos los coeficientes parciales de seguridad propuestos en el Eurocódigo EC-7, el tamaño de la muestra no debe ser inferior a "n", siendo: $n=30.v+3$ para el caso de la tangente del ángulo de rozamiento y la cohesión efectiva, y $n=20.v+3$ para el resto de parámetros. Si se utiliza otro tamaño de muestra distinto, debe modificarse el coeficiente parcial para mantener invariable la fiabilidad del parámetro. Dicho de otra forma, para la misma fiabilidad estructural, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad a medida que aumenta el tamaño de la muestra disponible, y se debe aumentar en la medida en que disminuya el tamaño de la muestra.
7. Para un coeficiente de variación determinado, típico del parámetro geotécnico, se puede utilizar el tamaño de muestra definido anteriormente como valor mínimo del número de ensayos a realizar para poder aplicar los coeficientes parciales propuestos en el Eurocódigo EC-7. Si se procede de esta manera, cuanto más elevado sea el tamaño de la muestra, mayor será la fiabilidad del valor de cálculo.
8. En el caso de la cohesión efectiva, sería adecuado un coeficiente parcial de seguridad $\gamma_m=1,60$ si se pretende una fiabilidad del mismo orden que para la tangente del ángulo de rozamiento ($\beta/2=0,0001$). Así se proponía en el Eurocódigo EC-7 (1994) en su fase experimental. Al reducir el coeficiente parcial de seguridad para la cohesión, se está aceptando una fiabilidad menor ($\beta/2 \approx 0,005$) porque la resistencia del terreno es menos sensible a la cohesión que al ángulo de rozamiento.

Capítulo 4

CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

Capítulo 4.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

4.1.- INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia de la Geotecnia se ha intentado, por parte de multitud de investigadores, buscar correlaciones entre distintos parámetros geotécnicos, en base a la propia experiencia y a recopilaciones varias, de forma que pudieran ser extrapolables a otros contextos.

Como ya se indicó en el Capítulo 1, no se espera de dichas correlaciones la obtención directa del valor de un parámetro, conocido otro, sino más bien la comprobación de que un valor obtenido del reconocimiento geotécnico se encuentra en un rango aceptable desde el punto de vista de sus correlaciones con otros parámetros.

Algunos parámetros que se caracterizan por una gran variación, y por tanto mayor incertidumbre en la estimación del valor medio, pueden ser contrastados y corregidos en base a otros más fiables, bien por tener menor variación o disponer de mayor número de ensayos. De esta forma se consigue una caracterización más coherente de las propiedades geotécnicas de un terreno.

El banco de datos, construido con resultados de ensayo sobre suelos de la Bahía de Santander, permite identificar las mejores correlaciones entre parámetros geotécnicos, cuando se dispone de series de datos de tamaño suficiente (se ha trabajado con tamaños de muestra $n > 100$, en general).

Se han analizado conjuntamente los parámetros de distintos tipos de suelos saturados, barriendo un amplio abanico de naturalezas del terreno. De esta forma se identifican correlaciones generales, para su uso en campañas de reconocimiento en la Bahía de Santander, pero que incluso podrían extrapolarse a otros suelos saturados y lugares geográficos distintos si se verifican resultados similares. Para este fin se ha dispuesto del banco de ensayos completo, gestionando al mismo tiempo los parámetros de todas las unidades geotécnicas de la columna litológica de Santander. No obstante, al describir en el Apéndice C las unidades geotécnicas de la Bahía de Santander, se incluyen también en la caracterización las mejores correlaciones obtenidas en cada material concreto.

Para verificar la importancia de la sobreconsolidación del suelo, se han comparado también los resultados obtenidos en dos “*unidades geotécnicas*” con suficiente tamaño de muestra. Concretamente el *limo arenoso de marisma* (suelo cuaternario normalmente consolidado, identificado en el banco de datos como unidad geotécnica B1) y la *arcillita abigarrada de facies Keuper* (suelo sobreconsolidado, identificado en el banco de datos como unidad geotécnica K2).

4.2.- PROCESO DE AJUSTE DE CORRELACIONES

La bondad de los ajustes matemáticos, o expresiones que relacionan unos parámetros con otros, se ha evaluado con el *coeficiente producto-momento* o *coeficiente de*

Pearson, con ayuda de la aplicación Access (Microsoft Office).

$$R = \frac{s_{xy}}{s_x \cdot s_y} = \frac{\sum (x - x_m) \cdot (y - y_m)}{\sqrt{\sum (x - x_m)^2 \cdot \sum (y - y_m)^2}} \quad (4.1)$$

El coeficiente R de Pearson refleja el porcentaje en que la variación de una variable influye en la otra. Su signo indica si varían en el mismo sentido o en el contrario.

Para el contraste de parámetros se ha chequeado el conjunto de expresiones de correlación habituales en la bibliografía geotécnica, comentadas en el apartado 1.3 del Capítulo 1.

Cuando los resultados obtenidos en el análisis de las correlaciones empíricas son congruentes con los que cabía esperar, en comparación con las correlaciones clásicas de la bibliografía geotécnica, se añade a la estimación cierta dosis de confianza.

4.3.- RESULTADOS DE LAS CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

4.3.1.- Correlaciones de los parámetros de identificación

Índice de plasticidad y límite líquido

Los suelos cohesivos de la Bahía de Santander son fundamentalmente arcillosos. Su índice de plasticidad se correlaciona bastante bien con el límite líquido, dando lugar en la Carta de Plasticidad de Casagrande a un ancho de banda estrecho (Figura 4.1):

$$IP = 0,68 \cdot (LL - 13,21) \quad (n=398; R=0,91) \quad (4.2)$$

(IP y LL expresados en %)

La pendiente 0,68 de la recta de ajuste queda en el intervalo esperado (0,6, 0,9).

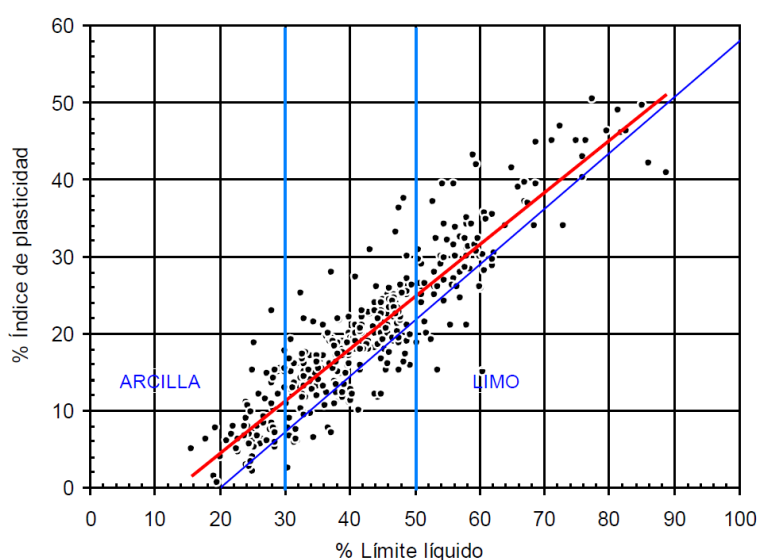


Figura 4.1: Índice de plasticidad y límite líquido (Bahía de Santander)

Si se analizan separadamente las seis unidades geotécnicas fundamentales de la Bahía de Santander (Figura 4.2), las pendientes de las rectas de ajuste se mueven en el intervalo (0,51, 0,86), manteniendo coeficientes de Pearson elevados (R entre 0,81 y 0,99).

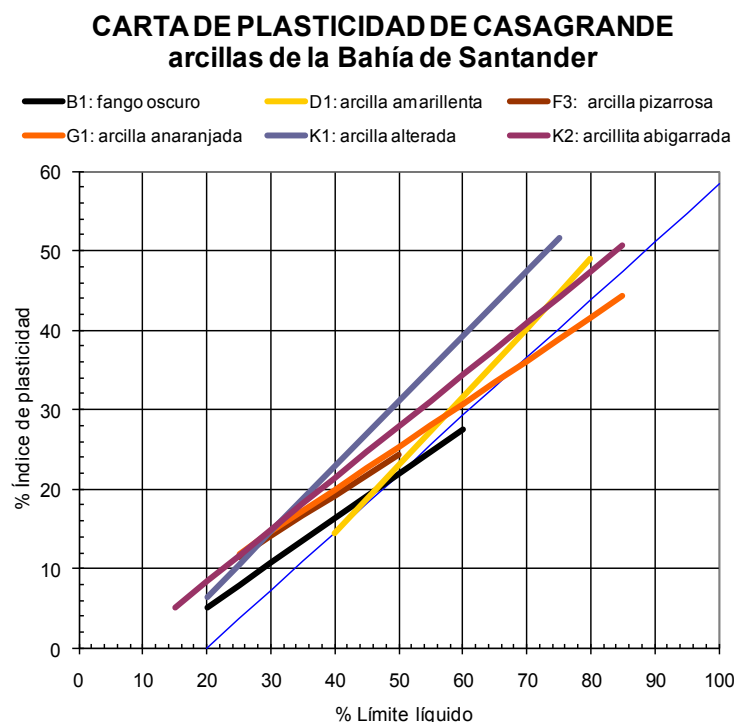


Figura 4.2: Índice de plasticidad y límite líquido en seis unidades geotécnicas de la Bahía de Santander

Además de las diferentes pendientes de las rectas para cada unidad geotécnica, es interesante destacar la diferencia en los rangos de variación del límite líquido y del índice de plasticidad entre algunas de ellas.

Índice de plasticidad y materia orgánica

Cuando en el suelo se detecta contenido orgánico debe tenerse en cuenta que sus partículas fibrosas se interpondrán entre las partículas sólidas, alterando su comportamiento mecánico y añadiendo el riesgo de descomposición.

Es razonable pensar que las partículas de materia orgánica tienen un efecto lubricante sobre el resto, que se suma al aportado por el agua adherida a las arcillas por atracción electrostática. En consecuencia, los suelos con mayor contenido orgánico podrán alcanzar la consistencia del estado líquido con una humedad inferior a la prevista, lo que se puede traducir en una disminución del índice de plasticidad. Esta tendencia se aprecia al analizar los resultados obtenidos con el limo arenoso de marisma de la Bahía de Santander (Figura 4.3), pero no se dispone de una serie de datos de tamaño suficiente para confirmar este efecto.

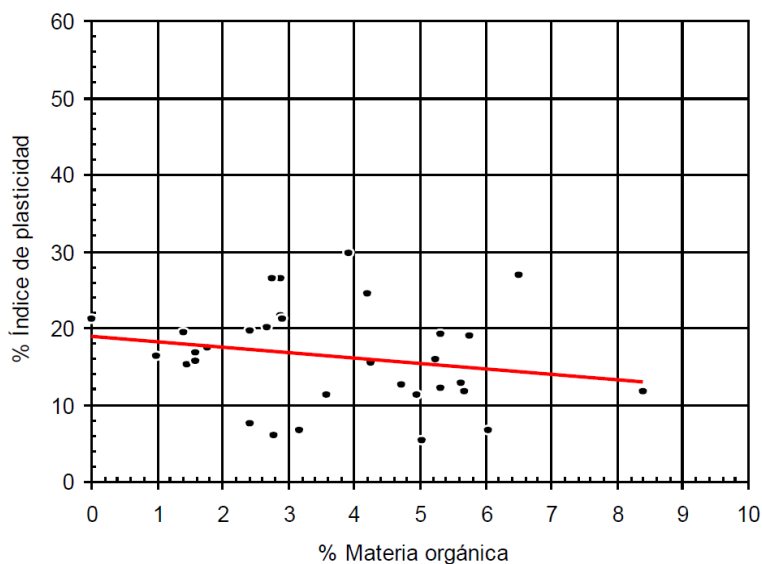


Figura 4.3: Índice de plasticidad y contenido de materia orgánica (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Aunque el contenido orgánico también afecta a la resistencia al corte sin drenaje, el tamaño de muestra analizada no es suficiente para extraer conclusiones al respecto.

4.3.2.- Correlaciones de los parámetros de estado

Peso específico seco y profundidad

Para el conjunto de muestras de suelo obtenidas a más de 2 metros de la superficie (Figura 4.4), se comprueba que el peso específico seco aumenta con la profundidad (con la presión efectiva vertical), debido a la reducción de poros a causa del peso propio.

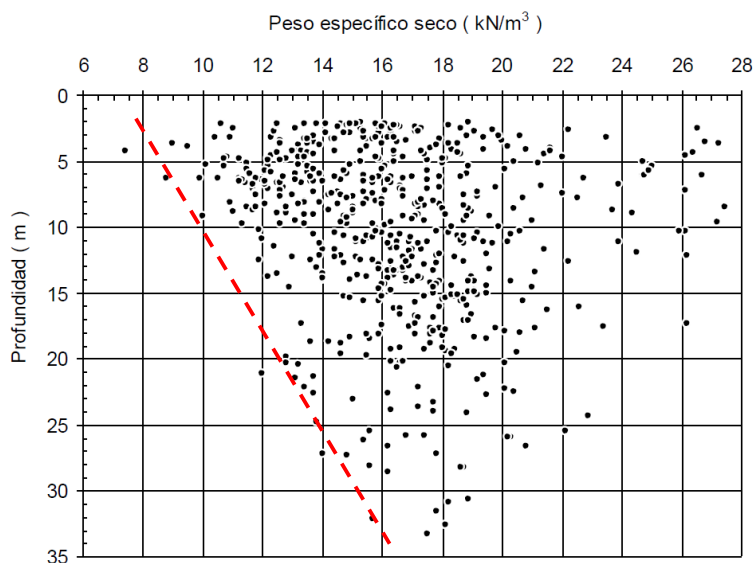


Figura 4.4: Variación del peso específico seco con la profundidad (Bahía de Santander)

En las formaciones sedimentarias de la Bahía de Santander cada tipo de suelo tiene su propia ley de crecimiento. Se aprecian mejores ajustes cuantas menos densificaciones estratigráficas presenten, es decir, cuantas menos variaciones se hayan producido en el tamaño de las partículas por diferencias de energía en el medio natural durante el proceso geológico de sedimentación. También influirán otros procesos, como la sobreconsolidación, procesos de alteración mineralógica, etc.

Inverso del peso específico seco y humedad natural

En la figura 4.5 se comprueba la relación lineal entre el inverso del peso específico seco y la humedad, en el conjunto de los suelos de la Bahía de Santander, en muestras obtenidas a más de 2 metros de profundidad.

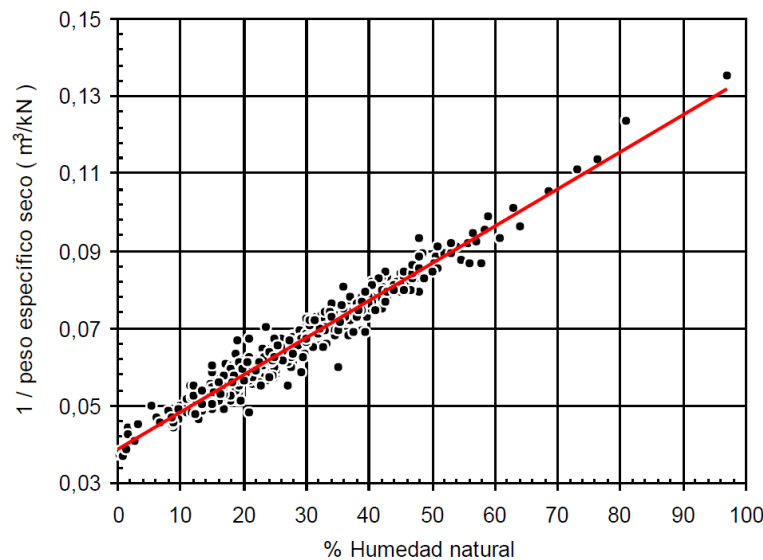


Figura 4.5: Peso específico seco y humedad natural (Bahía de Santander)

Al analizar la correlación entre los parámetros de estado, se comprueba que las muestras de sondeo extraídas a más de 2 metros de la superficie se encuentran prácticamente saturadas.

$$1/\gamma_d = 0,0010 \cdot w + 0,0384 \quad (n=281; R=0,98) \quad (4.3)$$

(w expresado en % y γ_d en kN/m^3)

Si se compara la expresión (4.3) con la expresión teórica (1.18), que relaciona el inverso del peso específico seco y la humedad, se deduce el grado de saturación medio del suelo " S_r " y el peso específico medio de las partículas sólidas " γ_s ":

$$\frac{1}{\gamma_d} = \frac{1}{S_r \cdot \gamma_w} \cdot w + \frac{1}{\gamma_s} \rightarrow \begin{array}{l} \text{- Pendiente: } 1/(S_r \cdot \gamma_w) = 1/(S_r \cdot 10) = 0,0010 \rightarrow S_r = 100\% \\ \text{- Ordenada en el origen: } 1/\gamma_s = 0,0384 \rightarrow \gamma_s = 26,04 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

La estrecha banda en la que se alinean los resultados de ensayo, muestra el pequeño rango de variación del término independiente de la recta de ajuste, y en consecuencia

del peso específico de las partículas sólidas. El resultado se encuentra en el límite inferior del intervalo habitual de este parámetro (entre 26 y 28 KN/m³).

Por otra parte, el coeficiente multiplicador de la humedad depende exclusivamente del grado de saturación del suelo. En este caso, como la pendiente de la recta de regresión es 0,0010, el grado de saturación es del 100%, lo que implica que los terrenos del entorno de la Bahía de Santander pueden considerarse saturados a partir de 2 metros de profundidad.

4.3.3.- Correlaciones de los parámetros de resistencia

Además de los parámetros de estado (peso específico seco y humedad), también influyen en el comportamiento mecánico de los suelos los parámetros de identificación (tamaño y forma de las partículas, plasticidad, etc.). A medida que disminuye el tamaño de partícula, los efectos gravitatorios van perdiendo importancia frente a las propiedades físico-químicas superficiales (fuerzas electrostáticas principalmente), con lo que algunas propiedades como la plasticidad influyen notablemente en la respuesta mecánica de los suelos más finos (arcillas).

Por otra parte, el comportamiento tenso-deformacional que presentan los suelos tiene características fuertemente no lineales, y cambios en sus superficies de plastificación (parámetros de rotura) al variar el estado tensional al que se encuentran sometidos. Por ello, el comportamiento del terreno respecto a su estado tensional, no depende sólo de la situación actual (estado efectivo de tensiones), sino de la historia tensional que haya experimentado y, en concreto, de la máxima tensión efectiva soportada, que puede ser superior a la actual. Esto se contempla por medio de la razón de sobreconsolidación ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_v$)

Compresión simple y resistencia al corte sin drenaje

La resistencia al corte sin drenaje de los suelos cohesivos suele estimarse con ensayos de compresión simple, mediante la expresión teórica: $c_u = 1/2 \cdot q_u$. Suelen acompañarse del valor medio de varios ensayos de resistencia al corte con vanette: $c_u(v)$ (momento torsor sobre una superficie cilíndrica) y con penetrómetro de mano: $c_u(p)$ (punzonamiento). Debiera verificarse: $q_u = 2 \cdot c_u(v) = 2 \cdot c_u(p)$, pero en general se obtienen relaciones inferiores a 2. De hecho, en los suelos cohesivos saturados de la Bahía de Santander se comprueba que la relación de la resistencia a compresión simple (q_u) con los otros dos parámetros de resistencia al corte sin drenaje es inferior a la teóricamente esperada.

$$q_u = 1,38 \cdot c_u \text{ (vanette)} \quad (n=161; R=0,87) \quad (4.4)$$

$$q_u = 1,10 \cdot c_u \text{ (penetrómetro de mano)} \quad (n=175; R=0,69) \quad (4.5)$$

Al analizar los coeficientes R de Pearson de las expresiones (4.4) y (4.5) se observa que **la resistencia a compresión simple se ajusta mejor a partir de la resistencia al corte con vanette**, debido a las dispersiones que se producen con el penetrómetro de mano en el rango: $100 \text{ kPa} \leq c_u(p) \leq 250 \text{ kPa}$ (suelos de consistencia muy firme y dura).

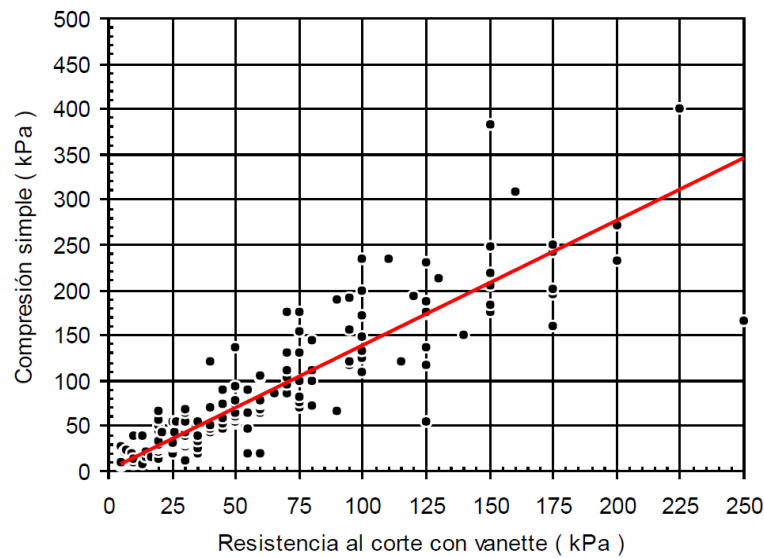


Figura 4.6: Resistencia a compresión simple y resistencia al corte sin drenaje con vanette (Bahía de Santander)

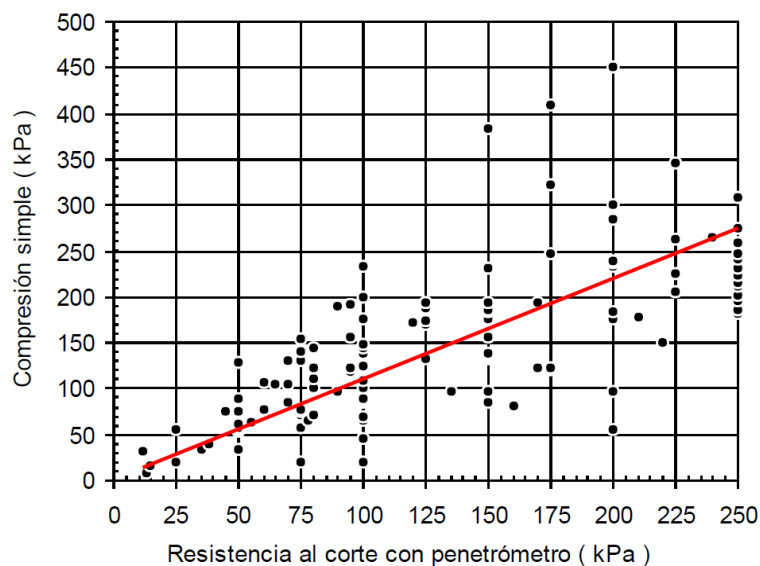


Figura 4.7: Resistencia a compresión simple y resistencia al corte sin drenaje con penetrómetro de mano (Bahía de Santander)

Si se analizan solo las muestras de suelo de consistencia muy blanda a firme ($c_u < 100$ kPa), los resultados con vanette y penetrómetro de mano son bastante similares:

$$q_u = 1,45 \cdot c_u \text{ (vanette)} \quad (n=125; R=0,83) \quad (4.6)$$

$$q_u = 1,41 \cdot c_u \text{ (penetrómetro de mano)} \quad (n=45; R=0,73) \quad (4.7)$$

La baja resistencia " q_u " en el ensayo de compresión simple, en comparación con la resistencia " c_u " obtenida con vanette y penetrómetro de mano, se debe a varios factores, como por ejemplo la alteración de la muestra durante la extracción y tallado de probetas, el drenaje parcial durante el ensayo de los limos arenosos debido a la presencia de

“niveles delgados de arena”, los planos de debilidad, defectos o microfisuras internas en los materiales sobreconsolidados, etc. Estas anomalías penalizan la resistencia de las probetas a compresión simple y por tanto **se subestima la resistencia al corte sin drenaje si se obtiene mediante la expresión teórica $c_u = \frac{1}{2} q_u$** .

En los suelos de la Bahía de Santander, para resistencias al corte sin drenaje $c_u < 100$ kPa (consistencia muy blanda a firme), se obtiene:

$$c_u \text{ (compresión simple)} / c_u \text{ (vanette)} = \frac{1}{2} q_u / c_u(v) = \frac{1}{2} \cdot 1,45 \approx 72\%$$

$$c_u \text{ (compresión simple)} / c_u \text{ (penetrómetro)} = \frac{1}{2} q_u / c_u(p) = \frac{1}{2} \cdot 1,41 \approx 70\%$$

En consecuencia, la estimación de “ c_u ” a partir del ensayo de compresión simple “ q_u ” se puede estar minorando del orden del 30%.

Resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical

La resistencia al corte sin drenaje se ha estimado a partir de ensayos de compresión simple ($c_u = \frac{1}{2} q_u$), tanto en el limo arenoso de marisma (normalmente consolidado) como en la arcillita abigarrada de facies Keuper (sobreconsolidada). En ambos casos se subestima la resistencia al corte, debido al drenaje parcial de la probeta en el limo arenoso, y a las roturas por planos de debilidad en la arcillita abigarrada. En consecuencia, la “razón de resistencia al corte sin drenaje” (c_u / σ'_v), en las dos unidades geotécnicas, es inferior a la teóricamente esperada.

1. Limos arenoso de marisma NC ($\phi_{cr} \approx 29^\circ$)

La dispersión de resultados (Figura 4.8) es tan alta que no se puede estimar con precisión la razón de resistencia al corte sin drenaje (debiera situarse entre 0,2 y 0,4).

$$c_u / \sigma'_v \approx 0,17 \quad (n=78; R=0,68) \quad (4.8)$$

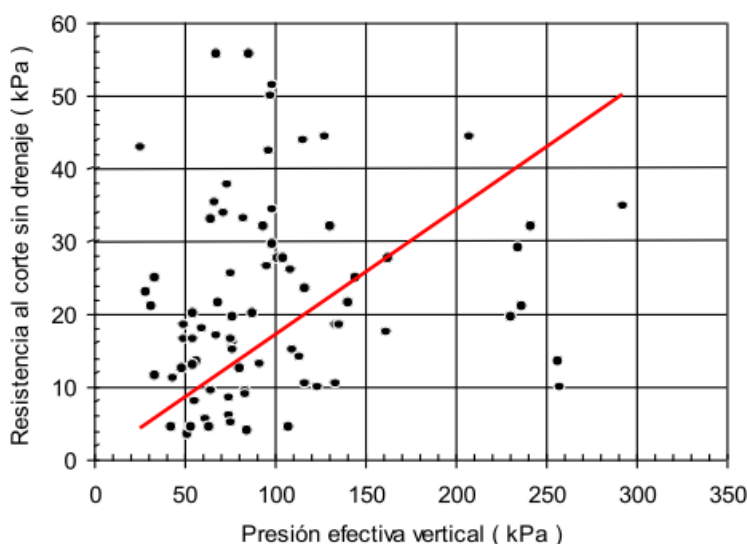


Figura 4.8: Resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

2. Arcillita abigarrada de facies Keuper OC ($\phi_{cr} \approx 22^\circ$)

Teóricamente, de acuerdo con la expresión de Ladd y Eggers (1972) (apartado 1.3.5 b del Capítulo 1), debiera obtenerse:

$$c_u/\sigma'_v = K_{NC} \cdot (\sigma'_p/\sigma'_v)^\alpha \quad (K_{NC} = 0,2 \text{ a } 0,4 \text{ y } \alpha = 0,7 \text{ a } 0,9)$$

(σ'_p : presión de preconsolidación)

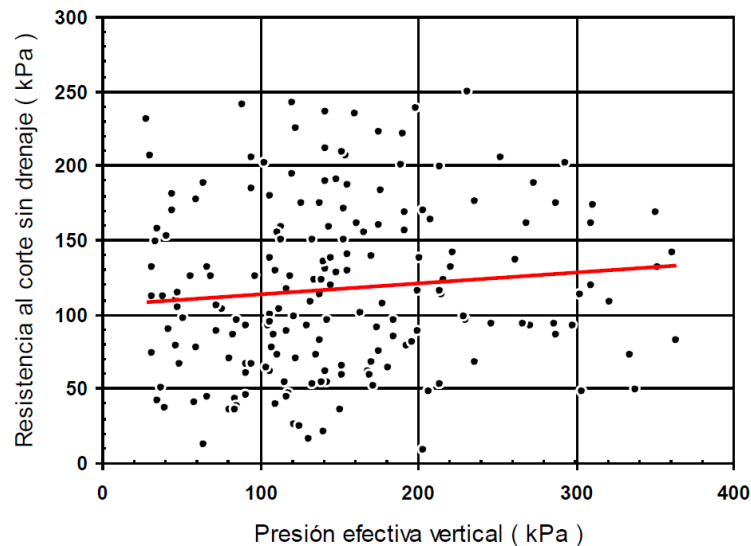


Figura 4.9: Resistencia al corte sin drenaje y presión efectiva vertical (arcillita abigarrada de facies Keuper, de la Bahía de Santander)

En la Figura 4.9, a pesar de la dispersión de resultados, se comprueba que la resistencia al corte sin drenaje crece con la presión efectiva vertical, pero no proporcionalmente como en un suelo normalmente consolidado porque la razón de sobreconsolidación ($OCR = \sigma'_p/\sigma'_v$) va disminuyendo con la profundidad.

Resistencia al corte sin drenaje e índice de plasticidad

A partir de la resistencia al corte sin drenaje obtenida en ensayos de compresión simple ($c_u = 1/2 \cdot q_u$) sobre el limo arenoso de marisma, se han estudiado expresiones lineales de la razón de resistencia al corte sin drenaje (c_u/σ'_v) con el índice de plasticidad (IP).

Los resultados obtenidos (Figura 4.10) presentan una gran dispersión y son inferiores a los previstos por Cox (1970) para arcillas inalteradas ($c_u/\sigma'_v = 0,18 + 0,0058 \cdot IP$). Es razonable que así sea porque, como ya se ha mencionado, se subestima la resistencia al corte sin drenaje del orden del 30% al obtenerla a partir de la resistencia a compresión simple, lo que afecta al término independiente de la función lineal en este mismo porcentaje.

$$c_u/\sigma'_v = 0,14 + 0,0067 \cdot IP \quad (n=42; R=0,22) \quad (4.9)$$

(IP expresado en %)

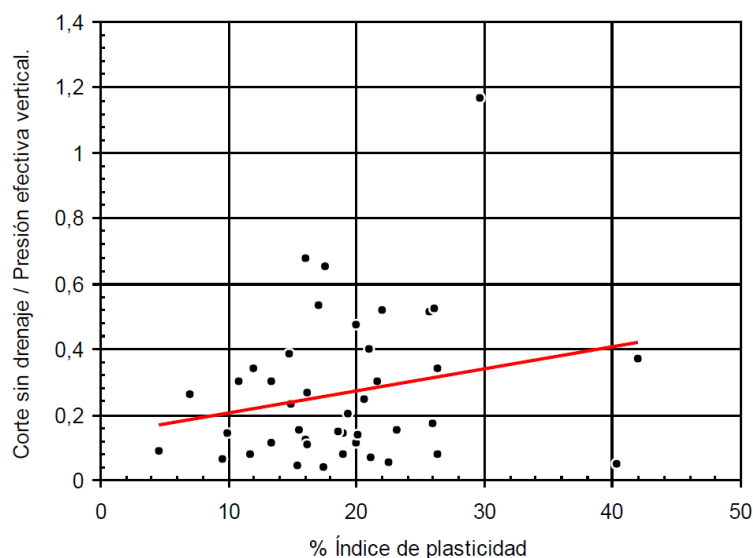


Figura 4.10: Resistencia al corte sin drenaje e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Resistencia la corte sin drenaje, humedad natural y peso específico seco

La mejor correlación entre la humedad y la resistencia al corte sin drenaje ($c_u = 1/2 \cdot q_u$), se consigue en escala semilogarítmica (Figura 4.11), en la forma lineal propuesta por Schofield Y Wroth (1968) (apartado 1.3.5 e del Capítulo 1):

$$w + 17,79 \cdot \ln(c_u) = 99,64 \quad (n=431; R=-0,69) \quad (4.10)$$

(c_u en kPa y w expresado en %)

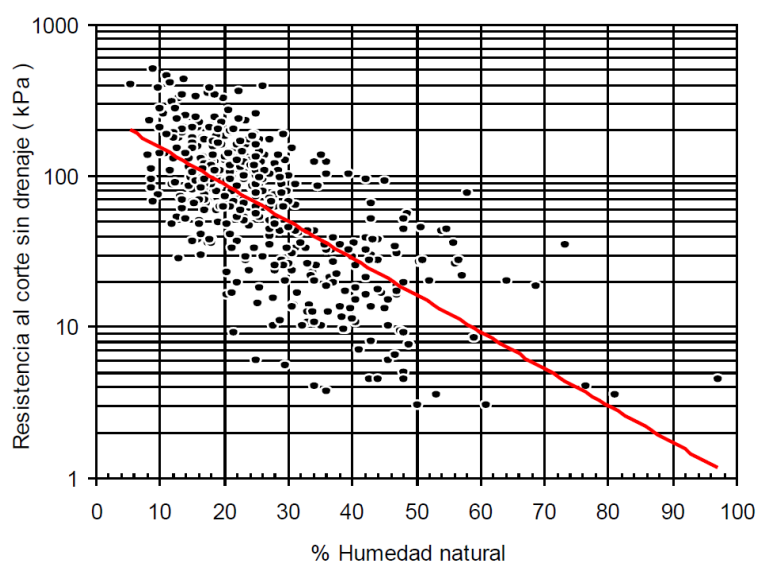


Figura 4.11: Resistencia al corte sin drenaje y humedad natural (Bahía de Santander)

Al tratarse de muestras saturadas ($S_r=100\%$), se obtiene una correlación empírica similar con el peso específico seco (en este caso creciente) (Figura 4.12):

$$\gamma_d - 3,788 \cdot \ln(c_u) = 0,638 \quad (n=431; R=0,69) \quad (4.11)$$

(c_u en kPa y γ_d en kN/m^3)

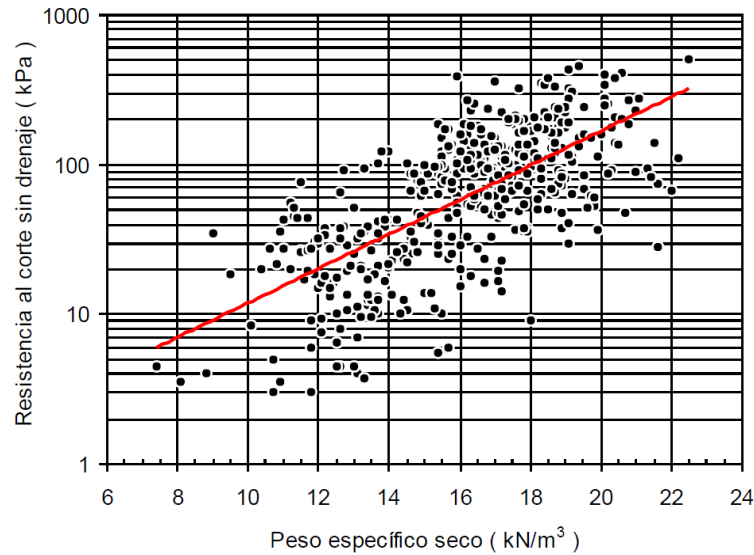


Figura 4.12: Resistencia al corte sin drenaje y peso específico seco (Bahía de Santander)

Resistencia al corte sin drenaje e índice de fluidez

$$IF = 1,851 - 0,404 \cdot \ln(c_u) \Leftrightarrow c_u = 97,64 / e^{2,475 \cdot IF} \quad (n=198; R=-0,75) \quad (4.12)$$

(c_u en kPa)

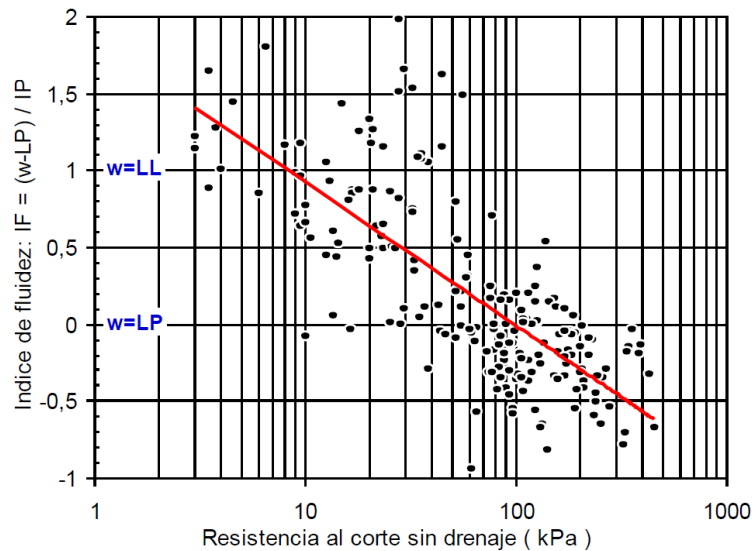


Figura 4.13: Resistencia al corte sin drenaje e índice de fluidez (Bahía de Santander)

De acuerdo con la expresión (4.12), en el límite plástico (IF=0) la resistencia media al corte sin drenaje “ c_u ” se aproxima a 98 kPa, y en el límite líquido (IF=1) a 8,2 kPa. Por tanto se comprueba que con la humedad del límite plástico la consistencia es firme, pero se sitúa en el límite inferior del intervalo esperado (c_u entre 100 y 250 kPa). Con la humedad del límite líquido la consistencia es muy blanda, pero bastante superior a la esperada (c_u entre 1 y 2,5 kPa). Este efecto sobre las muestras más húmedas puede deberse a que los ensayos analizados corresponden a muestras inalteradas, mientras que los ensayos de los estudios de referencia (Skempton y Northey, Norman, Wroth y Wood) se realizaron sobre arcillas amasadas (apartado 1.3.5 g del Capítulo 1).

Ángulo de rozamiento crítico y contenido de finos

Se ha comprobado que el ángulo de rozamiento crítico, obtenido en ensayos triaxiales CU, decrece al aumentar el peso específico seco ($\phi_{cr}=39^\circ-0,76\cdot\gamma_d$). Se trata de un resultado imprevisto porque, en suelos saturados, el aumento del peso específico seco implica una reducción del volumen de huecos, y por tanto mayor compacidad o imbricación del esqueleto sólido de partículas gruesas. Se deduce entonces que en la resistencia al corte con drenaje tienen más influencia otras propiedades como el tamaño y forma de las partículas.

Efectivamente se ha comprobado un **ajuste aceptable entre el ángulo de rozamiento crítico y el porcentaje de fracción fina (partículas de tamaño inferior a 80 μm)** (Figura 4.14). Se debe a que estas partículas tienen un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de las partículas gruesas (efecto similar al que produce el mástic filler+betún en una mezcla bituminosa).

$$\phi_{cr} = 37,9^\circ - 0,165 \cdot [\text{Finos}] \quad (n=50; R=-0,69) \quad (4.13)$$

(ϕ_{cr} en grados sexagesimales y [Finos] expresado en %)

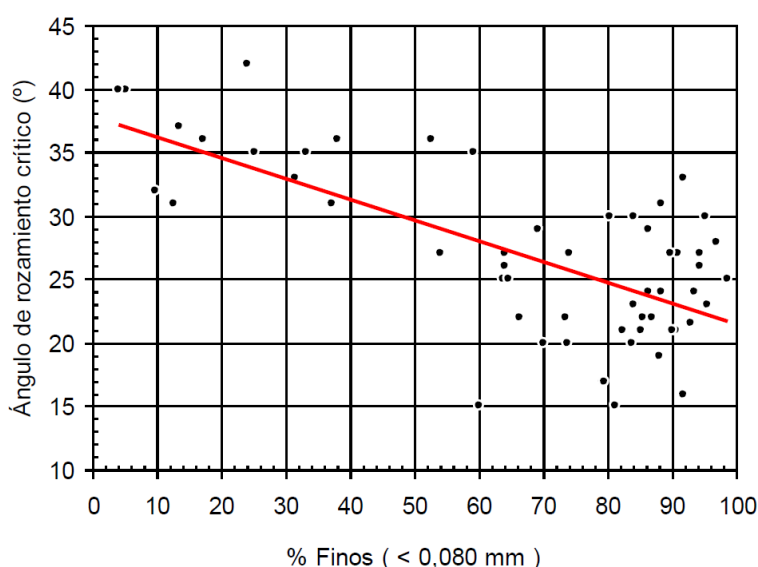


Figura 4.14: Ángulo de rozamiento crítico y contenido de finos
(Bahía de Santander)

Aunque en la expresión (4.13) el coeficiente R no es bajo, el resultado no es concluyente porque el tamaño de la muestra disponible es escaso para extraer conclusiones definitivas.

Hubiera sido interesante analizar la correlación del ángulo de rozamiento con la fracción arcillosa (partículas de tamaño inferior a $2\ \mu\text{m}$), pero en las campañas de reconocimiento geotécnico no suelen realizarse análisis granulométricos por sedimentación, y por tanto no se dispone de información granulométrica de la fracción inferior a $80\ \mu\text{m}$ (limos y arcillas).

Ángulo de rozamiento crítico e índice de plasticidad

A cada composición mineralógica de la arcilla le corresponde un valor del parámetro de actividad “A” de Skempton (1953). Por otro lado, el contenido de partículas de arcilla es proporcional al índice de plasticidad ($[\# < 2\ \mu\text{m}] = \text{IP}/A$). Por tanto, si existe una correlación del ángulo de rozamiento con el contenido de arcilla, también existirá una relación similar con el índice de plasticidad (Figura 4.15).

$$\phi_{\text{cr}} = 28,4^\circ - 0,179 \cdot \text{IP} \quad (n=47; R=-0,36) \quad (4.14)$$

(ϕ_{cr} en grados sexagesimales e IP expresado en %)

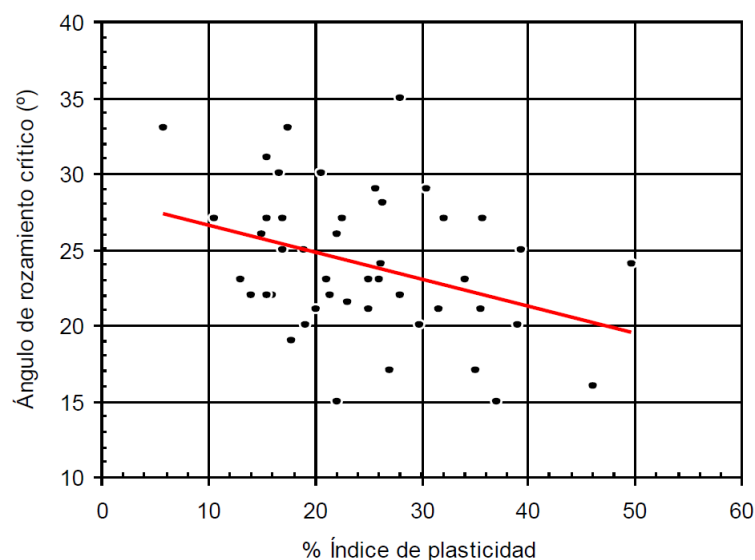


Figura 4.15: Ángulo de rozamiento crítico e índice de plasticidad
(Bahía de Santander)

4.3.4.- Correlaciones de los parámetros de compresibilidad edométrica

Índice de compresión e índice de plasticidad

Los datos disponibles para estudiar la compresibilidad edométrica son escasos ($n=27$), y todos ellos se refieren al limo arenoso de marisma (suelo sedimentario normalmente consolidado). Por tanto sería arriesgado extraer conclusiones definitivas.

Para deducir la expresión teórica que relaciona “C_c” e “IP”, en la forma propuesta por Wroth y Wood (1978) para arcillas amasadas (apartado 1.3.7 a del Capítulo 1), debe evaluarse el cociente de resistencias al corte sin drenaje del suelo en los estados de humedad del límite plástico y del límite líquido.

En el caso del limo arenoso de marisma de la Bahía de Santander, se han obtenido los valores de c_u(LP) y c_u(LL) en el apartado 4.3.3 de este Capítulo:

$$c_u(LP)/c_u(LL) = 98 \text{ KPa} / 8,2 \text{ KPa} = 11,95 \quad (4.15)$$

Aunque en arcillas amasadas Skempton y Northey (1952) descubrieron una relación de resistencias al corte sin drenaje del orden de 100, en este caso se trata de muestras inalteradas y se obtienen resistencias sensiblemente más altas en el estado del límite líquido.

Por otra parte, en un suelo normalmente consolidado, como en este caso, el cociente anterior (4.15) también puede expresarse en función de las tensiones efectivas verticales (Ladd y Eggers (1972), apartado 1.3.5 b del Capítulo 1):

$$c_u/\sigma'_v = K_{NC} \rightarrow c_u = K_{NC} \cdot \sigma'_v \quad (4.16)$$

Sustituyendo en (4.15) la expresión (4.16), se tiene:

$$c_u(LP)/c_u(LL) = K_{NC} \cdot \sigma'_v(LP)/K_{NC} \cdot \sigma'_v(LL) = \sigma'_v(LP)/\sigma'_v(LL) = 11,96$$

En el modelo edométrico, la variación del índice de poros en el escalón de carga entre la humedad del límite líquido y la humedad del límite plástico se obtuvo en el apartado 1.3.7 a del Capítulo 1:

$$\Delta e_{IP} = e_{LL} - e_{LP} = (IP/100) \cdot (\gamma_s/\gamma_w)$$

Y la expresión del índice de compresión también:

$$C_c = \Delta e / \log [\sigma'_{v, \text{final}} / \sigma'_{v, \text{inicial}}] = (IP/100) \cdot (\gamma_s/\gamma_w) / \log [\sigma'_v(LP)/\sigma'_v(LL)]$$

Sustituyendo en la expresión anterior el valor medio del peso específico de partículas sólidas $\gamma_s = 27,03 \text{ kN/m}^3$ en el limo arenoso de marisma, se tiene:

$$\begin{aligned} C_c &= (IP/100) \cdot (27,03/10) / \log (11,96) \\ C_c &= 0,0250 \cdot IP \end{aligned} \quad (4.17)$$

La expresión (4.17), deducida teóricamente a partir de la resistencia al corte sin drenaje en los límites líquido y plástico, y del peso específico de partículas sólidas, es coherente con el ajuste empírico obtenido a partir de la serie de datos del limo arenoso de marisma (4.18), aunque la dispersión es alta (Figura 4.16).

$$\begin{aligned} C_c &= 0,0212 \cdot IP \quad (n=27; R=0,63) \\ &(\text{IP expresado en } \%) \end{aligned} \quad (4.18)$$

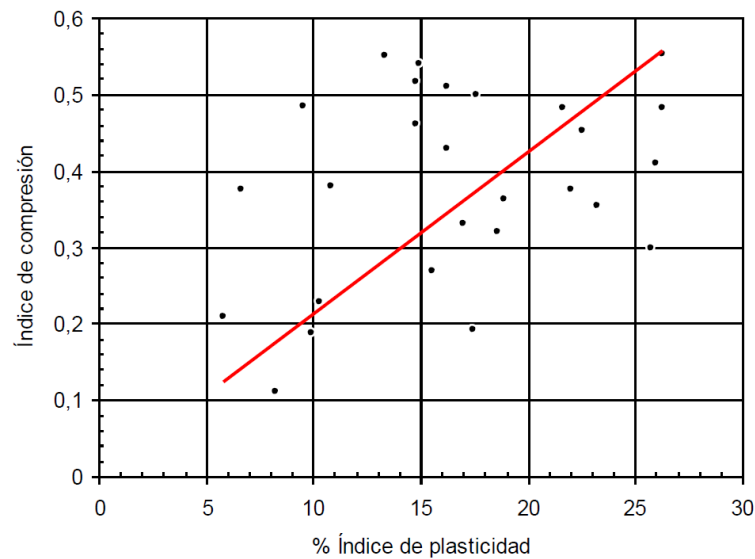


Figura 4.16: Índice de compresión e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Índice de compresión y límite líquido

Son clásicas algunas relaciones entre el índice de compresión y el límite líquido, como la de Skempton (1944) para arcillas amasadas, o las de Terzaghi y Peck (1967) y Jiménez Salas (1975) para arcillas normalmente consolidadas. Sin embargo, no se ha obtenido una correlación fiable entre ambos parámetros, en el caso del limo arenoso de marisma.

$$C_c = 0,0402 + 0,0084.LL \quad (n=27; R=0,51) \quad (4.19)$$

(LL expresado en %)

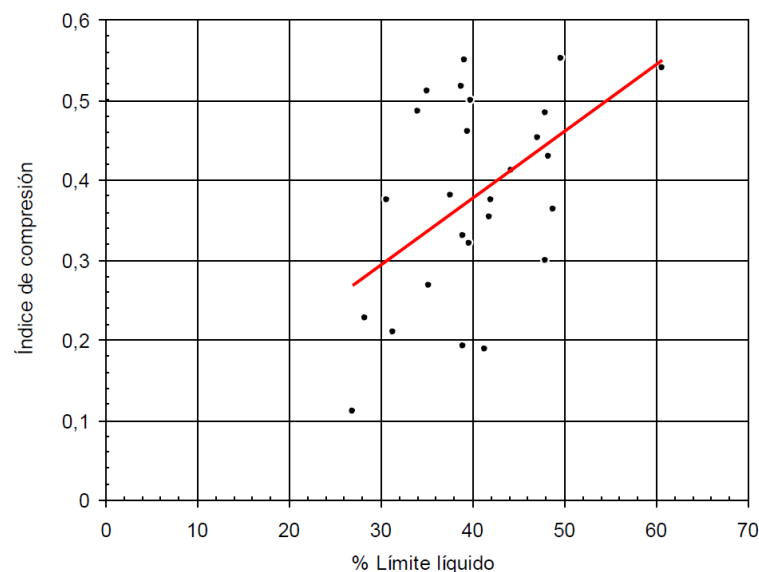


Figura 4.17: Índice de compresión y límite líquido (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Índice de compresión e índice de hinchamiento o de entumecimiento

En la Figura 4.18 se presenta la excelente proporcionalidad entre índice de compresión e hinchamiento, deducida de los ensayos edométricos realizados sobre el limo arenoso de marisma.

El resultado del cociente C_c/C_s está en el intervalo esperado (Jiménez Salas (1975): $C_c/C_s = 4$ a 10) y el coeficiente de correlación es bastante satisfactorio, aunque el tamaño de muestra es escaso.

$$C_c/C_s = 5,97 \quad (n=44; R=0,79) \quad (4.20)$$

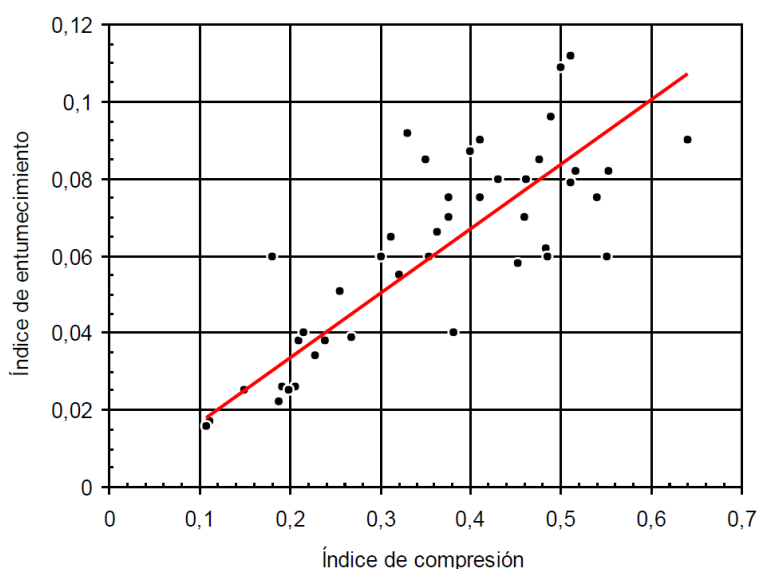


Figura 4.18: Índice de compresión e índice de hinchamiento (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Índice de hinchamiento e índice de plasticidad

Puede aceptarse una proporcionalidad adecuada entre el índice de compresión e hinchamiento (del orden de 6, en el caso del limo arenoso de marisma). Se ha obtenido también un ajuste lineal creciente entre el índice de compresión y el índice de plasticidad (4.18). Por ello, se ha intentado ajustar el índice de hinchamiento con el índice de plasticidad (Figura 4.19).

$$C_s = 0,0034.IP \quad (n=27; R=0,41) \quad (4.21)$$

(IP expresado en %)

El resultado no es satisfactorio, lo cual es lógico porque tampoco lo era en el caso del índice de compresión.

Si se compara la expresión anterior (4.21) con la expresión (4.18) del índice de compresión, se comprueba la proporción aproximada de 6.

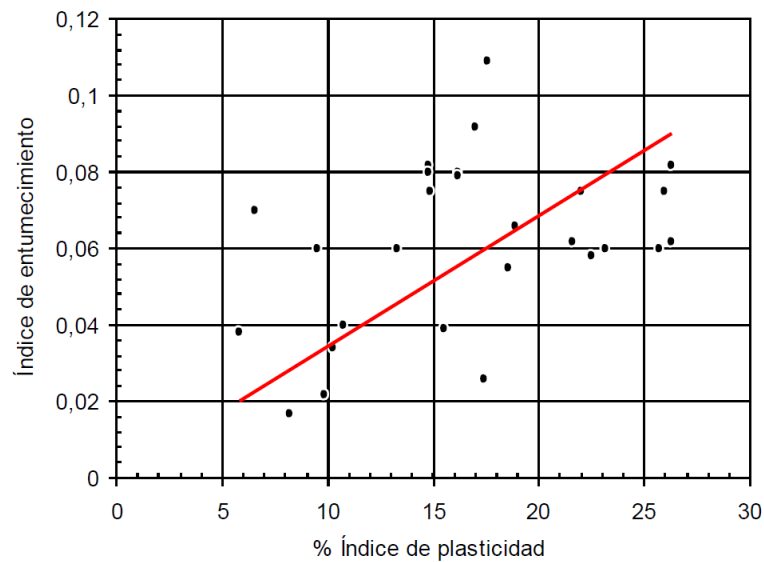


Figura 4.19: Índice de hinchamiento e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander)

Coeficiente de consolidación vertical

Respecto al coeficiente de consolidación vertical, no se han encontrado correlaciones fiables con otros parámetros. Ni siquiera se conocen estudios de este tipo en la bibliografía geotécnica clásica.

Ante este vacío de referencias para estimar el coeficiente de consolidación vertical, se ha optado por analizar su relación con los inversos del índice de compresión (Figura 4.20) y del índice de plasticidad (Figura 4.21).

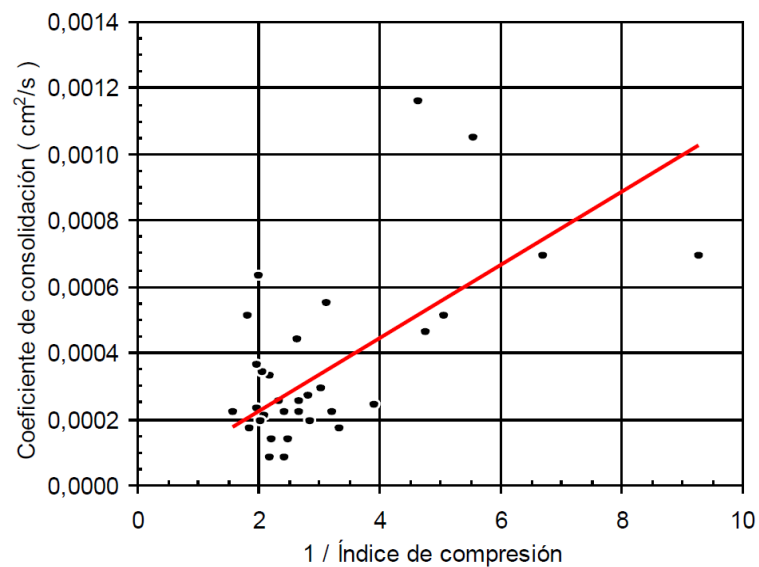


Figura 4.20: Coeficiente de consolidación e índice de compresión (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander, en el escalón de carga de 150 a 300 kPa)

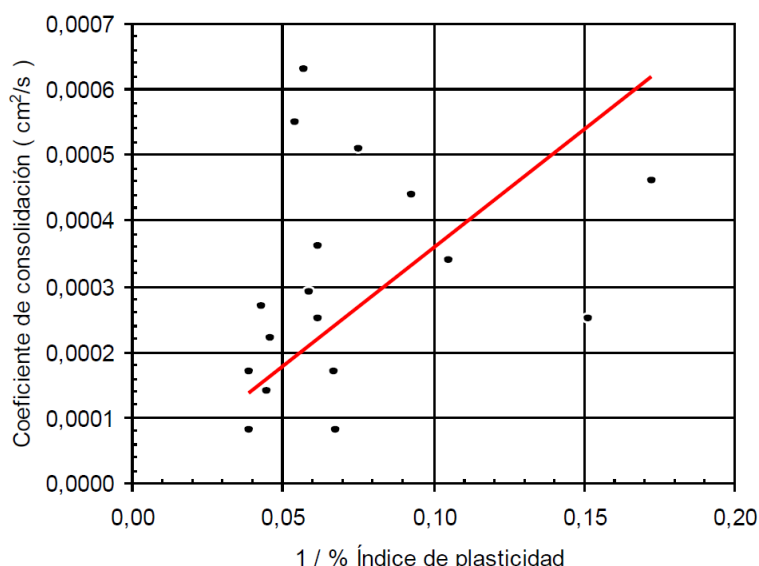


Figura 4.21: Coeficiente de consolidación e índice de plasticidad (limo arenoso de marisma, de la Bahía de Santander, en el escalón de carga de 150 a 300 kPa)

En ambos casos los resultados no son satisfactorios, debido a la excesiva dispersión de datos.

$$c_v = 0,00011 / C_c \quad (n=32; R=0,60)$$

$$c_v = 0,00359 / IP \quad (n=17; R=0,56)$$

(c_v en cm^2/s , IP expresado en %)

4.4.- CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

1. La relación lineal entre el índice de plasticidad y el límite líquido (Carta de Plasticidad de Casagrande), junto con el rango de variación del límite líquido, es un buen indicador para clasificar los suelos de la Bahía de Santander en unidades geotécnicas homogéneas.
2. La relación entre el inverso del peso específico y la humedad natural permite verificar si el suelo está saturado y estimar el valor medio del peso específico de las partículas sólidas.
3. De las correlaciones establecidas entre la resistencia al corte sin drenaje y distintos parámetros como la humedad natural, el índice de fluidez y la tensión efectiva vertical, **se encuentran las mejores estimaciones con los dos primeros, humedad e índice de fluidez, siendo éste último el que proporciona los resultados más fiables** (mayor coeficiente R de Pearson).
4. Se ha encontrado una buena relación entre el ángulo de rozamiento crítico y el porcentaje de la fracción fina (tamaño inferior a $80 \mu\text{m}$), que podría actuar como lubricante de las partículas gruesas ante esfuerzos de corte en condiciones drenadas. A mayor porcentaje de finos menor ángulo de rozamiento.

5. Asimismo, se ha obtenido cierta correlación entre el ángulo de rozamiento crítico y el índice de plasticidad. La forma laminar de las partículas arcillosas y la atracción electrostática de moléculas de agua que se adhieren a su superficie, disminuye el ángulo de rozamiento. Como no se dispone en general del porcentaje de arcilla, éste puede derivarse en cada tipo de suelo a un determinado valor del índice de plasticidad, al estar relacionados por la constante de actividad de Skempton.
6. Como suele ser habitual, en los reconocimientos geotécnicos disponibles se han determinado los parámetros de estado en las mismas muestras de suelo que se someten a ensayos de resistencia, pero no se han realizado ensayos simultáneos de identificación (análisis granulométrico y límites de Atterberg). Esta carencia ha dificultado el estudio del efecto de la fracción fina y del índice de plasticidad en la resistencia en condiciones drenadas (resistencia a largo plazo).
7. Lo anterior puede también decirse respecto a los ensayos de compresibilidad edométrica, cuyos datos no han proporcionado correlaciones adecuadas entre los distintos parámetros.

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

1.- GESTIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

La experiencia previa sobre el comportamiento del terreno en una zona geográfica concreta permite mejorar la fiabilidad del cálculo geotécnico. La estimación más precisa de los parámetros que intervienen en los modelos de cálculo aumenta la confianza en las soluciones proyectadas, pero no es menos importante la experiencia sobre otras cuestiones como el riesgo de fallo del material por alteración mineralógica, arrastres de finos por redes de filtración, efectos de técnicas constructivas inadecuadas, control de calidad deficiente durante el proyecto y obra, etc.. Por tanto el concepto de fiabilidad es muy amplio y son muchas las variables aleatorias que intervienen y que deben controlarse. La confianza en el éxito del proyecto sin duda mejorará a medida que se vayan eliminando las lagunas de conocimiento.

La bibliografía consultada sobre el estado del conocimiento, en lo referente a la gestión de la información geotécnica, permite las siguientes conclusiones:

- La información obtenida en las campañas geotécnicas suele ser escasa, lo que supone un serio inconveniente para caracterizar el terreno por métodos estadísticos. Esta es la razón por la que se confía mucho más en la experiencia del especialista geotécnico que en cualquier otra metodología.
- Los bancos de datos geotécnicos suelen ser escasos, y los que existen no son homogéneos en cuanto a su estructura y tipo de información registrada. Suelen contener datos muy generales, y el tratamiento de los resultados de ensayo suele ser muy simple, limitándose a presentar los estadísticos más sencillos, como valor medio del parámetro, desviación típica, máximo y mínimo.
- Quizá por su vistosidad, se suele representar el terreno en modelos 3D, utilizando las coordenadas geográficas (X, Y) para el emplazamiento de los datos disponibles, cuyos valores se representan con la coordenada Z del modelo ("Z" puede ser el espesor de una capa de material, la profundidad de su base y techo, o el valor de un parámetro geotécnico). En el modelo, obtenido por interpolación de datos, se suelen obtener secciones verticales y horizontales.
- En cuanto a las correlaciones entre parámetros, son habituales los estudios de la variación de un parámetro geotécnico con la profundidad, y las relaciones entre los parámetros de resistencia y los parámetros de identificación y estado.
- Los Atlas geológico-geotécnicos consultados, además de la caracterización de los suelos, presentan información práctica relacionada con técnicas constructivas y riesgos en las obras.
- No es habitual en los estudios geotécnicos realizar ajustes de los parámetros con

funciones de distribución de probabilidad, ni analizar la fiabilidad del valor medio estimado en la zona afectada por un estado límite, a partir de conceptos esenciales como la dispersión del parámetro (coeficiente de variación poblacional) y el tamaño de la muestra de datos utilizada para las estimaciones.

2.- SISTEMA DE GESTIÓN GEOTÉCNICA

Se ha desarrollado específicamente para este trabajo un “Sistema de Gestión Geotécnica” novedoso, con las siguientes peculiaridades:

- Se ha incluido información geológica de la zona estudiada, porque el conocimiento de la morfología, tectónica y estratigrafía es de gran ayuda para la clasificación inicial de los suelos e identificación de los materiales sobreconsolidados.
- Se ha registrado la información original intacta, tal y como aparece en los informes de las campañas geotécnicas registradas. Para clasificar los materiales del terreno en “unidades geotécnicas” homogéneas, se ha añadido a cada nivel estratigráfico y muestra ensayada un *código alfanumérico* que permite clasificar y filtrar los datos para su posterior análisis estadístico.
- Se georreferencia la información con sus tres coordenadas geográficas (X,Y,Z), para poder filtrar los datos correspondientes a una determinada unidad geotécnica en un recinto geográfico definido por el propio usuario, o en un intervalo de profundidad. Esta posibilidad supone un valor añadido importante en la gestión geotécnica, porque permite caracterizar los suelos a un nivel mucho más reducido, como puede ser la superficie en planta afectada por un proyecto constructivo, o incluso la zona afectada por un estado límite determinado.
- Se archiva la información en un banco de datos alfanumérico (Microsoft Access) y se gestiona por métodos estadísticos. El sistema es **abierto y actualizable**, lo que permite seguir añadiendo datos en el futuro para mejorar paulatinamente la calidad de la información a medida que aumenta el tamaño de la muestra disponible.
- Se ha desarrollado una herramienta complementaria (Microsoft Excel) para aplicar técnicas de inferencia estadística y pruebas de contraste de hipótesis para ajustar a las series de datos funciones de distribución de probabilidad (Uniforme, Normal, Log-normal y Gamma).

3.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

3.1.- Métodos estadísticos

En cuanto al análisis de los procesos utilizados para la estimación de parámetros geotécnicos se han obtenido las siguientes conclusiones:

- La metodología propuesta en el *Eurocódigo 7 (proyecto geotécnico)* no se integra fácilmente en los modelos de cálculo de la Mecánica de Suelos, porque sustituye el coeficiente de seguridad global, de cuyos valores se tiene amplia experiencia, por procesos que pueden modificar desfavorablemente la probabilidad de error en los resultados (concretamente la elección adecuada de los coeficientes parciales de seguridad sobre los valores representativos de las acciones y de los parámetros del terreno que gobiernan su resistencia).
- Si se acepta que los parámetros geotécnicos son variables aleatorias, parece razonable abordar el proceso de estimación con **métodos estadísticos**. Para caracterizar un determinado tipo de suelo se debe conocer el **tipo de función de distribución de probabilidad** que mejor representa a cada parámetro, y su **coeficiente de variación**. Un estudio de este tipo, suficientemente riguroso, requiere disponer de un **tamaño de muestra** (resultados de ensayo) bastante extenso ($n > 100$).

3.2.- Función de distribución de probabilidad

Se han aplicado *pruebas de contraste de hipótesis* (papel probabilístico y prueba χ^2 o de Pearson Centrada) para ajustar funciones de distribución de probabilidad a las series de datos disponibles de cada parámetro y unidad geotécnica de la Bahía de Santander, con los siguientes resultados:

- Con carácter general, la función de distribución de probabilidad que mejor ajusta los valores de un parámetro geotécnico, en todo su rango de variación, es la **función Log-normal**.
- Los parámetros geotécnicos se ajustan algo peor a la función Normal porque suelen presentar un sesgo hacia la derecha, motivado por coeficientes de variación altos ($v > 0,30$) y un truncamiento de su cola izquierda por el valor cero que rompe la simetría de la función de densidad.
- La primera consecuencia de una distribución de probabilidad asimétrica, es que se necesitarán más datos en la muestra para estimar el valor medio con un determinado nivel de confianza. Aquí radica la principal diferencia entre la caracterización estadística de los parámetros del terreno y la resistencia de los materiales estructurales, como el hormigón o el acero, en los que se ajusta perfectamente a una función Normal, con lo que el tamaño de muestra necesario se reduce considerablemente.

3.3.- Coeficiente de variación

Como es habitual en las técnicas de *inferencia estadística*, se ha estudiado la dispersión de los parámetros geotécnicos a partir de su *coeficiente de variación* ($v = \sigma/\mu$), que depende muchísimo del parámetro geotécnico de que se trate. Pero además, se ha profundizado en la influencia de la extensión geográfica de la zona de muestreo (desde

el tamaño de una comarca hasta la superficie afectada por el proyecto de una obra portuaria).

Las conclusiones obtenidas en los suelos de la Bahía de Santander son las siguientes:

- Al reducir el ámbito geográfico de la toma de muestras sobre una determinada unidad geotécnica (suelo homogéneo), los coeficientes de variación de los parámetros de identificación y estado se reducen hasta un 20%. Sin embargo en los parámetros de resistencia la reducción es del orden del 10%. Cabe esperar que aumente todavía más la homogeneidad del suelo, y por tanto se reduzcan los coeficientes de variación, si la toma de muestras se localizan en la zona afectada por una determinada estructura geotécnica, como por ejemplo la superficie crítica de rotura en estado límite último.
- No se han comprobado mejoras importantes del coeficiente de variación de los parámetros cuando se acota la profundidad de las muestras.
- Los mayores coeficientes de variación ($v > 0,45$) los proporcionan los siguientes parámetros de resistencia y compresibilidad: índice N_{SPT} (aceptando este índice como referencia de la consistencia del terreno), cohesión, resistencia a compresión simple, resistencia al corte sin drenaje (vanette y penetrómetro de mano), índice de compresión, índice de hinchamiento o de entumecimiento y coeficiente de consolidación.
- Los menores coeficientes de variación ($v < 0,20$) corresponden a los parámetros de peso específico seco y tangente del ángulo de rozamiento crítico.
- En valores intermedios ($0,20 < v < 0,40$) se encuentran dos parámetros de identificación y estado: límite líquido y humedad natural.
- Cuanto menor es el coeficiente de variación, más se aproxima la función de distribución de probabilidad del parámetro a una **función Normal**. Esto sucede cuando el valor medio se separa de cero más de 3 veces la desviación típica, es decir, cuando se cumple:

$$\mu - 3\sigma > 0 \rightarrow v = \sigma/\mu < 1/3 \rightarrow \text{aproximadamente: } v < 0,30$$

- Cuando el coeficiente de variación es elevado ($v > 0,3$), el parámetro se ajusta mejor a una **función Log-normal**, y debe utilizarse la **función t de Student** para estimar el valor medio poblacional. Solo en el caso poco habitual de que el tamaño de muestra disponible sea considerable ($n \geq 30$), es admisible utilizar la función Normal porque en este caso se aproxima lo suficiente a la función t de Student.

3.4.- Valor característico

Se han estudiado los coeficientes de dispersión “ ξ ” que deben aplicarse sobre el valor medio “ X_m ” de una serie de datos (valor medio muestral) para estimar el valor

característico “ X_k ” del parámetro, asociado al cuantil $(1-\alpha/2)=95\%$. El valor de estos coeficientes depende de tres datos de partida a tener en cuenta:

- Tipo de la función de distribución de probabilidad que se ajusta al parámetro (puede ser una función Normal, o distinta de la función Normal).
- Coeficiente de variación “ v ” de la población del parámetro, estimada a partir de series de datos de gran tamaño ($n>100$).
- Tamaño “ n ” de la muestra disponible para estimar el valor característico en la superficie de fallo geotécnico que se analiza (n° de ensayos disponibles para la estimación).

$$\text{- Para } n < 30 \dots\dots\dots \xi = \frac{\sqrt{n} + t(n-1, 0,95) \cdot v}{\sqrt{n}}$$

$$\text{- Para } n \geq 30, \text{ o si el parámetro es Normal } \dots\dots \xi = \frac{\sqrt{n} + 1,645 \cdot v}{\sqrt{n}}$$

3.5.- Valor de cálculo

El *valor de cálculo* está asociado al cuantil $(1-\beta/2)$, o lo que es lo mismo, a la probabilidad de error “ $\beta/2$ ” en la estimación del valor medio del parámetro geotécnico (probabilidad de que la media poblacional tome realmente un valor más desfavorable que el valor de cálculo estimado).

Se ha deducido en este trabajo que el cuantil $(1-\beta/2)$ depende de cuatro variables:

- Tipo de la función de distribución de probabilidad que se ajusta al parámetro.
- Coeficiente de variación “ v ” de la población del parámetro.
- Tamaño “ n ” de la muestra disponible para estimar el valor de cálculo.
- Coeficiente parcial de seguridad “ γ_m ” aplicado sobre el valor característico “ X_k ”.

Coeficientes parciales de seguridad

- El *coeficiente parcial de seguridad* “ γ_m ” que divide el valor característico “ X_k ” para obtener el valor de cálculo “ X_d ”, depende del tipo de función de distribución de probabilidad que se ajusta al parámetro (si es Normal o no), del coeficiente de variación “ v ” de la población del parámetro y del tamaño “ n ” de la muestra:

$$\text{- Para } n < 30 \dots\dots\dots \gamma_m = \frac{\sqrt{n} + t(n-1, 1-\beta/2) \cdot v}{\sqrt{n} + t(n-1, 0,95) \cdot v}$$

$$\text{- Para } n \geq 30, \text{ o si el parámetro es Normal } \dots\dots \gamma_m = \frac{\sqrt{n} + Z_{1-\beta/2} \cdot v}{\sqrt{n} + 1,645 \cdot v}$$

- No debe fijarse un *coeficiente parcial de seguridad* para estimar el *valor de cálculo* de un parámetro sin tener en cuenta el tamaño “n” de la muestra disponible y sin conocer suficientemente el tipo de función de distribución de probabilidad ajustada al parámetro y su coeficiente de variación “v”.
- El *Eurocódigo 7* propone aplicar a los valores característicos “X_k” (estimación del valor medio del parámetro con una probabilidad de error del 5%) los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_m=1,40$ y $\gamma_m=1,25$ (según el tipo de parámetro de que se trate). No concreta el tamaño “n” de la muestra de ensayos necesaria para la estimación del valor medio “X_m”, ni el coeficiente de dispersión “ξ” para calcular el valor característico, dejando este aspecto a las normativas nacionales.
- La probabilidad de error “β/2” en la estimación del *valor de cálculo* debe estar suficientemente controlada. Cuando no lo está, principalmente porque el tamaño de la muestra disponible es escaso, los especialistas geotécnicos son reacios al uso de los coeficientes parciales de seguridad porque la probabilidad de error en la estimación del valor de cálculo puede ser muy alta. Esta situación se da con mucha frecuencia, y es un serio obstáculo a la implantación del *Eurocódigo EC-7*.
- Si se aceptan los *coeficientes parciales de seguridad* “γ_m” propuestos en el *Eurocódigo EC-7*, debe garantizarse al mismo tiempo que no aumentará la probabilidad de error “β/2” aceptada tradicionalmente en los modelos de cálculo (aproximadamente entre 10⁻³ y 10⁻⁴, según el tipo de parámetro). Por tanto, si se fijan en las expresiones anteriores los percentiles “β/2” y los coeficientes parciales de seguridad “γ_m”, teniendo en cuenta además que el coeficiente de variación “v” toma valores típicos en cada parámetro, resulta que el tamaño mínimo de muestra “n” también queda definido.
- El coeficiente de variación “v” de los parámetros geotécnicos suele estar en el intervalo 0,10 a 0,60. Para este rango de valores, el tamaño mínimo de muestra “n” para utilizar los coeficientes parciales propuestos en el *Eurocódigo 7*, con una probabilidad de error β/2=0,0001, se ajustan a las siguientes expresiones:

tgØ y c (γ_m=1,25)	n ≥ 30.v + 3
c_u, q_u y N_{SPT} (γ_m=1,40)	n ≥ 20.v + 3

- En el caso de la cohesión efectiva se admite menor fiabilidad en la estimación (β/2≈0,005), debido a la escasa sensibilidad de la resistencia del terreno a este parámetro, en comparación con la importancia del ángulo de rozamiento.
- Las campañas geotécnicas habituales presentan un déficit de ensayos importante, si se compara con el tamaño mínimo requerido para la aplicación de los coeficientes parciales de seguridad propuestos en el *Eurocódigo EC-7* para el nivel de confianza (1-β/2) de su valor medio (valor de cálculo). En el caso de los suelos de la Bahía de Santander, se puede aplicar el siguiente criterio, teniendo

en cuenta el coeficiente de variación poblacional típico de cada parámetro:

- En suelos cohesivos no debieran realizarse menos de 14 ensayos de compresión simple (o compresión triaxial UU si no se logra evitar el drenaje parcial durante la rotura), 12 ensayos de resistencia al corte sin drenaje (vanette o penetrómetro de mano), y 8 ensayos triaxiales CU.
- En los suelos granulares debieran realizarse al menos 17 pruebas de penetración estándar (SPT).
- En caso de no cumplirse estos requisitos mínimos, deben aumentarse los coeficientes parciales de seguridad respecto a los propuestos en el *Eurocódigo-7* para no reducir la fiabilidad de la estimación del *valor de cálculo*. Se aplicarían las expresiones proporcionadas para el cálculo del coeficiente " γ_m ", en función del tamaño de la muestra " n " (el coeficiente de variación " v " y el tipo de función de distribución del parámetro se suponen conocidos).
- Como ejemplo de la sensibilidad del coeficiente parcial de seguridad al tamaño de muestra, en el caso de los suelos de la Bahía de Santander habría que aplicar los siguientes coeficientes sobre el valor característico, considerando que se dispone tan solo de 5 resultados de ensayo ($n=5$) de cada parámetro:
 - Tangente del ángulo de rozamiento crítico, obtenido mediante triaxial CU: $\gamma_m=1,64$, en lugar de $\gamma_m=1,25$ propuesto en EC-7
 - Cohesión de arcillas sobreconsolidadas, obtenida mediante triaxial CU: $\gamma_m=2,86$, en lugar de $\gamma_m=1,25$ propuesto en EC-7
 - Resistencia al corte sin drenaje, obtenida con vanette: $\gamma_m=2,54$, en lugar de $\gamma_m=1,40$ propuesto en EC-7
 - Resistencia a compresión simple: $\gamma_m=2,76$, en lugar de $\gamma_m=1,40$ propuesto en EC-7
 - Prueba de penetración estándar (SPT): $\gamma_m=3,05$, en lugar de $\gamma_m=1,40$ propuesto en EC-7

4.- CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS

En los suelos de la Bahía de Santander se ha estudiado la aplicabilidad de las expresiones clásicas que se utilizan habitualmente para correlacionar entre sí los parámetros geotécnicos. Se presentan a continuación las expresiones que se consideran fiables, al obtener un coeficiente de correlación adecuado. También se hace algún comentario, que se juzga interesante, sobre otras relaciones de menor fiabilidad.

4.1.- Plasticidad

- Relación lineal entre el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL), ambos expresados en %:

$$IP = 0,68.(LL - 13,21) \quad ; \quad R=0,91$$

4.2.- Peso específico seco y humedad natural

- Las muestras de sondeo extraídas a más de 2 metros de profundidad se encuentran prácticamente saturadas ($S_r=100\%$). Por ello se obtienen excelentes correlaciones lineales entre el inverso del peso específico seco ($1/\gamma_d$) y la humedad natural en tanto por uno (w):

$$1/\gamma_d = 0,10.w + 0,0384 \quad ; \quad R=0,98$$

(γ_d en kN/m^3)

4.3.- Resistencia al corte sin drenaje

- La resistencia a compresión simple (q_u) es inferior a la expresión teóricamente esperada ($q_u=2.c_u(\text{vanette})$), debido al drenaje parcial o a la rotura defectuosa en la escala de las probetas de ensayo de compresión simple. Sin embargo, a pesar de la dispersión que añade este hecho, se obtiene un ajuste fiable de la resistencia a compresión simple con la expresión:

$$q_u = 1,38.c_u(\text{vanette}) \quad ; \quad R=0,87$$

- Como consecuencia de lo anterior, se infravalora la resistencia al corte sin drenaje cuando se estima a partir del resultado del ensayo de compresión simple mediante su relación teórica ($c_u=1/2.q_u$).
- Aunque la resistencia al corte sin drenaje crece claramente con la profundidad, en las series de datos de los suelos de la Bahía de Santander no se han obtenido correlaciones fiables (excesiva dispersión).
- Se ha obtenido una correlación aceptable entre la resistencia al corte sin drenaje, estimada a partir del ensayo de compresión simple ($c_u=1/2.q_u$) y el índice de fluidez (IF).

$$c_u = 97,64 / e^{2,476.IF} \quad ; \quad R=-0,75$$

(c_u en kPa)

- La mejor correlación entre la humedad natural (w) y la resistencia al corte sin drenaje ($c_u = 1/2.q_u$), en suelos saturados, se obtiene en escala semilogarítmica.

$$w + 17,79.Ln(c_u) = 99,64 \quad ; \quad R=-0,69$$

(c_u en kPa y w expresado en %)

4.4.- Ángulo de rozamiento crítico

- Se ha obtenido un buen ajuste lineal entre el ángulo de rozamiento crítico (ϕ_{cr}) y la fracción fina del suelo (partículas de tamaño inferior a 80 μm).

$$\phi_{cr} = 39,2^\circ - 0,180.[\text{Finos}] \quad ; \quad R=-0,69$$

(ϕ_{cr} en grados sexagesimales y [Finos] expresado en %)

4.5.- Compresibilidad edométrica

- No se han obtenido correlaciones fiables del índice de compresión (C_c) con el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL), pero el tamaño de muestra disponible era muy escaso y por tanto no se debe desechar esta posibilidad.
- Se ha obtenido una buena estimación de la proporcionalidad entre los índices de compresión (C_c) y entumecimiento (C_s) en los limos arenosos de marisma:

$$C_c/C_s = 5,97 \quad ; \quad R=0,79$$

5.- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Las futuras líneas de investigación que se proponen, aprovechando la metodología desarrollada y el sistema de gestión geotécnica diseñado, son las siguientes:

- Aumentar el tamaño del banco de datos a medida que se realicen nuevas campañas de reconocimiento en la Bahía de Santander. Con ello se dispondrá de series de datos más extensas, que permitirán conocer mejor la función de distribución de probabilidad que representa el comportamiento aleatorio de cada parámetro geotécnico, y su coeficiente de variación. Estos datos de partida son básicos en el cálculo de los coeficientes " ξ " y " γ_m " que permiten estimar el *valor característico* y el *valor de cálculo* de cada parámetro geotécnico.
- Comparar las conclusiones de este trabajo con las que puedan obtenerse en otras zonas geográficas, al objeto de valorar si realmente son aplicables, con carácter general, a cualquier tipo de suelo.
- Aplicar en otros entornos urbanos la metodología desarrollada, poniendo a disposición de las futuras investigaciones la metodología del sistema de gestión geotécnica desarrollado para la Bahía de Santander.
- Introducir en el banco de datos otros tipos de ensayos (presiómetro, piezocono, placa de carga, vane test, etc.), que cada vez se utilizan con más frecuencia en las campañas de reconocimiento geotécnico.
- Contrastar los coeficientes propuestos para la estimación de parámetros geotécnicos con los utilizados en las normativas nacionales e internacionales.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA

1. ALMEIDA, I.M.B.M. (1991): "Características Geotécnicas dos solos de Lisboa" (Tesis Doctoral de la Universidad de Lisboa)
2. ASSOCIATION GEOTECHNICAL SPECIALISTS (1992): "Electronic Transfer of Geotechnical Data from Ground Investigations" (Publ. AGS/1/92 Issue 03/92, Wokingham)
3. AUTORIDAD PORTUARIA DE SANTANDER (1997): Plano del Puerto de Santander, Escala 1:10.000 (Librería Estudio. Santander)
4. AUVINET, G., MÉNDEZ, E. y JUÁREZ, M. (2009): "Advances in geotechnical characterization of Mexico City basin subsoil" (17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Eds. M. Hamza, M. Shahien, Y. El-Mossallamy. Amsterdam: IOS Press, pp 2679-2682)
5. BJERRUM, L. y SIMONS, N.E. (1960): "Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays" (Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp 711-726)
6. CANGREJO, D. e INFANTE, C.G. (2005): "Información geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de obras civiles en Bogotá" (Revista Ingeniería e Investigación, Universidad Nacional de Colombia. Diciembre 2005, Vol. 25, N° 003, pp 71-83. ISSN: 0120-5609)
7. CASAGRANDE, A. (1948): "Classification and identification of soils" (Transactions, ASCE, vol. 113, pp 901-930)
8. CENDRERO, A. (1963): "Recomendaciones sobre el estado actual de la Bahía de Santander" (GEA N° 6)
9. CTE (2006): "Código Técnico de la Edificación" (Ed. Ministerio de la Vivienda)
10. COX, J.B. (1970): "Shear strength characteristics of the recent marine clays in South East Asia" (Journal of the Southeast Asian Society of Soil Engineering, Vol. 1, N° 1, pp 1-28)
11. CHEUNG, C. y YEUNG, A.T. (2009): "Statistical analyses of geotechnical properties of Hong Kong marine clays" (2ª International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 28-30 May 2009, Near University, Nicosia, North Cyprus)
12. DANTÍN CERECEDA, J. (1917): "Evolución morfológica de la Bahía de Santander" (Trabajos del Museo Nacional de Ciencias Naturales, Serie Geológica N° 20)
13. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2009): "Guía de cimentaciones en

- obras de carretera” (Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. Serie monografías. NIPO: 161-10-115-8)
14. ENGEL, J., SCHUPPENER, B., KUNZ, E. y HETTLER, A. (2009): “A concept of database for results of laboratory tests on soil and rock” (17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Eds. M. Hamza, M. Shahien, Y. El-Mossallamy. Amsterdam: IOS Press, pp 2702-2710. DOI: 10.3233/978-1-60750-031-5-2707)
15. ERNST, G. (1993): “Seminario: Geología y Paleontología en Santander” (Universidad Internacional Menéndez Pelayo)
16. ESCARIO, V. (1985): “Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz” (Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones, Dirección General de Infraestructura del Transporte. ISBN: 84-505-2858-5)
17. EURÓCODIGOS. Bases del cálculo de estructuras (EN 1990:2002)
18. EUROCÓDIGO 7. Parte I. Proyecto Geotécnico. Reglas Generales (EN 1997-1:2004)
19. FERNÁNDEZ, F. (1931): “Carta Geológica de la Bahía de Santander desde Cabo Mayor a Rubalcaba”
20. GARCÍA, E., CAMACHO, M.A. y MORALES, J.A. (2009): “Características geológico-geotécnicas del relleno holoceno de la Ría de Huelva” (Revista de la Sociedad Geológica de España, Vol. 22 (3-4), pp 221-230. ISSN: 0214-2708)
21. GRANITZA, E.: “Geologische Karte Von Santander E 1:10.000” (Universidad Libre de Berlín)
22. GUTIÉRREZ, M., LÓPEZ, C., TORRES, M. y PANDO, L. (2005): “Comportamiento geotécnico de los materiales lutíticos del Permotrias en Asturias” (Trabajos de geología, Universidad de Oviedo, nº 25, pp 69-83. ISSN: 0474-9588)
23. HASHEMI, S. (2002): “The design of a relational database on the geotechnical properties of Northern England Glacial Till” (School of Civil Engineering and Geosciences Geotechnical Engineering Group, University of Newcastle, England. Newcastle University Library 201 29465 1)
24. HELENELUND, K.V. (1951): “On consolidation and settlement of loaded soil layers” (Geotechnical Department Finnish State Railways, Helsinki 1951, Pp 209, figs 93)
25. HERRERO, I. (1966): “Estudios previos de terrenos para carreteras” (Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales, 146 páginas)
26. HUNT, R.E. (1984): “Geotechnical Engineering Investigation Manual” (McGraw-Hill Book Company. ISBN-10: 0070313091)
27. IGME (1971): “Hoja de Santander E 1:200.000 del Mapa Geológico de España”

- (Instituto Geológico y Minero de España. Ministerio de Industria)
28. IGME (1976): "Hoja de Santander E 1:50.000 del Mapa Geológico de España" (Instituto Geológico y Minero de España. Ministerio de Industria)
 29. ITGE (1987): "Manual de Ingeniería de taludes" (Instituto Tecnológico Geo-Minero de España. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. ISBN: 84-7840-090-7)
 30. ITGE (1988): "Atlas del Medio Físico de la ciudad de Burgos y su marco provincial" (Instituto Tecnológico Geo-Minero de España. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. ISBN: 8450574544, 9788450574548)
 31. ITGE (1990): "Mapa Geológico-Minero de Cantabria E 1:100.000" (Instituto Tecnológico Geominero de España. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. NIPO: 232-90-007-2)
 32. JAKSA, M.B. (1995): "Base de datos de las propiedades geotécnicas de las arcillas de Keswick y Hindmarsh (Adelaida)" (Tesis Doctoral de la Universidad de Adelaida)
 33. JIMÉNEZ SALAS, J.A. y JUSTO ALPAÑÉS, J.L. (1975): "Geotecnia y Cimientos I, Propiedades de los suelos y de las rocas" (Editorial Rueda. ISBN: 84-7207-008-5)
 34. JIMÉNEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑÉS, J.L. y SERRANO, A.A. (1976): "Geotecnia y Cimientos II, Mecánica del suelo y de las rocas" (Editorial Rueda. ISBN: 84-7207-021-2)
 35. KARLSSON, R. y VIBERG, L. (1967): "Ratio c/p' in relation to liquid limit and plasticity index with special referent to Swedish clays" (Geotechnical Conference Oslo, pp 43-47)
 36. LADD, C.C., EGGERS, L. (1972): "Consolidated-undrained direct-simple shear tests on saturated clays". Research Report R72-82, N° 284, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 354 p.
 37. LADD, C.C., FOOTT, R. (1974): "New design procedure for stability of soft clays" (Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 100 (GT7), pp 763–786)
 38. LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. y POULOS, H.G. (1977): "Stress deformation and strength characteristics" (Proc. of the 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, pp 421–494. Tokyo, Japan)
 39. LÓPEZ, C., PANDO, L., GUTIÉRREZ, M. y TORRES, M. (2005): "Comportamiento geotécnico de los materiales lutíticos del Permotrías en Asturias" (Trabajos de Geología, Universidad de Oviedo, pp 25: 69-83)
 40. LÓPEZ, C., PANDO, L., GUTIÉRREZ, M. y TORRES, M. (2008): "Cimentaciones superficiales en arcillas de descalcificación: el caso de la ciudad de Gijón" (Geo-Temas 10. ISSN: 1567-5172)
 41. MAESTRE, A. (1864): "Descripción física y geológica de la provincia de Santander" (Imprenta Gamayo)

42. MARCANO, D. (1993): "Características mecánicas de los hormigones en obras de edificación. Variaciones según las estaciones climáticas" (1^{er} Symposium Nacional sobre Control de Calidad de materiales de hormigón armado, Tomo I, pp 491-493. Instituto Agustín de Bethencourt. Universidad Politécnica de Madrid)
43. McGOWN, A. (1975): "Genetic influences on the nature and properties of basal melt-out tills" (Tesis Doctoral de la Universidad de Strathclyde, Glasgow. DOI: 10.1144/GSL.QJEG.1977.010.04.02)
44. MEYERHOF, G.G. (1970): "Safety factors in soil mechanics" (Canadian Geotechnical Journal, 1970, Volume 7, Number 4, pp 349-355, DOI: 10.1139/t70-047)
45. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (1971): "Estudio Previo de terrenos. Autopista del Cantábrico, Cuadrante 35-4 E 1:25.000"
46. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (2000): "Santander 35-I 1:25.000" (Instituto Geográfico Nacional)
47. MODONI, G., SAROLI, M. y DARINI, G. (2007): "Characterization of the subsoil of Cassino at urban scale" (14^a Conferencia Europea de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Madrid. Vol. 1, pp 1727-1732. Millpress Science Publishers, Rotterdam. ISBN: 978 90 5966 055 7)
48. PECK, HANSON y THORNBURN (1991): "Ingeniería de Cimentaciones" (Editorial Limusa, México D.F. ISBN: 968-18-1414-2)
49. PHOON, K.K. (2000): "Statistical Data for Geotechnical Variability" (Apéndice A de la Tesis Doctoral "Reliability-based design of foundations for transmission line structures"; Universidad Cornell, Ithaca, New York; Computers and Geotechnics, Vol 26, pp 169-185. Elsevier Science Ltd. PII: S0266-352X(99)00037-3)
50. PUERTOS DEL ESTADO (1997): "Atlas Geotécnico del Puerto de Algeciras" (Puertos del Estado, Ministerio de Fomento. ISBN: 84-88975-17-1)
51. PUERTOS DEL ESTADO (1997): "Atlas Geotécnico del Puerto de Bilbao" (Puertos del Estado, Ministerio de Fomento. ISBN: 84-88975-19-8)
52. PUERTOS DEL ESTADO (2005): "ROM 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias" (Puertos del Estado, Ministerio de Fomento. ISBN: 84-88975-52-X)
53. RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. (1980): "Cap. 22 Cartografía geotécnica y evaluación del terreno" (Geotecnia y Cimientos III, Segunda Parte, Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia. Editorial Rueda. ISBN: 84-7207-017-4)
54. RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. (2000): "Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid" (Revista de Obras Públicas, nº3405, extraordinario-diciembre de 2000, pp 59-84. ISSN 0034-8619)

-
55. SAGASETA, C., CAÑIZAL, J. y DA COSTA, A. (2007): "Geotecnia I: Propiedades del terreno" (E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander. ISBN: 978-84-89627-73-4)
 56. SÁNCHEZ, R. (1896): "Informe Geológico de la Bahía de Santander"
 57. SANGLERAT, G. (1972): "The penetrometer and soil exploration, developments in geotechnical engineering" (Elsevier Scientific Publishing Company, New York. ISBN: 9780444409768)
 58. SCHOFIELD, A.N. y WROTH, C.P. (1968): "Critical State Soil Mechanics" (McGraw-Hill. London. ISBN: 9780641940484)
 59. SHIRATO, M., MATSUI, K., NAKATANI, S. y FUKUI, J. (2001): "Soil Investigations and the Determination of Geotechnical Parameters for Highway Bridge Foundation Design in Japan" (Instituto de Investigación de Obras Públicas de Tsukuba. Japón. Swet and Zeitlinger B.V., Lisse, The Netherlands. 2002, pp 237-244. ISBN: 90 5809 381 6)
 60. SKEMPTON, A.W. (1944): "Notes on the Compressibility of Clays" (Quarterly Journal of the Geological Society, Vol. 100, pp 119-135. DOI: 10.1144/GSL.JGS.1944.100.01-04.08)
 61. SKEMPTON, A.W. y NORTHEY, R.D. (1952): "The sensitivity of clays" (Géotechnique, Vol. 3, Issue 1, pp 30-53. ISSN: 0016-8505, E-ISSN: 1751-7656)
 62. SKERMER, N.A. y HILLIS, S.F. (1970): "Gradation and shear characteristics of four cohesionless soils" (Canadian Geotechnical Journal, Volume 7, Number 1, pp 62-68. DOI: 10.1139/t70-006)
 63. SUWANWIWATTANA, P., CHANTAWARANGUL, K., MAIRAING, W., APAPHANT, P. (2001): "The Development of Geotechnical Database of Bangkok Subsoil Using GRASS-GIS" (Centre for Remote Imaging, Sensing and Processing (CRISP), National University of Singapore)
 64. TERMES, J. (1924): "Estudio Geológico de la Bahía de Santander" (Práctica de Geología ETSICCP)
 65. TERZAGHI, K. y PECK, R.B (1948): "Soil Mechanics in Engineering Practice" (John Wiley and Sons, Inc., New York. ASIN: B003HU97G8)
 66. TRESCA, H. (1868): "Memoire sur l'ecoulement des corps solides" (Memoires Presente par Divers Savants, nº18, pp 733-799, París)
 67. VÄHÄÄHO, I. (2007): "Use of existing geotechnical data in urban environments" (14ª Conferencia Europea de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Madrid. Vol 1, pp 1745-1750. Millpress Science Publishers, Rotterdam. ISBN: 978 90 5966 055 7)
 68. WILMSEN, M., WIESE, F. y ERNST, G. (1996): "Facies Development, Events and

- Sedimentation Rhythms in the Albian to Maastrichtian of the Santander Depositional Area, Northern Spain" (Mitt. Geol.-Paläont. Inst. Univ. Hamburg, **77**: 337-367; Hamburg)
69. WRIGHT, S.G. (2005): "Evaluation of Soil Shear Strengths for Slope and Retaining Wall Stability Analyses with Emphasis on High Plasticity Clays" (Texas Department of Transportation. CTR Technical Report: 5-1874-01-1)
70. WROTH, C.P. y WOOD, D.M. (1978): "The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils" (Canadian Geotechnical Journal, Vol 15, Number 2, pp 137-145. DOI: 10.1139/t78-014)

CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS CONSULTADAS EN LA BAHÍA DE SANTANDER

1. Proyecto reformado y presupuesto adicional al de "Nuevos muelles de hormigón armado y ampliación de la Zona de Servicio". 1926
2. Sondeos ejecutados en el Puerto para el estudio de los "Nuevos muelles". 1937
3. Sondeos ejecutados en la Dársena de Maliaño (Santander) para el estudio de la cimentación de un muelle, a petición de "Nueva Montaña". 1940
4. Sondeos en la nueva factoría de Campsa
5. Informe acerca de los sondeos efectuados en la Bahía de Santander para el estudio de la cimentación del cierre del Aeródromo de Maliaño. 1944
6. Sondeos aeropuerto. 1944
7. Sondeos silo para trigo en los Muelles de Maliaño. 1948
8. Sondeos en el Canal de Astillero. 1948
9. Sondeos Muelle Margen Norte-Canal de entrada Dársena de Maliaño. 1961
10. Sondeos realizados para reconocimiento de suelos en la Dársena de Raos. 1961
11. Sondeos para Actimarsa-Canal de Raos. 1966
12. Sondeos para reconocimiento de la zona de emplazamiento del futuro Puerto de Raos en la Bahía de Santander. 1969
13. Estudio geotécnico de terrenos. Facultad de Ciencias Empresariales. Universidad de Santander. 1977
14. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico efectuado en el Centro Médico Nacional "Marqués de Valdecilla". 1981
15. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico efectuado en un solar situado en la zona de El Empalme de Santander, donde está prevista la construcción de un hipermercado. 1981
16. Nota técnica sobre las actividades efectuadas para el establecimiento del criterio de diseño del pilotaje correspondiente a las edificaciones de la Cooperativa

Anthana. 1981

17. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico realizado en una parcela situada en el recinto de Mercasantander. 1982
18. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico efectuado en un solar situado en el Polígono de Cazoña (Santander). 1982
19. Sondeos en la C/Madrid. 1982
20. Sondeos realizados en un solar situado en la C/San José de Santander, en el que está prevista la construcción de la Caja Postal de Ahorros. 1982
21. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico efectuado en un solar situado en el Barrio Pesquero de Santander, donde está prevista la construcción de la Casa del Mar. 1982
22. Informe preliminar sobre el reconocimiento efectuado en un solar situado en el Polígono de Raos (Santander) donde está prevista la construcción de una nave. 1982
23. Penetrómetros ligeros en el Paso Subterráneo de Cuatro Caminos. 1982
24. Reconocimiento y estudio geotécnico en un solar en la C/Valdenoja de Santander. 1983
25. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico en un solar en la C/Canales de Santander. 1983
26. Sondeo en el Depósito Franco de Santander. 1983
27. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico preliminar realizado en la C/Santa Lucía de Santander. 1983
28. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico somero en un solar en la C/Marqués de la Hermida de Santander (Canfrisa). 1983
29. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico realizado en un solar en la C/Fernando de los Ríos en Santander (ampliación del Colegio maría Blanchard). 1983
30. Sondeos de la campaña de reconocimiento para la construcción de las Facultades de Filosofía, Derecho y Profesores de EGB en la Universidad de Santander. 1984
31. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico en los terrenos de cimentación de una nave destinada a almacenaje (Diprimar). 1984
32. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico realizado en una parcela en el Polígono de Cazoña de Santander (Patronato de viviendas de la Guardia Civil). 1984
33. Informe sobre los resultados obtenidos en una campaña de sondeos realizados en la Plaza de las Estaciones de Santander (Estación de Autobuses). 1985

34. Informe sobre un reconocimiento y estudio geotécnico en los terrenos en que está prevista la ubicación de un colector destinado a la eliminación de vertidos directos del Municipio de Santander en la Bahía. 1985
35. Reconocimiento del terreno de cimentación de una nave industrial en el Polígono de Candina (Talleres Orán). 1986
36. Reconocimiento geotécnico de un solar en C/Antonio López nº28 de Santander. 1986
37. Sondeos en el Palacio de Festivales de Santander. 1986
38. Resultados obtenidos en una campaña de sondeos penetrométricos en una parcela de Menéndez Pelayo nº 29 y 31 de Santander. 1986
39. Sondeos de reconocimiento en los terrenos de cimentación de la Estación de Autobuses en Santander (2ª campaña). 1986
40. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico efectuado en el terreno de cimentación de la Estación I.T.V. en Santander. 1987
41. Informe sobre el reconocimiento y estudio geotécnico del solar donde se pretende construir unas naves de almacenamiento en el Polígono de Raos (Santander). - 1987
42. Estudio geotécnico del subsuelo en el "Edificio Gran Cinema" (Santander). 1987
43. Campaña geotécnica para la construcción de un Puente de la Avenida de Los Castros. Santander (Cantabria). 1988
44. Reconocimiento geotécnico en una parcela del Polígono de Raos para la edificación de una discoteca (Cantabria). 1988
45. Estudio geotécnico para la implantación de un aparcamiento subterráneo en una parcela de la Asamblea Regional de Cantabria, situada en la C/Alta de Santander (Cantabria). 1988
46. Estudio geotécnico para la implantación de un edificio de cuatro plantas en el Barrio Pesquero de Santander (Cantabria) (aparcamiento subterráneo de C/Las Quebrantas). 1988
47. Estudio geotécnico para reemplazamiento de unos depósitos en la empresa Proas. Santander (Cantabria). 1988
48. Campaña de ensayos de penetración en dos parcelas del Polígono de Raos (Santander). 1988
49. Estudio geotécnico en la Residencia Mixta para la Tercera Edad en Cueto (Cantabria). 1988
50. Estudio geotécnico en el enlace de los tramos de autovía Bezana-Raos, Raos-Parayas (Cantabria). Preinforme. 1988

51. Estudio geotécnico en una parcela del Polígono industrial de Raos para la implantación de una nave industrial (Cantabria). 1988
52. Estudio geotécnico en los rellenos tras los Muelles 3 y 4 de Raos. Santander. 1988
53. Estudio Geotécnico para la implantación de un muro y ampliación de un caño en una zona viaria de Renfe próxima a Muriedas (Cantabria). 1988
54. Campaña de ensayos de penetración Borros en la traza de la autovía Bezana-Raos. Tramo CN 623 - Raos" (Cantabria). 1988
55. Campaña geotécnica en un edificio de la C/General Dávila 98, de Santander. 1988
56. Estudio geotécnico en una parcela destinada a la implantación de un edificio de viviendas en la C/Eduardo García del Río de Santander. 1988
57. Estudio geotécnico adicional para la implantación de las nuevas instalaciones destinadas a Almacenes de Alcosant (Cantabria). 1988
58. Estudio geológico-geotécnico para un edificio industrial de la Compañía Telefónica Nacional de España (Nueva Montaña). 1988
59. Pliego de bases de Dragado General del Canal del Puerto. 1988
60. Paso Superior de Nueva Montaña. Estudio Geotécnico. 1989
61. Estudio geotécnico en una parcela en Candina (Santander) para la edificación de una nave industrial (Talleres Orán). 1989
62. Estudio geotécnico complementario en las soleras de las nuevas instalaciones de la empresa Alcosant en Santander (Cantabria). 1989
63. Estudio geotécnico en una parcela en San Román de la Llanilla, para la implantación de un Centro de 6 uds. de EGB (Cantabria). 1989
64. Estructura E-7 de Raos. Estudio geotécnico. 1989
65. Estructura E-8 de Raos. Estudio geotécnico. 1989
66. Estudio geotécnico en un bloque de viviendas de la C/Canalejas-Santander (Cantabria). 1989
67. Estudio geotécnico para la construcción de tres edificios de viviendas en una parcela situada entre la Prolongación de la Avenida de Los Castros y la Bajada de San Juan en Santander (Cantabria) (Urbanización San Juan). 1989
68. Estudio geotécnico para la construcción de la Pasarela de acceso al Ferry de Santander (Cantabria). 1989
69. Estudio geotécnico para cimentación de un depósito de agua en la fábrica de Funditubo en Nueva Montaña (Cantabria). 1989
70. Estudio geotécnico en una parcela situada entre Nueva Montaña y el Barrio Primero de Mayo de Santander (Urbanización Las Acacias. Peñacastillo). 1989

71. Estudio geotécnico para la construcción de un Centro de BUP en Las Llamas. Santander (Cantabria). 1989
72. Reconocimiento geotécnico para la construcción de un Colegio de EGB y Preescolar en Bezana (Cantabria). 1989
73. Reconocimiento geotécnico Edificio Politécnico. Universidad de Cantabria. 1989
74. Reconocimiento geotécnico en la Ciudad del Transportista. Raos (Santander). 1990
75. Reconocimiento geotécnico en un antiguo edificio de la C/Pedruca (Santander). 1990
76. Estudio de terrenos del Parque Oeste a la Nave de Piedra. Nueva Montaña (Cantabria). (Funditubo). 1990
77. Sondeo y penetrómetros en el "Las Presas" (Cantabria). (Enlace de la Autovía Bezana-Raos). 1990
78. Sondeo en Nueva Montaña para el reconocimiento del nivel de cimentación de un viaducto de Feve. 1990
79. Estudio geotécnico para la construcción de un almacén de sosa densa en el Puerto de Raos (Santander). 1990
80. Sondeo geotécnico en el Aeropuerto de Parayas (Santander). 1990
81. Reconocimiento geotécnico en dos parcelas situadas entre Peñacastillo y Cacicedo (Cantabria). 1990
82. Estudio Geotécnico de las nuevas instalaciones de Coca-Cola en el Polígono Industrial de Raos (Cantabria). 1990
83. Sondeo en un estribo del puente sobre ferrocarril en "La Marga" (Santander). 1990
84. Estudio Geotécnico de una Urbanización de 112 viviendas en el Barrio Primero de Mayo (Peñacastillo). (Urbanización San Martín). 1990
85. Estudio geotécnico previo en "La Cantábrica" (El Astillero). 1990
86. Ejecución de sondeos geotécnicos junto al Muelle 4 de Raos (Puerto de Santander). 1990
87. Informe previo sobre la cimentación de la futura Sede de la Junta del Puerto. 1990
88. Sondeos informativos en la Quinta Labat (Santander). 1991
89. Ensayos de penetración dinámica Borros en las nuevas oficinas de Nueva Montaña Quijano (Nueva Montaña. Cantabria). 1991
90. Sondeos en dos carreteras en el Cierro del Alisal (La Albericia). 1991
91. Sondeo geotécnico en la finca donde se ubicará el edificio del periódico "Alerta" en Peñacastillo (Cantabria). 1991

-
92. Sondeos y ensayos de laboratorio en el Complejo de La Albericia (Santander). 1991
 93. Ejecución de sondeos y diseño de cimentación para la futura Sede de la Junta del Puerto de Santander (Nueva Montaña). 1991
 94. Sondeo y ensayos de laboratorio en la obra de reparación del viaducto de Feve en Nueva Montaña (Cantabria). 1991
 95. Sondeos para el Edificio "Sede de la Once" en el antiguo solar del Gran Cinema (Santander). 1991
 96. Estudio geotécnico de los terrenos donde se ubicará el Hogar de la Tercera Edad en Camargo (Cantabria). 1991
 97. Estudio geotécnico de los terrenos donde se proyecta construir la Ciudad del Transportista (Santander). 1991
 98. Ensayos de penetración dinámica en una obra de "edificación en la C/Bajada Gándara" (Santander). 1991
 99. Estudio geotécnico de los terrenos donde se proyecta la construcción de viviendas en la C/Alday (Maliaño. Cantabria). 1991
 100. Estudio geotécnico en Paraninfo y Biblioteca General de la Universidad de Cantabria. 1991
 101. Sondeos en la ubicación de un Silo de Cementos Alfa en el Puerto de Raos (Santander). 1991
 102. Sondeos en una parcela de Peñacastillo (Cantabria). 1991
 103. Determinación de la capacidad portante de la explanada en los tramos en que está prevista su mejora. Renovación de vía Santander-Adarzo-Bezana (Feve). 1991
 104. Clasificación de los suelos de la traza en los ejes 505 y 508 de los "Accesos por Carretera a los Muelles de Raos" (Puerto de Santander). 1991
 105. Sondeos en los terrenos donde se ubicará la Escuela de Vela en Santander (Cantabria). 1991
 106. Campaña de sondeos en La Reyerta-Candina (Electra de Viesgo). (Santander). 1991
 107. Campaña geotécnica en los terrenos de "Recuperaciones Submarinas". Camargo (Cantabria). 1992
 108. Reconocimiento Geotécnico de un solar en el nº15 de la C/Isaac Peral de Santander (Cantabria). 1992
 109. Reconocimiento del nivel de cimentación del edificio a rehabilitar en el nº15 del Paseo Pereda de Santander. 1992

110. Ensayos de agresividad en cinco muestras de suelos recogidas en un solar en La Marga (Santander). 1992
111. Estudio geotécnico del terreno donde se ubicará el Hogar de la Tercera Edad de Santander II. 1992
112. Ensayos de penetración dinámica con penetrómetro tipo ligero en "La Cantábrica" (Astillero). 1992
113. Reconocimiento del nivel de cimentación de un solar en la C/Antonio Mendoza de Santander (Cantabria). 1992
114. Sondeos en el trasdós del muro de la "Estación de Servicio de Valdecilla" de Santander (Cantabria). 1992
115. Reconocimiento geotécnico de la 2ª fase construcción de viviendas en "La Cantábrica". El Astillero (Cantabria). 1992
116. Campaña de sondeos en el Paseo Marítimo de Somo, junto al embarcadero. 1992
117. Campaña de sondeos en la "Urbanización San Martín" en el Barrio "Primero de Mayo". Peñacastillo (Cantabria). 1992
118. Reconocimiento Geotécnico del nivel de cimentación en el "Proyecto de Ampliación de nave y oficinas del servicio de mantenimiento" en la fábrica de Funditubo en Nueva Montaña (Cantabria). 1992
119. Campaña complementaria de sondeos y penetrómetros en la "Urbanización San Martín" en el Barrio "Primero de Mayo". Peñacastillo (Cantabria). 1992
120. Reconocimiento geotécnico de la 3ª fase construcción de viviendas en "La Cantábrica". El Astillero (Cantabria). 1992
121. Reconocimiento del nivel de cimentación de un solar donde se construyen chalets adosados e individuales en San Román de la Llanilla. Santander (Cantabria). 1992
122. Reconocimiento mediante sondeos y calicatas de un solar situado en el Barrio San Luis. Santander (Cantabria). 1992
123. Ensayos sobre el agua freática del "Centro de Acogida" de la Ciudad del Transportista, y sobre el agua de amasado de la Planta de Hongomar. 1992
124. Ensayos sobre el agua freática recogida en un solar situado en la C/Burgos donde se construye la Delegación territorial de la Once. 1992
125. Informe geotécnico para la "Nave de Fraguado" en la fábrica de Funditubo. Nueva Montaña (Cantabria). 1992
126. Reconocimiento del nivel de cimentación de los bloques 9 y 11 de la Urbanización La Cantábrica, en El Astillero (Cantabria). 1992
127. Reconocimiento geotécnico y propuesta de alternativas de cimentación en la "Remodelación del apeadero de Valdecilla". Santander (Cantabria). (FEVE). 1993

-
128. Estudio geotécnico para la construcción de aparcamientos subterráneos en la C/Juan XXIII (Santander). 1993
 129. Estudio geotécnico para la construcción de 84 unidades monohabitacionales en la C/Marcelino Sainz de Sautuola (antiguo edificio de Alerta) (Santander). 1993
 130. Estudio geotécnico de un solar urbano de la C/Magallanes (Santander). 1993
 131. Estudio geotécnico para la construcción de un edificio de aparcamientos en la C/Castilla (Santander). 1993
 132. Estudio geotécnico para la construcción de un aparcamiento subterráneo en la Plaza Porticada (Santander). 1993
 133. Estudio geotécnico para "Residencial El Brezo". Peñacastillo (Santander). 1993
 134. Estudio geotécnico para la construcción de un aparcamiento subterráneo en la Plaza Cañadío (Santander). 1993
 135. Estudio geotécnico para la construcción de un Silo de Sosa Densa (Bergé). Puerto de Raos (Santander). 1993
 136. Estudio geotécnico para la rehabilitación de "fachada Este". C/Vía Cornelia nº 11 (Santander). 1993
 137. Reconocimiento geotécnico en la Finca Alday. Maliaño (Cantabria). 1993
 138. Reconocimiento geotécnico mediante sondeos en las estructuras 9 y 11. Autovía del Cantábrico, tramo: Astillero-Heras. El Astillero (Cantabria). 1993
 139. Estudio geotécnico del "Espigón Central de Raos" (primera fase). 1993
 140. Reconocimiento geotécnico Muelle Pesquero. Dársena de Maliaño. 1994
 141. Sondeo en la C/Amós de Escalante (esquina sureste del edificio de Regma). 1995
 142. Nueva red de saneamiento en la calle Isabel II. Afección al Puerto de Santander. 1995
 143. Informe Geotécnico para la construcción de una planta de tratamiento de aguas contaminadas por hidrocarburos y un centro de transferencia de aceites usados marinos para la empresa Emgrisa, en el Polígono de Raos (Cantabria). 1995
 144. Sondeos Geotécnicos en el Muelle nº8 de Raos. 1996
 145. Estudio geotécnico para el "Proyecto de almacén de cereales, maquinaria y oficinas". Polígono Industrial Parayas (Santander) (BERGE). 1996
 146. Sondeos para el "Proyecto de refuerzo del muelle existente en la dársena de Astillero". 1997
 147. Reconocimiento geotécnico para la ejecución del colector interceptor del Plan Integral de Saneamiento de la Bahía de Santander. 1997
 148. Reconocimiento geológico-geotécnico del Proyecto de mejora de calados de la

Zona Sur. 1999

149. Estudio geotécnico para la construcción de la rampa ro-ro en el Muelle de Maliaño (Santander). 1999
150. Informe geotécnico de los trabajos de reconocimiento realizados para la construcción de las nuevas naves de pescadores en el Muelle Oeste de la Dársena de Maliaño. 1999
151. Reconocimiento geotécnico para la nueva Lonja del Puerto de Santander. 1999
152. Estudio Geotécnico en Muelles 5-6 del Puerto de Raos. 1999
153. Reconocimiento geotécnico para enlace de La Marga (Santander). 1990
154. Distribuidor Urbano La Marga - La Albericia. 1999.

APÉNDICES

Apéndice A
MARCO GEOLÓGICO
DE LA BAHÍA DE SANTANDER

GLOSARIO DE TÉRMINOS GEOLÓGICOS

AFLORAMIENTO: zona en la que “asoma” una formación geológica a la superficie del terreno.

ANTRÓPICO: relativo al hombre.

ARCILLITA: arcilla de consistencia dura o muy dura.

BIOCLASTOS: fragmentos de conchas.

BIOTURBACIÓN: actividad muy intensa de los organismos vivos sobre los depósitos sedimentarios, destruyendo total o parcialmente la estratificación.

BRECHA: roca compuesta por fragmentos angulosos de diversos tamaños, generalmente grandes, dispuestos con absoluta irregularidad y cementados entre sí.

BURROWS: perforaciones o madrigueras.

BUZAMIENTO: ángulo de la línea de máxima pendiente de una capa estratigráfica.

CABALGAMIENTO: estratos más antiguos situados sobre estratos más modernos, al ser empujados por fuerzas laterales.

CALCARENITA: roca carbonatada con gran cantidad de partículas de arena silícea.

CALCITA: carbonato cálcico cristalizado.

CALIZA ARRECIFAL: masa caliza sin estratificar, construida con esqueletos de los organismos que desarrollan los arrecifes, tales como corales y algas.

CAOLINITA: silicato de alúmina pura, producto de la alteración de los feldespatos.

CARNIOLA: dolomía cavernosa del período Jurásico.

CARSTIFICACIÓN: proceso de disolución del carbonato cálcico de las rocas calcáreas.

CAYUELA: nombre que recibe la marga en la región de Cantabria.

CLORITA: silicatos compuestos de los grupos Mg(Fe), Al y OH, fundamentalmente.

DEPÓSITO CLÁSTICO: depósito de fragmentos de roca procedentes del continente.

DEPÓSITO CONTINENTAL: depósito de materiales procedentes del continente. También suele denominarse “**depósito terrígeno**” o “**depósito detrítico**”.

DEPÓSITO MARINO: depósito carbonatado en el medio marino (en la plataforma continental).

DIAPIRO: masa que por razón de su baja densidad, o al ser sometida a esfuerzos compresivos, aflora a través de planos de falla y fracturas hacia la superficie a modo de anticlinal.

DOLOMÍA: roca formada por carbonato cálcico-magnésico $(\text{CO}_3)_2\text{MgCa}$. Se forma a

partir de la caliza por aporte de magnesio. Su peso específico y dureza son mayores que los de la caliza.

ESPARITA: grano grueso.

EVAPORITA: yesos o sales.

EVENTO GEOLÓGICO: acontecimiento geológico de corta duración, que puede observarse en un ámbito geográfico importante.

FACIES: conjunto de características ambientales, litológicas y faunísticas de una unidad estratigráfica. Conjunto de características de los sedimentos de un determinado ambiente deposicional.

Características principales:

- geometría (forma y tamaño)
- litología
- estructuras sedimentarias
- red de paleocorrientes (direcciones de movimiento de la masa de sedimentos)
- fósiles

FACIES CONTINENTAL: facies desarrollada con las aportaciones de material detrítico o terrígeno, en ríos, deltas, lagos, etc.

FACIES FLUVIAL: facies de agua dulce desarrollada en los ríos y deltas.

FACIES LACUSTRE: facies de agua dulce desarrollada en los lagos o lagunas.

FACIES LITORAL: facies marina desarrollada en la zona litoral que precede a la plataforma continental (profundidades inferiores a 100 metros).

FACIES NERITICA: facies marina desarrollada en la plataforma continental (profundidades entre 100 y 200 metros).

FACIES PELÁGICA: facies marina desarrollada fuera de la plataforma continental (en el talud continental o en los fondos abisales).

FELDESPATO: silicato de alúmina con potasa, sosa o cal y cantidades pequeñas de magnesio y óxidos de hierro.

GLAUCONITA: silicato hidratado de potasa, hierro y aluminio. Aparece en forma de granos de arena verde oscuro relleno de las conchas de foraminíferos en los depósitos marinos.

HALOCINÉTICO: “movimiento de masas salinas”, ascendente, debido a su baja densidad.

HARDGROUND: suelo endurecido por la actividad biológica en ausencia de nuevas sedimentaciones.

HIATO: separación entre dos secuencias de sedimentación debido a un movimiento relativo del nivel del mar respecto al continente (ascenso o descenso).

HUMÍFERO: suelo con materia orgánica descompuesta o en vía de descomposición.

ILLITA: mineral en masas escamosas blancas (micas). Está unido generalmente a la caolinita.

INTERMAREAL: espacio físico con altimetría comprendida entre las cotas de bajamar y pleamar.

ISOSTASIA: condición de equilibrio hidrostático que se supone en la corteza terrestre, según la cual la masa sólida está flotando sobre un líquido denso o magma.

LIMOLITA: limo duro muy consolidado.

LUTITA: Arcilla o limo duro muy consolidado.

MARGA: roca formada aproximadamente por un 35% de caliza y un 65% de arcilla.

MARGOCALIZA: roca formada aproximadamente por un 65% de caliza y un 35% de arcilla.

MICA: ortosilicato de aluminio con cantidades de potasa (mica moscovita), sodio, magnesio o hierro (biotita). Se exfolia en láminas planas muy brillantes.

MICRITA: grano fino.

OFITA: roca ígnea básica compuesta de feldespato, piroxeno y nódulos calizos o cuarzosos. Está compuesta por fragmentos rotos de la corteza terrestre.

OOLITO: piedra redonda, formada por una estructura de capas concéntricas. Suelen ser materias disueltas que se van depositando alrededor de un núcleo de cristalización.

PIRITA: sulfuro de hierro.

PIZARRA: roca arcillosa que se exfolia en placas delgadas.

PSEUDOOLITO: similar al oolito, pero con forma ovalada.

REGRESIÓN: retirada del mar, con lo que emergen superficies de terreno que estaban cubiertas por las aguas.

RIFT: abertura del Golfo de Vizcaya debido al giro antihorario de la microplaca Ibérica alrededor de un polo situado aproximadamente a la altura de París. Es una fase distensiva, con un movimiento que provoca tracciones en la corteza y fallas normales o de deslizamiento.

RIPABLE: excavable con medios mecánicos, sin necesidad de voladuras.

RIPPLES: ondulaciones y surcos en la arena por las corrientes de oleaje. Es frecuente encontrarlas fosilizadas en superficies de areniscas o de calizas conchíferas.

SECUENCIA SEDIMENTARIA: ordenación vertical de sedimentos.

SILEX: concreción silícea SiO₂.

SILICOCLASTOS: fragmentos de cuarzo.

TALACINOIDES: organismos que se entierran en suelos blandos formando burrows o madrigueras que luego serán rellenados por depósitos carbonatados.

TEMPESTITAS: nódulos clásticos arrastrados por las tempestades hasta las zonas habituales de sedimentación de los materiales más finos.

TRANSGRESION: invasión de tierras emergidas por las aguas marinas.

TURBIDITAS: corrientes de turbidez que extienden en abanico el material detrítico o terrígeno por el talud de la plataforma continental hacia el fondo abisal.

VERMICULITA: mineral de estructura laminar compuesto de silicatos hidratados (férricos y magnésicos) procedente de la alteración de biotita y otras variedades de mica.

VULCANISMO INTRAPLACA: proceso de ascensión del magma.

ZONA INTERMAREAL: zona costera sumergida en pleamar y emergida en bajamar.

ZONA LITORAL: zona costera de aguas someras, afectada por la rotura de las olas.

ZONA NERÍTICA: zona de la plataforma continental con profundidades entre 100 y 200 metros.

ZONA PELÁGICA: zona del talud continental y fondos abisales.

Apéndice A: MARCO GEOLÓGICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER

1.- INTRODUCCIÓN

Santander se emplaza en la "**Cuenca Vasco-Cantábrica**". Pertenece al denominado "*Bloque de Santander*", situado al Oeste del río Miera y caracterizado por su estabilidad tectónica en comparación con la movilidad de la zona oriental de la cuenca (Engeser 1985). Se piensa que esta estabilidad tiene mucho que ver con su proximidad al macizo paleozoico asturiano.

En el *Bloque de Santander* los procesos sedimentarios han estado gobernados por la evolución de la falla E-O de la Sierra del Escudo de Cabuérniga, reactivada en la "fase rift" (abertura del Golfo de Vizcaya y giro de la Península Ibérica en sentido antihorario, durante la era Mesozoica).

En la Bahía de Santander, una zona mucho más restringida, los diapiros triásicos han tenido una gran influencia en los procesos sedimentarios locales, buzamientos de los pliegues, cabalgamientos, fallas radiales y evolución morfológica.

Los ambientes sedimentarios que se han sucedido a lo largo del tiempo geológico han determinado las facies de los materiales. Pero además, resultaría difícil entender la evolución del medio sedimentario sin considerar al mismo tiempo la influencia de la tectónica. Por este motivo se aborda la descripción del marco geológico interpretando conjuntamente los aspectos tectónicos y estratigráficos de cada período, en orden cronológico, desde los más antiguos a los más recientes. El repaso de la **tectónica y estratigrafía** de Santander permite identificar en cada período y piso los eventos geológicos más significativos.

Después de analizar los procesos tectónicos y sedimentarios más influyentes en el relieve de la Bahía, resulta mucho más fácil interpretar correctamente la **morfología** de Santander, que sin duda ha estado marcada por dos estructuras relevantes:

- **Sinclinal Santillana-San Román**
- **Diapiros de la Bahía de Santander**

Por último, se amplía el conocimiento litológico de los materiales recopilando, una a una, las **formaciones geológicas** de la Bahía de Santander, identificadas y descritas minuciosamente en el **Mapa Geológico-Minero de Cantabria (ITGE. 1990)**.

MARCO GEOLOGICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER				
ERA	PERIODO	PISO	TECTONICA	ESTRATIGRAFIA
CUATERNARIA	HOLOCENO			RELLENOS
				MARISMAS Y PLAYAS colmatación de la Bahía y formación de playas
CENOZOICA	1,5 millones años			
	PLIOCENO		Basculamiento hacia el N. "Fase sálica" (se acentúa el plegamiento)	formación de rías erosión de los diapiros
	MIOCENO			
	OLIGOCENO		Afloramiento de diapiros Sinclinal Santillana-San Román	Laguna estratigráfica
	EOCENO SUPERIOR	PRIABONIENSE		
	EOCENO MEDIO	BIARRITZIENSE LUTECIENSE	"Fase pirenaica"	rejuvenece el relieve
	EOCENO INFERIOR	CUISIENSE ILERDIENSE		
	PALEOCENO	THANETIENSE MONTIENSE DANIENSE	FASE COMPRESIVA	CALCARENITAS TERCIARIAS
	65 millones años			
		MAASTRICHTIENSE		erosión continental
MESOZOICA	CRETACICO SUPERIOR	SUPERIOR	"Fase nealpina"	rejuvenece el relieve
		CAMPANIENSE MEDIO		
		INFERIOR		
		SANTONIENSE		
		CONIACIENSE		
		SUPERIOR		
	CRETACICO INFERIOR	TURONIENSE MEDIO	Final de la "fase rift" (mínima profundidad del mar) Calma tectónica (máxima profundidad del mar)	MARGAS CRETÁICAS
		INFERIOR		
		SUPERIOR	TRANSGRESIÓN CENOMANIENSE	Laguna estratigráfica
		CENOMANIENSE MEDIO		
		INFERIOR	Inicio de la Transgresión Cenomaniense	CALCARENITAS CRET.
		ALBIENSE SUPERIOR	Movimientos halocinéticos Reactivación de fallas	COMPLEJO SUPRAURGONIANO
		MEDIO		
		INFERIOR	FASE DISTENSIVA	erosión continental
		CLANSAYENSE		
		GARGASIENSE	Afloramiento de diapiros	rejuvenece el relieve
		APTIENSE BEDOULIENSE SUP.		
		BEDOULIENSE MED.	Inicio de la "fase rift"	COMPLEJO URGONIANO
		BEDOULIENSE INF.		
		BARREMIENSE	Calma tectónica	hundimiento de la cuenca
		HAUTERVIENSE		
		SUPERIOR	Vulcanismo	FACIES WEALD
		VALANGINIENSE MEDIO		
		INFERIOR	Laguna estratigráfica	erosión continental
		BERRIASIENSE		
	JURASICO	MALM	Activación de fallas	rejuvenece el relieve
		DOGGER		
		LIAS SUPERIOR	Inicio de la "fase rift"	emergen las tierras
		INFERIOR		
	195 millones años			JURASICO MARINO
	TRIASICO	KEUPER		hundimiento de la cuenca
	205 millones años			FACIES KEUPER

2.- TECTÓNICA Y ESTRATIGRAFÍA

La potencia de las formaciones cretácicas de Santander se estima en 1.200 metros. Este espesor de sedimentos es bastante inferior a los 15.000 metros medidos en la zona más activa de la Cuenca Vasco-Cantábrica (Engeser 1985, Schwentke 1991, Floquet 1991), lo que parece confirmar que la Bahía de Santander pertenece al borde Oeste de la cuenca, donde las sedimentaciones fueron mucho menos importantes.

2.1.- Triásico

Los afloramientos más antiguos de materiales se encuentran en los fondos de la Bahía y datan del Triásico Superior. Se trata de un depósito continental de **facies Keuper** que se atribuye a la sedimentación de arcillas en un gran delta de agua salada, en una época de colmatación de la cuenca y con un clima extremadamente árido.

El Triásico Superior fue un período de **vulcanismo** intenso, con erupciones frecuentes de rocas ígneas básicas, lo que explica su presencia entre la matriz arcillosa.

2.2.- Jurásico

En el Jurásico Inferior (Lías) se produjo un **hundimiento progresivo de la cuenca**, con el consiguiente aumento de la profundidad de las aguas. En este medio sedimentario comenzaron los depósitos carbonatados del **Jurásico Marino**, primero en facies litorales (pequeñas profundidades, con desarrollo de las formaciones de calizas y dolomías) y después en facies neríticas (grandes profundidades, con predominio de las margas y arcillas). Fue una época de **calma tectónica**, lo que explicaría la formación de depósitos sedimentarios de espesor uniforme.

Durante el Jurásico Superior (Dogger y Malm) no se produjo sedimentación en el área de Santander, es decir, se detecta en estos pisos una **laguna estratigráfica** (ausencia de materiales sedimentarios). Se supone que fue debido a una emersión de las tierras, que transformaron la zona actual de la Bahía en una superficie erosiva. En este período se ha datado el inicio de la “**fase rift**”, de abertura en cremallera del Golfo de Vizcaya, que básicamente consistió en el giro antihorario de la microplaca de Iberia alrededor de un polo situado aproximadamente en París. Se trata de una **fase distensiva** que provocó fracturas por tracción en los materiales duros del Jurásico Inferior y fallas descendentes con planos de deslizamiento profundo favorecidos por la elevada plasticidad de los materiales subyacentes de facies Keuper. En los planos de falla (o de rotura) los materiales blandos triásicos se vieron sometidos a esfuerzos normales y tangenciales importantes, que provocaron su plastificación y salida al exterior a través de las fracturas para liberar la sobretensión acumulada (posiblemente fluían a la superficie igual que la crema de un pastel de hojaldre cuando se aplasta entre los dedos). Las fallas permanecieron activas durante casi 100 millones de años (hasta el Santoniense

Superior), gobernando todos los procesos sedimentarios de la cuenca. Debe tenerse en cuenta que cada falla provoca un desnivel entre dos bloques, y por tanto un **rejuvenecimiento del relieve** (se pueden imaginar zonas elevadas y depresiones, que se suceden a modo de dientes de sierra).

A los cambios morfológicos debidos al rift se sumó el **afloramiento de los diapiros** triásicos salinos de facies Keuper. Su baja densidad favoreció su migración hacia la superficie, por isostasia, en cuanto se depositaron sobre ellos materiales más densos. Se trata de los denominados **movimientos halocinéticos o tectónica de sales**.

2.3.- Cretácico Inferior

En los primeros pisos del Cretácico Inferior (Berriasiense, Valanginiense Inferior y Medio) continuó la situación anterior de **reactivación de fallas y rejuvenecimiento del relieve**.

Una vez atenuado el proceso, se inició un nuevo ciclo de **erosión continental** en la meseta castellana y en el macizo asturiano. Sus materiales detríticos o terrígenos fueron transportados hasta la cuenca de Santander y dieron lugar a la **facies Weald**, desarrollada durante el Valanginiense Superior, Hauteriviense y Barremiense. Esta etapa estuvo dominada por depósitos continentales en un ambiente deltaico, hasta la **colmatación de la cuenca**. En las grandes llanuras inundadas se fueron sedimentando arenas y arcillas, que formaron las secuencias de areniscas y lutitas rojizas típicas de esta facies.

En el Aptiense se produjo una transición desde los depósitos continentales hacia los depósitos marinos (facies litorales y neríticas), con un aumento progresivo de la profundidad de las aguas, debido a un nuevo **hundimiento de la cuenca**. Se reanudaron los depósitos carbonatados típicos del medio marino, con facies diferenciadas según la profundidad. En aguas someras, cálidas y transparentes (hasta 25 metros de profundidad) se formaron las dolomías y calizas arrecifales, cuyo desarrollo fue frenado intermitentemente por aportes detríticos de areniscas y lutitas procedentes del continente. A mayores profundidades (más de 100 metros) se desarrollaron las facies neríticas de calizas margosas y margas. Este período, con predominio de los depósitos carbonatados, recibe el nombre de **Complejo Urgoniano**.

Al final del Aptiense, la tectónica del rift adquirió de nuevo importancia, con una **reactivación de fallas** que provocó otro **rejuvenecimiento del relieve** en la meseta castellana.

Ya en el Albiense, los diapiros triásicos locales colaboraron en el rejuvenecimiento del relieve con sus **movimientos halocinéticos** de ascenso hacia la superficie. Los cambios morfológicos seguramente facilitaron el desmantelamiento por erosión del techo del joven arrecife urgoniano y una nueva transformación del medio sedimentario. La **erosión continental** afectó fundamentalmente al relieve de la meseta castellana. Sus materiales silíceos fueron transportados hasta la cuenca de sedimentación, interrumpiendo los

depósitos carbonatados marinos del Complejo Urgoniano y reproduciendo una facies detrítica, estratificada, muy parecida a la facies Weald, con areniscas, arenas y arcillas distribuidas secuencialmente según la diferente energía del medio (las areniscas se depositaban más próximas a la costa y las arcillas en la zona más alejada). El conjunto de los depósitos continentales de este piso es conocido como **Complejo Supraurgoniano**.

En las zonas afectadas por los diapiros triásicos se redujo el espesor de los sedimentos por elevación paulatina del fondo de la cuenca, en un movimiento halocinético lento pero continuo.

2.4.- Cretácico Superior

El Cenomaniense Inferior y Medio fue el preludio de una etapa transgresiva de ámbito mundial, conocida como “Transgresión Cenomaniense”. Ya en esta época comenzó a notarse el **ascenso del nivel del mar**, y con él los nuevos depósitos carbonatados, aunque todavía persistían los aportes terrígenos continentales. Se formaron **calcarenitas** por cementación de los granos de sílice con carbonatos. Se trata, sin duda, de una etapa de transición desde una facies litoral, en zona costera dominada por el oleaje, hacia una facies nerítica (sedimentación en las aguas más profundas de la plataforma continental).

Entre el Cenomaniense Medio y el Turoniense Medio se ha datado la **Transgresión Cenomaniense**, que supuso la elevación del nivel del mar en la cuenca (se cree que la invasión de las aguas afectó a toda la provincia actual de Cantabria y llegó incluso hasta el Norte de Burgos). La consecuencia más importante de este evento es el cese de la sedimentación debido a la lejanía de la costa, y así se explica en estos pisos la segunda **laguna estratigráfica**.

Entre el Turoniense Medio y el Campaniense Medio se reanudaron los depósitos marinos carbonatados, con predominio de **margas** en las mayores profundidades, y calizas margosas a medida que se reducía la profundidad de las aguas. Fue una época de **calma tectónica** hasta el Santoniense Superior, piso donde se ha datado el **final de la fase rift**. El giro antihorario de la microplaca Ibérica quedó frenado por su convergencia con la placa europea y el movimiento hacia el Norte de la placa africana (Boillot et al.1979, Malod 1989). La rotación total de Iberia a lo largo de la fase rift se ha estimado en 30°-35°, hasta que la península quedó situada prácticamente en la posición actual.

El choque de placas, que puso fin al rift de abertura del Golfo de Vizcaya, supuso al mismo tiempo el **inicio de la “fase Neoalpina”**. Las primeras fases compresivas importantes se manifestaron en el Campaniense Medio, con una dirección predominante de fallas y pliegues SW-NE. El **rejuvenecimiento del relieve** provocó la consiguiente **erosión continental**, con aportes de arena en un medio marino de aguas someras y

calientes. Este ambiente era apropiado para la formación de **calcarenitas**, comenzando en el Campaniense Superior y prolongándose durante el Maastrichtiense.

2.5.- Cenozoico

La facies litoral del Paleoceno y Eoceno Inferior es similar a la del final del Cretácico Superior. En ambos casos se trata de depósitos marinos en aguas someras, salobres y calientes, donde se mantuvieron los aportes de arena desde el continente. Por tanto continuó la formación de **calcarenitas**.

En el Eoceno Medio comenzó el plegamiento de la “**fase pirenaica**”, datado al final del Luteciense. Tuvo una importancia tectónica fundamental a escala regional y local. A escala regional es el responsable de la formación de la Cordillera Cantábrica. A escala local pudo ser la causa de los pequeños plegamientos que hoy se observan. En el área de Santander **emergieron las tierras** y se produjo una nueva **laguna estratigráfica**.

En el Eoceno Superior, a raíz de los esfuerzos compresivos del Plegamiento Pirenaico, se formó el **Sinclinal Santillana - San Román** y resurgieron los **afloramientos de los diapiros triásicos** a la superficie, todos ellos en la misma dirección SW-NE de las fallas. El ascenso de los diapiros triásicos (Raos, Solía-San Salvador) provocó el cabalgamiento de la facies Weald sobre los materiales cretácicos del Complejo Urgoniano. Los empujes radiales del diapiro de la Bahía, en su proceso ascendente, aumentaron el buzamiento de los pliegues del Sinclinal en su zona de influencia, provocando fallas horizontales o de desgarre que todavía no han sido cartografiadas.

En el Mioceno, la “**fase sávica**” acentuó el plegamiento y por tanto la laguna estratigráfica.

Tras el rejuvenecimiento del relieve, en los últimos pisos del Cenozoico comenzó la **erosión de los diapiros**. Los blandos y plásticos anticlinales aflorantes de facies Keuper fueron fácilmente erosionados por ríos torrenciales que nacían en las cumbres de la Cordillera Cantábrica. Los valles formados se inundaron por el mar al **bascular la plataforma continental hacia el Norte** debido al empuje de la placa africana. La erosión costera y la disolución de las sales de los diapiros fue la causa de la inversión del relieve, dando lugar a la **formación de rías y a la Bahía de Santander**.

2.6.- Cuaternario

En el Cuaternario la nueva línea de costa se situó más o menos en la posición actual. Adquirió forma la Bahía de Santander y se desarrollaron los depósitos de **marisma** (limos fangosos y arenas). En la costa abrigada se formaron las **playas** de arenas finas.

En los dos últimos siglos (XIX y XX) se ha ido ganando artificialmente terreno al mar, con **rellenos antrópicos** en la zona intermareal de la Bahía.

3.- MORFOLOGÍA

La morfología del área de Santander se debe al plegamiento de la “fase pirenaica”, en la Era Mesozoica. Se inició en el Eoceno Medio y tuvo su máximo apogeo en el Eoceno Superior. Su consecuencia inmediata fue la emersión de las tierras y la formación de las dos estructuras geológicas SW-NE más relevantes de Santander:

- **Sinclinal Santillana-San Román**
- **Bahía de Santander**

3.1.- Sinclinal Santillana - San Román

Esta estructura es de gran importancia regional y de enorme interés paleontológico para el estudio del Cretácico Superior. De hecho los acantilados de la costa de Santander y Liencres han sido estudiados por paleontólogos de todo el mundo.

El Sinclinal Santillana-San Román es un plegamiento de materiales cretácicos y cenozoicos, de dirección W.15°.S a E.15°.N y un buzamiento medio de 40° hacia el N.15°.W. El hecho de que el pliegue presente la misma dirección que el diapiro de la Bahía de Santander indica que ambos tienen su origen en los mismos esfuerzos tectónicos de compresión del Eoceno Superior.

Frente al núcleo del diapiro triásico de Raos (zona de Nueva Montaña) el buzamiento del flanco sur del sinclinal es casi vertical. A medida que nos alejamos en dirección NE el diapiro desaparece y el buzamiento del flanco sur del sinclinal se va reduciendo hasta ser prácticamente horizontal a la altura de la Isla de Mouro. Por tanto el afloramiento del diapiro ha tenido una influencia notable en el buzamiento del sinclinal.

También destacan las familias de pequeñas fallas horizontales o de desgarre de dirección SE-NW, radiales al diapiro, y que han servido de cauces de drenaje (desde la zona más alta de la C/General Dávila hacia la Vaguada de Las Llamas y hacia la Bahía de Santander).

Desde el punto de vista morfológico es significativa la erosión diferencial, en la Vaguada de Las Llamas, de los afloramientos más blandos de margas del Turoniense frente a los materiales calcáreos más duros del Cenomaniense subyacente y del Coniaciense suprayacente. Las margas del Turoniense quedan flanqueadas al sur por las calcarenitas del Cenomaniense Medio (reconocibles en el afloramiento de Piquío) y al norte por las calizas margosas del Coniaciense Inferior (reconocibles en Cabo Menor).

3.2.- Bahía de Santander

El relieve de la costa de Somo y Pedreña, los islotes del fondo de la Bahía, la prolongación de la Ría de Astillero hacia el continente (unos 10 Km), y la anchura creciente de todas las rías hacia el mar (Solía, Cubas, etc.), son rasgos inequívocos de

una antigua costa de rías.

El espesor de los depósitos que encenagan y cubren el fondo de la Bahía impide descubrir su relieve primitivo. Para el geógrafo Dantín Cereceda (1917) el estudio batimétrico de la costa ofrece un argumento frente a la Bahía misma: en la prolongación del eje de su mayor longitud, orientado en dirección NE, se descubre un valle submarino muy marcado entre las batimétricas de 100 a 1.000 metros (en el talud de la plataforma continental). Si se admite la existencia de este gran valle, pueden imaginarse también sus rías. Pero una morfología de rías requiere antes la existencia de valles torrenciales, es decir, las rías se forman cuando el mar inunda los valles que previamente fueron erosionados por la energía de los torrentes.

En base a estos datos se puede desarrollar una interpretación de la evolución morfológica de la Bahía de Santander, siguiendo un orden cronológico:

Se cree que en el Eoceno Superior los diapiros triásicos afloraron definitivamente a la superficie, aprovechando los planos de falla de dirección SW-NE provocados por la fase compresiva del plegamiento pirenaico. Si se analiza la disposición de las rías de Raos, Boo (o ría del Carmen), Solía y San Salvador (o ría de Tijero) resulta que todas ellas tienen efectivamente direcciones SW-NE y se emplazan sobre afloramientos diapíricos de materiales triásicos.

Al rejuvenecimiento del relieve le siguió una etapa de erosión continental, con cuencas fluviales muy caudalosas debido a las fuertes pendientes por la proximidad de la Cordillera Cantábrica recién formada. Se fueron tajando valles en los materiales triásicos blandos y solubles.

En una etapa posterior se produjo el hundimiento o basculamiento progresivo de la costa hacia el mar debido al empuje de la placa africana sobre la ibérica. El agua marina penetró en los valles y fue erosionando los materiales blandos triásicos y disolviendo sus sales. Los efectos del embate de las olas han quedado reflejados en la costa de Pedreña y Elechas.

En el Cuaternario Medio se data una glaciación en las altas cumbres de la Cordillera Cantábrica, con un clima húmedo, lluvioso y frío. En el período postglaciar los ríos aprovecharon sus antiguos cauces y el aumento de caudal los ahondó mucho más, tajando los potentes depósitos fluviales y originando terrazas colgadas (un ejemplo claro es la terraza de la Ría de Cubas). Los ríos fueron avanzando su perfil de equilibrio, los estuarios se colmataron de sedimentos y la Bahía se fue colmatando también lentamente. Las rías formaron meandros encajados entre los depósitos de arcillas y arenas, reduciendo paulatinamente su energía y la capacidad de transporte de las partículas más gruesas. Se puede aventurar que en la actualidad todavía se asiste a la evolución natural de la Bahía de Santander hacia su **colmatación y transformación en marisma**, manteniendo un pequeño canal para el desagüe del aporte continuo de las aguas fluviales.

El techo de los diapiros triásicos quedó muy afectado por los cauces torrenciales.

Formaron un sistema que hoy conocemos como “**paleocauces**”, de gran importancia geotécnica porque son la causa de las variaciones de espesor que se detectan en los depósitos cuaternarios de marisma.

Los paleocauces identifican las zonas en las que la energía de los ríos era suficiente para provocar una sedimentación selectiva por tamaños de grano. En ellos son habituales los **niveles más arenosos**, acuñados entre capas fangosas de arcillas y limos.

En las zonas más tranquilas, de baja energía, se desarrollaron predominantemente los depósitos finos de marisma, de origen fluvial. Se trata de **arcillas y limos** en estratificación lenticular y acuñada, localizados en el interior de la Bahía y en los fondos de las rías, donde las corrientes fluviales y de marea reducían su magnitud.

En la zona intermareal se desarrolló abundante vegetación. El ascenso del nivel del mar en el período postglaciar provocó su aterramiento por nuevos sedimentos y su transformación posterior en niveles de **turba**, que permiten identificar la primitiva posición de la costa y el nivel medio del mar. Durante el Holoceno, en un tiempo geológico reducido (1,5 millones de años), se ha asistido a un **ascenso de 22 metros del nivel del mar** (1,5 mm por siglo), como lo atestiguan los niveles de turba identificados frente a los Muelles de Maliaño entre las batimétricas -17 y -21 referidas al “cero del Puerto” (de 23 a 27 metros de profundidad, medida desde el nivel de coronación de los muelles a la cota +6).

Los sedimentos más limpios de **arena** están asociados a la dinámica costera, en un medio de alta energía que selecciona el tamaño de grano y genera depósitos de granulometría uniforme. Las arenas se acumulan básicamente en cuatro zonas:

1.- Playas de la costa abrigada, exteriores a la Bahía, donde predominan las corrientes de oleaje. El caso singular de las playas de “Los Peligros”, “La Magdalena” y “Bikinis”, en el interior de la Bahía, corresponde realmente a un proceso artificial de vertido de arena procedente del dragado del Canal General de Navegación entre 1973 y 1983. Estas playas no están en equilibrio y requieren aportaciones periódicas de arena para su regeneración y conservación.

2.- Flecha del Puntal de Somo, formada por la pérdida de energía de una corriente litoral de componente neta E-W al chocar con la corriente fluvial S-N de la ría de Cubas. Las corrientes de oleaje que actúan sobre “Punta Rabiosa” provocan un sistema de recirculación de arena y una tendencia a cerrar la playa contra la Península de la Magdalena a la que se opone la corriente de marea vaciante.

3.- Dunas de Somo y Loredo, formadas por el transporte eólico de las arenas del Puntal por la fuerza de los vientos del primer y cuarto cuadrante.

4.- Zona septentrional de la Bahía, entre la Península de La Magdalena y el Promontorio de San Martín, donde la velocidad máxima de las corrientes de marea llenante es suficiente (1 m/s) para introducir en la Bahía las arenas de las playas, una

vez puestas en suspensión por el oleaje de los temporales del NW (otoño-invierno). Una vez superado el estrechamiento de la bocana de entrada a la Bahía, la lámina de agua se extiende sobre los páramos del Este (frente a Pedreña y Elechas) y pierde tanta energía que se sedimentan las arenas. Las corrientes de marea vaciante tiene mayor velocidad en la bocana (1,5 m/s) pero en esta ocasión falta el mecanismo de oleaje capaz de poner en suspensión la arena, por lo que el proceso de limpia o extracción del volumen de arena introducido por un temporal importante (30.000 a 50.000 metros cúbicos) puede durar 2 ó 3 meses (estimaciones de la Universidad de Cantabria en sus estudios de la dinámica del Puntal de Somo). Por esta razón, para mantener abierto el Puerto de Santander, es necesario un dragado de mantenimiento del canal de navegación que permita extraer en pocos días la arena introducida en la Bahía tras los temporales del NW en otoño-invierno. Estas operaciones suponen un promedio de dragado de casi 100.000 metros cúbicos de arena cada año, que se vierten de nuevo en el sistema dinámico litoral, cerca de la Isla de Santa Marina, para regenerar las playas de Loredó, Somo y el Puntal (se devuelve la arena a las playas de las que fue arrancada).

En época reciente (siglos XIX y XX) se ha acelerado la colmatación natural de la Bahía con rellenos artificiales de origen antrópico, localizados fundamentalmente en sus bordes Sur y Oeste:

a) Borde marítimo de la ciudad de Santander:

Los rellenos del antiguo “canal de La Ribera”, a la altura de la Plaza del Ayuntamiento, datan de la Edad Media. Pero hasta el siglo XVIII no comienza el verdadero ensanche de la ciudad, con su trama urbana adaptada al crecimiento de un puerto floreciente gracias a la exportación de harinas de Castilla e importación de productos de ultramar. La ampliación se produjo hacia el Este en tres fases sucesivas (M^a Victoria Rivas, 1991):

- El primer tramo data de finales del siglo XVIII y llegaría aproximadamente hasta la “Calle del Martillo” (C/Marcelino Sainz de Sautuola).
- El segundo tramo corresponde al primer cuarto del siglo XIX y se prolongaría hasta la C/Lope de Vega.
- El tercer tramo se ejecuta en la segunda mitad del siglo XIX y alcanzaría la zona de Puertochico.

En el último cuarto del siglo XIX las obras de ensanche fueron esencialmente portuarias: dársena de Maliaño (Barrio Pesquero), dársena de Molnedo (Puertochico) y muelles de San Martín (Promontorio de San Martín).

En el segundo cuarto del siglo XX se decide el avance de la línea de muelles hacia el mar en busca de mayores calados (8 a 10 metros), construyéndose en esta época el Muelle Calderón y los Nuevos Muelles de Maliaño.

En la segunda mitad del siglo XX la ciudad, que siempre había crecido al amparo de su puerto, entra en conflicto permanente con él. La sensibilidad hacia los impactos ambientales de la actividad portuaria crece al mismo tiempo que la presión urbana sobre

el frente marítimo. El puerto se va desplazando hacia el interior de la Bahía, sobre las marismas de Raos, en un éxodo al que todavía hoy asistimos.

b) Zona industrial y portuaria moderna:

El arco Oeste de la Bahía de Santander se ha ido rellenando artificialmente desde mediados del siglo XIX hasta nuestros días. Primero para la creación de suelo industrial (Polígonos de Candina y Nueva Montaña), y más recientemente para la construcción de los accesos a la ciudad (carretera y ferrocarril), Aeropuerto y Puerto de Raos.

El primer asentamiento industrial se localiza históricamente en Nueva Montaña, sobre un pequeño afloramiento de arcillitas de facies Keuper conocido como “Isla del Óleo”.

Según los estudios promovidos por Antonio Cendrero, el área industrial de Nueva Montaña se rellenó entre 1883 y 1929.

A partir de 1952 se ha ido rellenando la zona aeroportuaria de Raos. En esta área predominan los rellenos arenosos procedentes del dragado de las dársenas del Puerto de Santander y del canal de navegación, impulsados por tubería previa construcción de recintos con malecones de escollera, tierra y escorias.

c) Rías del sur de la Bahía:

Las rías de Boo, Astillero, Solía y San Salvador han recibido volúmenes importantes de residuos de los lavaderos de mineral de hierro, emplazados cerca de los muelles de embarque. El enfangamiento del fondo con material contaminado y metales pesados afecta a toda la zona sur de la Bahía, llegando prácticamente hasta Pedrosa.



Rellenos de la Bahía en los siglos XIX-XX

RESUMEN DE USOS PRODUCTIVOS SOBRE LOS RELLENOS ANTRÓPICOS DE LA BAHÍA		
USO	%	SUPERFICIE (Ha)
Urbano	5	115
Industrial	15	329
Agropecuario	41	916
Equipamientos	5	104
Transporte (1)	19	413
Pesquero	2	40
Sin uso	10	228
Dunas	3	61

(1) Superficie rellenada en la Bahía, destinada a las infraestructuras de transporte:
Puerto (10%) - Aeropuerto (8%) - FFCC (1%)

4.- FORMACIONES GEOLÓGICAS

Las **formaciones geológicas** tienen gran importancia para definir las características locales de los materiales.

Es bastante común establecer una correspondencia entre la litología de los materiales y los pisos geológicos, considerando que materiales distintos están asociados a pisos geológicos también distintos. Se confunden con ello dos conceptos diferentes, como es el de *piso geológico* (intervalo de tiempo entre dos eventos) y el de *facies sedimentaria* (características de los sedimentos formados en un determinado ambiente deposicional).

Realmente sucede que en una zona geográfica concreta, con unas condiciones ambientales también concretas, se “forman” materiales (facies sedimentarias) que no tienen por qué ser iguales a las formadas en la misma época en otros lugares. En consecuencia, en el mismo piso geológico se habrán formado facies distintas en función del área geográfica de que se trate, del área madre de procedencia del material y de las condiciones del medio sedimentario. Por tanto será más preciso identificar los materiales de una determinada zona con el término “**formación**” seguido de una referencia al lugar geográfico donde se ha identificado la facies. Así, por ejemplo, se manejan en el área de Santander términos como “Formación Caranceja”, “Formación Calizas de San Esteban”, “Formación Cuchía” o “Formación Reocín”, y sin embargo todas ellas pertenecen al mismo piso geológico: el Aptiense.

Dos *facies sedimentarias* distintas estarán asociadas a dos *formaciones geológicas* también distintas, aunque ambas pueden pertenecer al mismo *piso geológico* (a la misma época). En cambio es correcto plantear que, en una zona geográfica determinada, sus formaciones geológicas quedan vinculadas a un intervalo de tiempo (Eras, Períodos y Pisos).

En una misma época geológica se pueden formar distintos depósitos (facies), según sean las condiciones ambientales del medio. En el caso de Santander, las facies se han definido y cartografiado en el **Mapa Geológico-Minero de Cantabria (ITGE. 1990)**.

En el análisis que sigue, en cada formación se describe escuetamente la **litología** de sus materiales y algunos aspectos básicos o interpretaciones sobre la **génesis de la formación**, con referencias al **ambiente sedimentario** y a la **tectónica** de la época.

Será el estudio de estas formaciones el que permitirá clasificar la columna litológica de Santander en **CAPAS GEOTÉCNICAS y UNIDADES GEOTÉCNICAS**. Estos dos conceptos son fundamentales para caracterizar cada tipo de material con los parámetros que requieren los métodos de análisis geotécnico de la Mecánica de Suelos.

FORMACIONES GEOLÓGICAS DE LA BAHÍA DE SANTANDER					
ERA	PERIODO	PISO		FORMACION	
CUATERNARIA	HOLOCENO 1,5 millones años	RELLENOS			
		MARISMAS Y PLAYAS			
CENOZOICA	PLIOCENO		Laguna estratigráfica		
	MIOCENO				
	OLIGOCENO				
	EOCENO SUPERIOR	PRIABONIENSE			
	EOCENO MEDIO	BIARRITZIENSE LUTECIENSE			
	EOCENO INFERIOR	CUISIENSE ILERDIENSE			
	PALEOCENO 65 millones años	THANETIENSE MONTIENSE DANIENSE	PEÑA SARIA		
			ESTRADA		
		SANCIBRIAN			
		SAN JUAN			
MESOZOICA	CRETACICO SUPERIOR 100 millones años	MAASTRICHTIENSE		CABO DE LATA	
		CAMPANIENSE	SUPERIOR MEDIO INFERIOR	SARDINERO	
		SANTONIENSE			
		CONIACIENSE			
		TURONIENSE	SUPERIOR MEDIO INFERIOR		
		CENOMANIENSE	SUPERIOR MEDIO INFERIOR	Hiato (Transgresión Cenomaniense)	
				ALTAMIRA	
		CRETACICO INFERIOR 136 millones años	ALBIENSE	SUPERIOR MEDIO INFERIOR	SUANCES
	APTIENSE		CLANSAYENSE GARGASIENSE	REOCIN	
			BEDOULIENSE SUP. BEDOULIENSE MED. BEDOULIENSE INF.		
			BARREMIENSE		CUCHIA
	HAUTERIVENSE		CALIZAS DE SAN ESTEBAN		
	VALANGINIENSE		SUPERIOR MEDIO INFERIOR	CARANCEJA	
			BERRIASIENSE		VEGA DE PAS
	JURASICO 195 millones años		MALM		
			DOGGER		
	TRIASICO 205 millones años		LIAS	SUPERIOR INFERIOR	SAN SALVADOR
		KEUPER		RAOS	

4.1.- Formación Raos (Facies Keuper)

KEUPER

Litología: arcillitas rojas y grises, plásticas, con intercalaciones de yesos masivos blancos (en ocasiones negros y rojizos). Las arcillitas están constituidas por clorita y vermiculita.

Aparecen bloques, gravas y gravillas de dolomía ("carniolas"), caliza y marga, distribuidos caóticamente entre la masa arcillosa. Localmente pueden aparecer gravas, arenas y limos de tono gris verdoso, muy permeables, procedentes de la alteración de rocas ofíticas.

No se descarta la presencia de sales en profundidad (quizá a 200 ó 300 metros de la superficie aflorante).

Génesis de la formación: la facies Keuper del área de Santander es fundamentalmente arcillosa, lo que se interpreta como un depósito continental alejado del área madre (los materiales proceden posiblemente de la meseta castellana y del macizo asturiano).

Se cree que la sedimentación se produjo en una llanura aluvial o albufera de agua salada, en condiciones climáticas de extrema sequedad. La alta evaporación sería la responsable de la precipitación de evaporitas (yesos y sales).

El Triásico Superior fue una etapa de acusado vulcanismo intraplaca, lo que explica la intrusión de rocas ígneas básicas de textura ofítica entre la masa plástica arcillosa.

Durante los ascensos diapíricos de los materiales del Keuper se rompió su estratificación inicial por la extrusión de su masa arcillosa entre los planos de falla. El flujo plástico ascendente fue quebrando y arrastrando a su paso las dolomías, calizas y margas depositadas en el Jurásico Inferior (Lías), lo que explica la presencia y distribución caótica de gravas y bloques de estos materiales en el seno de la masa arcillosa.

4.2.- Formación San Salvador (Jurásico Marino)

LIAS INFERIOR

Litología: en la base de la capa dolomías cavernosas muy duras (carniolas). En el techo calizas microcristalinas, estratificadas en bancos de 0,3 a 0,7 metros.

Génesis de la formación: durante el Jurásico Inferior se produjo un hundimiento de la cuenca. El mar invadió la región y dio comienzo una serie de depósitos marinos carbonatados que formaron las dolomías y calizas típicas de una facies litoral en profundidades inferiores a 50 metros.

LIAS SUPERIOR

Litología: alternancia de bancos delgados de margocaliza gris oscura, microcristalina, y

arcillas margosas negras, hojosas, pizarreñas, con abundante materia orgánica y piritita. El tramo inferior es margoso y el superior más calcáreo.

Génesis de la formación: al final del Jurásico Inferior aumentó progresivamente la profundidad de las aguas (hasta 100 metros). Solo podían ser transportados hasta estas profundidades los materiales más finos (facies nerítica), formando las margocalizas y margas sobre las que se desarrolló una intensa actividad biológica (bioturbación).

Fue una época de calma tectónica, y así queda reflejado en la constancia de los espesores de sedimentos.

4.3.- Laguna estratigráfica

DOGGER – MALM

En el Jurásico Superior (Dogger y Malm) se ha datado el primer ascenso de los diapiros triásicos del Keuper, que emergieron en la cuenca a modo de anticlinales aprovechando los planos de falla reactivados en la “fase rift” de abertura del Golfo de Vizcaya.

La ausencia de la facies Purbeck en el área de Santander se debe a que las tierras emergentes estuvieron sometidas a procesos erosivos en vez de sedimentarios.

BERRIASIENSE – VALANGINIENSE INFERIOR Y MEDIO

Continúa la laguna estratigráfica del Jurásico Superior.

4.4.- Formación Vega de Pas (Facies Weald)

VALANGINIENSE SUPERIOR - HAUTERIVIENSE - BARREMIENSE

Litología: bancos de areniscas ferruginosas y micáceas, con intercalaciones de lutitas rojizas o amarillentas.

Las areniscas predominan en el tramo inferior de la capa. Las lutitas (arcillitas y limolitas) aumentan su presencia hacia el techo de la capa, están vivamente coloreadas y se componen básicamente de illita y caolinita.

Génesis de la formación: depósito continental de naturaleza areno-arcillosa, con sedimentación intensa en un vasto delta fluvial, colmatado, que ocupaba toda la región de Cantabria.

El macizo asturiano y la meseta castellana habían rejuvenecido su relieve en la etapa anterior y por tanto se erosionaron activamente. Se supone un clima periódico, con estaciones secas que favorecían el desarrollo de material rojizo y estaciones de lluvias violentas que formaban ríos torrenciales.

En el tramo inferior de la formación predominan los bancos de arenisca, debidos a la sedimentación de material grueso en los canales fluviales. Hacia el techo aumenta la

potencia relativa de los niveles de lutitas, que corresponden a la sedimentación de un material de grano más fino en un medio mucho menos energético. Este proceso se identifica con la formación de un gran delta en una llanura colmatada, donde se depositan las cuñas de arena en los canales, y los sedimentos arcillosos se extienden por toda la llanura cuando el aumento de caudal de agua provoca el desbordamiento y la consiguiente inundación.

La base de la formación presenta contactos tectonizados con los materiales subyacentes del Lías, e incluso en algunas zonas con el diapiro de facies Keuper.

4.5.- Formación Caranceja (Complejo Urgoniano Inferior)

APTIENSE INFERIOR (BEDOULIENSE INFERIOR)

Litología: en la base de la capa calcarenitas grises cristalinas, esparíticas, algo arenosas. En el techo alternancia de areniscas grises, lutitas pizarrosas y margas.

Génesis de la formación: depósitos de grano grueso en un ambiente de transición continental-marino, de alta energía.

La disminución gradual del aporte detrítico de la facies Weald y el posterior hundimiento de la cuenca permitió la entrada del mar en una amplia plataforma en la que se desarrollaron los organismos constructores de arrecifes (facies litoral) en aguas poco profundas, claras, tranquilas y calientes. Se iniciaron entonces los depósitos marinos carbonatados del Complejo Urgoniano.

Las areniscas y lutitas del techo de la formación se cree que proceden de aportes terrígenos intermitentes desde el continente, característicos de todo el Aptiense Inferior, y que interrumpieron temporalmente las formaciones arrecifales.

4.6.- Formación Calizas de San Esteban (Complejo Urgoniano Inferior)

APTIENSE INFERIOR (BEDOULIENSE MEDIO)

Litología: calizas arrecifales, micríticas, estratificadas en bancos métricos. En ocasiones aparecen muy resquebrajadas, con un aspecto que se asemeja a las brechas. Su color es gris claro, pero también pueden aparecer teñidas por óxidos metálicos (principalmente férricos, que les da una coloración rojiza).

Génesis de la formación: depósitos marinos en un medio poco agitado (de baja energía), como lo indica el pequeño tamaño de grano (micrítico).

Se trata de una facies litoral, desarrollada en pequeñas profundidades (inferiores a 25 metros), con aguas calientes y claras.

4.7.- Formación Cuchía (Complejo Urgoniano Inferior)

APTIENSE INFERIOR (BEDOULIENSE SUPERIOR)

Litología: en la base de la capa areniscas y lutitas pizarrosas con restos carbonosos. En el techo calizas margosas dolomíticas, alternando en niveles de 0,2 a 0,4 metros con margas grises oscuras.

Génesis de la formación: la base corresponde a un depósito continental en un medio marino somero, que interrumpió el crecimiento de las facies arrecifales subyacentes. Por el contrario, las margas y calizas margosas del techo son depósitos marinos en la plataforma externa (facies nerítica).

4.8.- Formación Reocín (Complejo Urgoniano Superior)

APTIENSE SUPERIOR (GARGASIENSE Y CLANSAYENSE) - ALBIENSE INFERIOR

Litología: en la base de la capa dolomía y caliza dolomítica marrón, porosa, dura, estratiforme, con mineralizaciones (Fe, Zn, Pb). En el techo caliza masiva gris clara, arrecifal, dura, con “estructura ruiniforme” (pináculos o “karst de pitones”). La intensa carstificación da lugar a cavidades y grietas rellenas de arcilla arenosa de descalcificación, de tono anaranjado, muy plástica y blanda.

Génesis de la formación: depósitos marinos carbonatados, en aguas cada vez más someras (facies litoral).

4.9.- Formación Suances (Complejo Supraurgoniano)

ALBIENSE

Litología: en la base de la capa calcarenitas rojizas con abundante glauconita. En el techo secuencias de arcillas pizarrosas, arenas arcillosas y cuerpos de areniscas estratificadas de grano fino, micáceas, bituminosas, con algunos niveles calcáreos. Se distinguen paquetes vastos (5 a 30 metros de potencia) de coloración diversa (gris, blanquecina, amarillenta). Cada ciclo se densifica hacia arriba, aumentando gradualmente el tamaño de grano.

Génesis de la formación: en el Albiense Inferior se produjo el rejuvenecimiento del relieve por reactivación de las fallas de la fase rift. Aumentó la erosión del material silicoclástico de la meseta, y su transporte hasta la cuenca interrumpió las formaciones arrecifales del Complejo Urgoniano, dando comienzo al depósito continental detrítico del Complejo Supraurgoniano.

En cada ciclo sedimentario aumenta hacia arriba el tamaño de grano, desde la arcilla hasta la arenisca. Se interpreta como una progresión hacia el mar de una costa de

playas. La arenisca corresponde a los depósitos en una playa con rompientes que avanza hacia el interior de una cuenca donde se han depositado previamente los materiales más finos (arcillas). En el techo de arenisca de cada ciclo se identifican ripples de olas y corrientes, canales y una bioturbación intensa. Aparecen niveles de suelo entre los estratos más altos de arenisca, indicativos de la emersión de la costa por colmatación y la posterior formación de un manto vegetal.

CENOMANIENSE INFERIOR

Litología: secuencias de margas arcillosas grises, micáceas y arenosas, con nódulos de pirita. Se densifican hacia arriba en cada ciclo, aumentando gradualmente el contenido de arena hasta intercalar estratos duros de calcarenitas grises dolomíticas en el techo.

Génesis de la formación: facies de transición desde los depósitos continentales del Supraurgoniano hacia los depósitos marinos característicos del Cretácico Superior.

El aporte clástico del continente se fue reduciendo poco a poco. Los depósitos son margosos en aguas profundas y calcáreos en aguas someras, por lo que cada ciclo supone una progresión de la costa hacia el mar (similar a lo ocurrido en el Albiense Superior).

En la última etapa del Cenomaniense Inferior el ambiente sedimentario siempre fue marino, con una facies litoral en la que se desarrolló la serie de calcarenitas bioclásticas del techo de la formación.

4.10.- Formación Altamira (Calcarenitas Cretácicas)

CENOMANIENSE INFERIOR Y MEDIO

Litología: calcarenita amarilla, esparítica, dura, muy permeable, bien estratificada en bancos regulares de 0,2 a 0,8 metros, con intercalaciones de margas hojosas y calizas nodulares.

La unidad finaliza en una superficie ferruginizada, de color pardo oscuro, denominada "Hardground 99".

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras afectadas por las mareas (facies litoral), que puso fin a los depósitos continentales del Complejo Supraurgoniano.

4.11.- Laguna estratigráfica

CENOMANIENSE SUPERIOR - TURONIENSE MEDIO

En la frontera entre el Cenomaniense Medio y Superior se produjo un rápido ascenso del nivel del mar (Transgresión Cenomaniense). Se inundó toda la región y se interrumpió la sedimentación de carbonatos. El techo de la Formación Altamira se mineralizó por la

acción biológica de organismos vivos (hardground 99), coincidiendo con la máxima inundación registrada durante el Turoniense Medio.

4.12.- Formación Sardinero (Margas Cretácicas)

TURONIENSE MEDIO Y SUPERIOR

Litología: margas hojosas grises y calizas margosas nodulares, micríticas, alternando en bancos finos.

Génesis de la formación: depósitos marinos en profundidades de 100 a 200 metros de la plataforma continental (facies nerítica).

Su base corresponde a una superficie transgresiva (elevación del nivel del mar), con pequeños canales rellenos de glauconita y detritus lenticulares arrastrados violentamente por las corrientes (turbiditas).

Las alternancias de margas y calizas margosas, de pequeño tamaño de grano, se deben a una época de calma y sedimentación continua.

CONIACIENSE

Litología: alternancia monótona y densa de margas y calizas margosas grises, micríticas, con formaciones intermedias nodulares.

Génesis de la formación: depósitos marinos en la plataforma externa (facies nerítica).

Se caracteriza por las secuencias de margas en la base, en el centro incluyen formaciones nodulares (turbiditas) que rellenan los burrows en "T" y en "Y" realizados por talacinoides, y en el techo predomina la caliza margosa. Esta disposición de materiales tuvo su origen en una sedimentación "en rampa", en la que progresivamente fue disminuyendo la profundidad de las aguas y los sedimentos fueron aumentando su contenido en carbonato frente a los materiales finos arcillosos depositados a mayores profundidades.

SANTONIENSE

Litología: alternancia de margas grises, con nódulos calcáreos, y calizas margosas. Las margas presentan una bioturbación por talacinoides.

Aumenta gradualmente el contenido calcáreo/arenoso hacia el techo.

Génesis de la formación: depósitos marinos en la plataforma externa (facies nerítica).

Se suceden las secuencias rítmicas de margas grises y calizas margosas, con tempestitas (nódulos calcáreos depositados en los burrows de talacinoides).

CAMPANIENSE INFERIOR Y MEDIO

Litología: alternancia de calizas margosas y margas hojosas, grises, que hacia el techo se hacen más arenosas. Predomina la caliza margosa frente a la marga.

Génesis de la formación: depósitos marinos en la plataforma externa (facies nerítica). Progresivamente se redujo la profundidad media de las aguas respecto al Santoniense. La sedimentación se ralentizó y los depósitos se hicieron más duros y arenosos, con predominio de los bancos de caliza margosa frente a los niveles margosos.

4.13.- Formación Cabo de Lata (Calcarenitas Cretácicas)

CAMPANIENSE SUPERIOR

Litología: calizas arenosas grises, micríticas. Capa glauconítica margosa en su base.

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras y calientes (facies litoral).

Aumenta gradualmente el contenido de arena. El incremento de los aportes continentales se debe al rejuvenecimiento del relieve al inicio del plegamiento de la “fase pirenaica”.

MAASTRICHTIENSE

Litología: calcarenitas arenosas amarillas, micríticas, con niveles intercalados de tempestitas. El techo presenta una dolomitización avanzada.

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras afectadas por el oleaje (facies litoral).

Comienza con un hardground marrón. La presencia de tempestitas es la consecuencia de la alta energía del medio. El nivel dolomitizado del techo es el fruto de una sedimentación en aguas hipersalinas. La formación termina con grietas de desecación producidas por la emersión de la costa, y un horizonte de suelo en el límite con el Cenozoico (capa fina de arcilla margosa verde).

4.14.- Formación San Juan (Calcarenitas Terciarias)

DANIENSE

Litología: dolomías blancas, microcristalinas, localmente pseudoolíticas (granos ovalados).

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras de un medio lacustre-salobre.

Dolomías pseudoolíticas, formadas en una zona batida por el oleaje, por precipitación de las partículas alrededor de núcleos de cristalización.

MONTIENSE

Litología: calcarenitas arrecifales beiges, micríticas, arenosas en algunos niveles.

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras y calientes.

Aumenta el contenido de calcita en la calcarenita con respecto al piso anterior.

4.15.- Formación Sancibrián (Calcarenitas Terciarias)

THANETIENSE

Litología: nivel muy delgado (11 metros) de calcarenitas de tonos beige a marrones, micríticas, con glauconita.

Génesis de la formación: depósitos marinos en aguas someras (facies litoral).

4.16.- Formación Estrada (Calcarenitas Terciarias)

ILERDIENSE

Litología: calcarenitas micríticas, localmente arenosas en algunos niveles y en otros con glauconita.

Génesis de la formación: barras bioclásticas en aguas someras.

4.17.- Formación Peña Saria (Calcarenitas Terciarias)

CUISIENSE

Litología: calizas muy arenosas, micríticas, localmente con nódulos de sílex.

Génesis de la formación: barras bioclásticas en aguas someras, con aportes importantes de arena desde el continente.

4.18.- Laguna estratigráfica

Plegamientos de las fases pirenaica y sálica, desde el Eoceno Medio hasta el Plioceno.

4.19.- Formación Marisma (Marisma)

Litología: arenas finas, arenas limosas y limos arenosos, con abundantes fragmentos de conchas.

Génesis de la formación:

Marismas: depósitos en la Bahía de niveles entrecruzados de arenas limosas marrones o grises y limos arenosos oscuros, fangosos, con materia orgánica, niveles de turba y conchas.

Playas: arenas finas y limpias, por la acción del oleaje, con abundantes fragmentos de conchas.

Flecha litoral: barra formada por la acumulación de arenas transportadas por las corrientes marinas paralelas a la costa (Puntal de Somo).

Dunas de trasplaya: arenas finas de tono amarillo claro, acumuladas por transporte eólico desde la playa hacia el interior (dunas de Loredo y Arenal de Somo).

4.20.- Formación Rellenos (Rellenos)

Litología: rellenos artificiales antrópicos, y suelos residuales humíferos con manto vegetal.

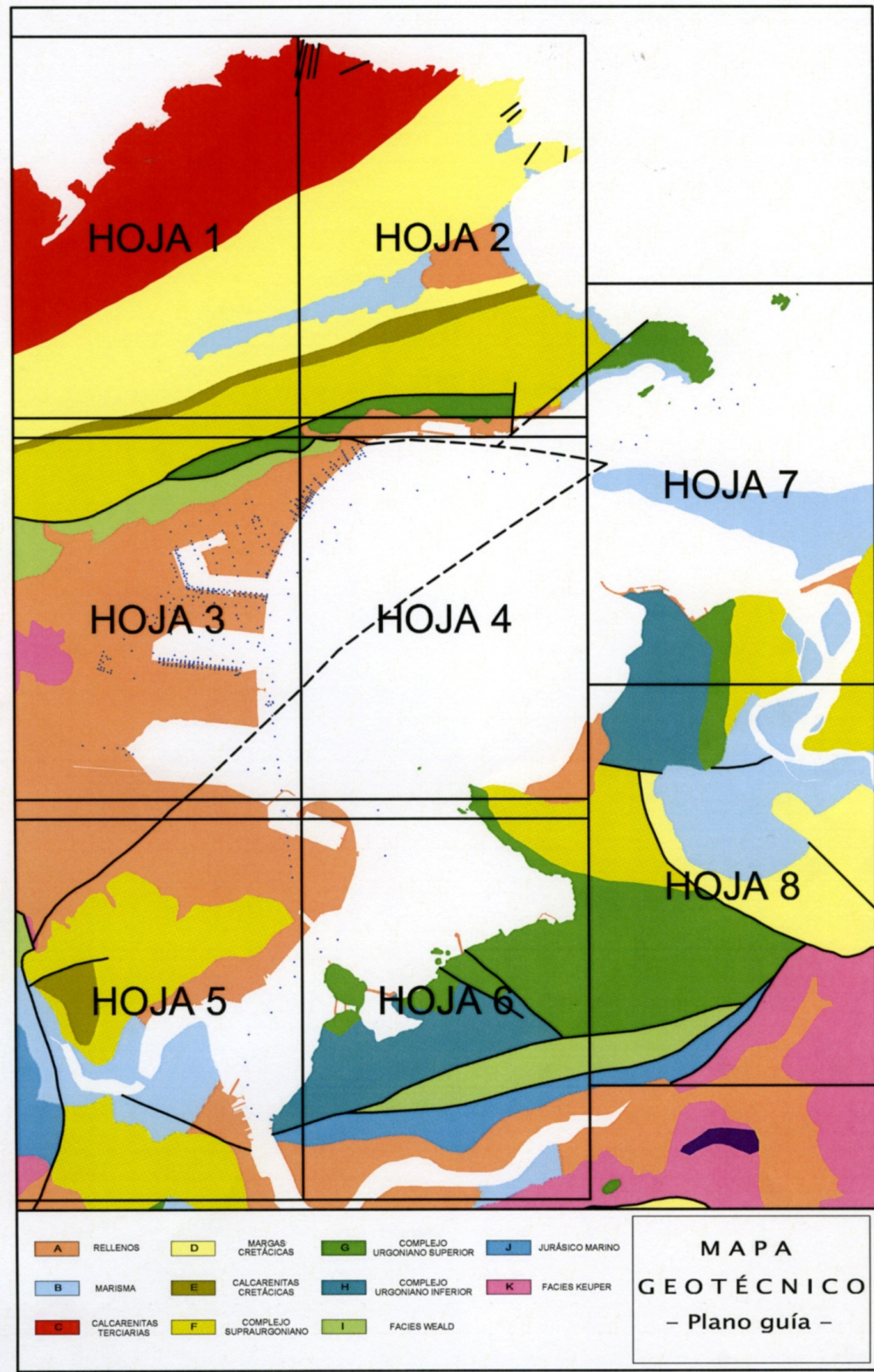
Génesis de la formación:

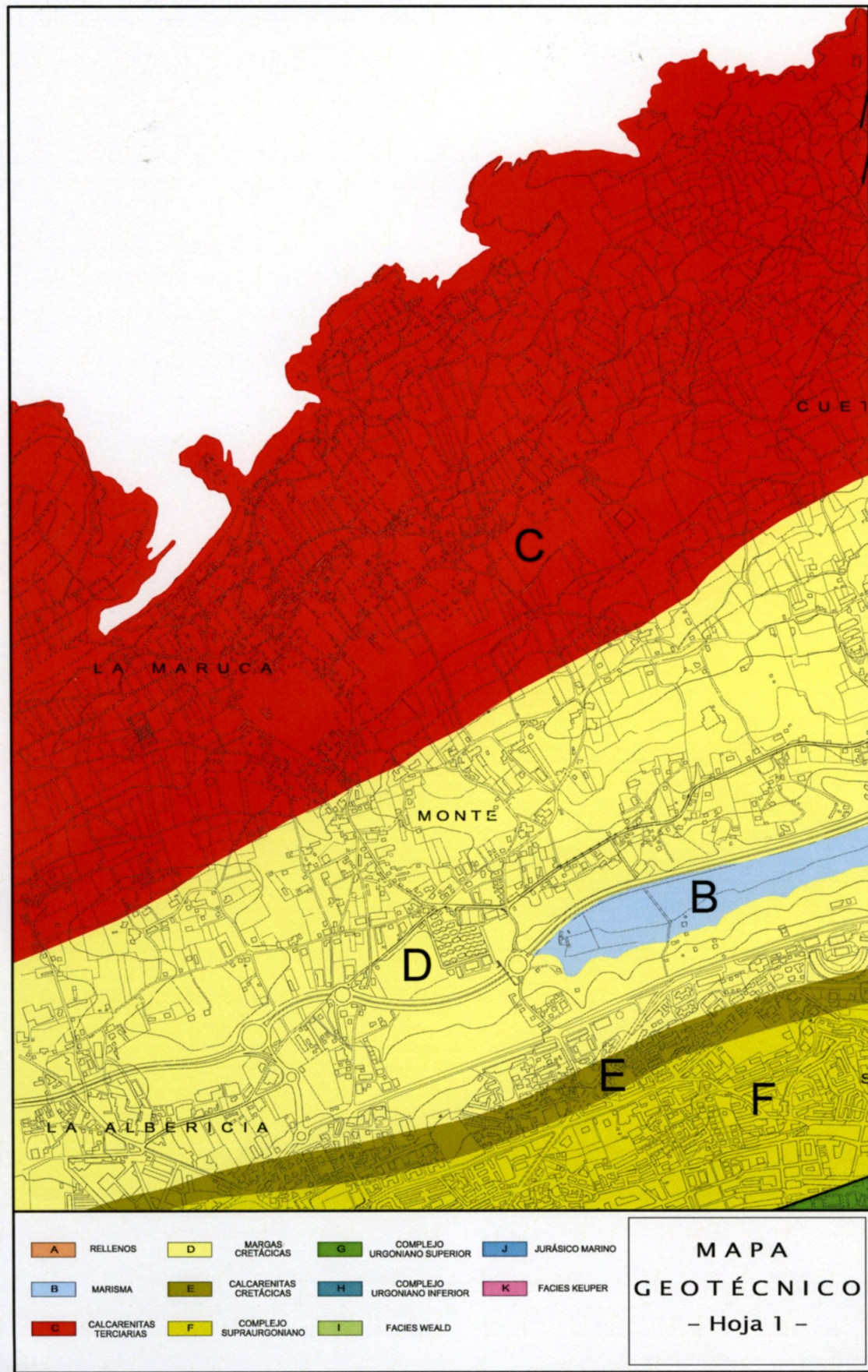
Rellenos antrópicos: materiales vertidos por el hombre, principalmente durante los dos últimos siglos (XIX y XX) para ganar terreno al mar en la zona intermareal de la Bahía.

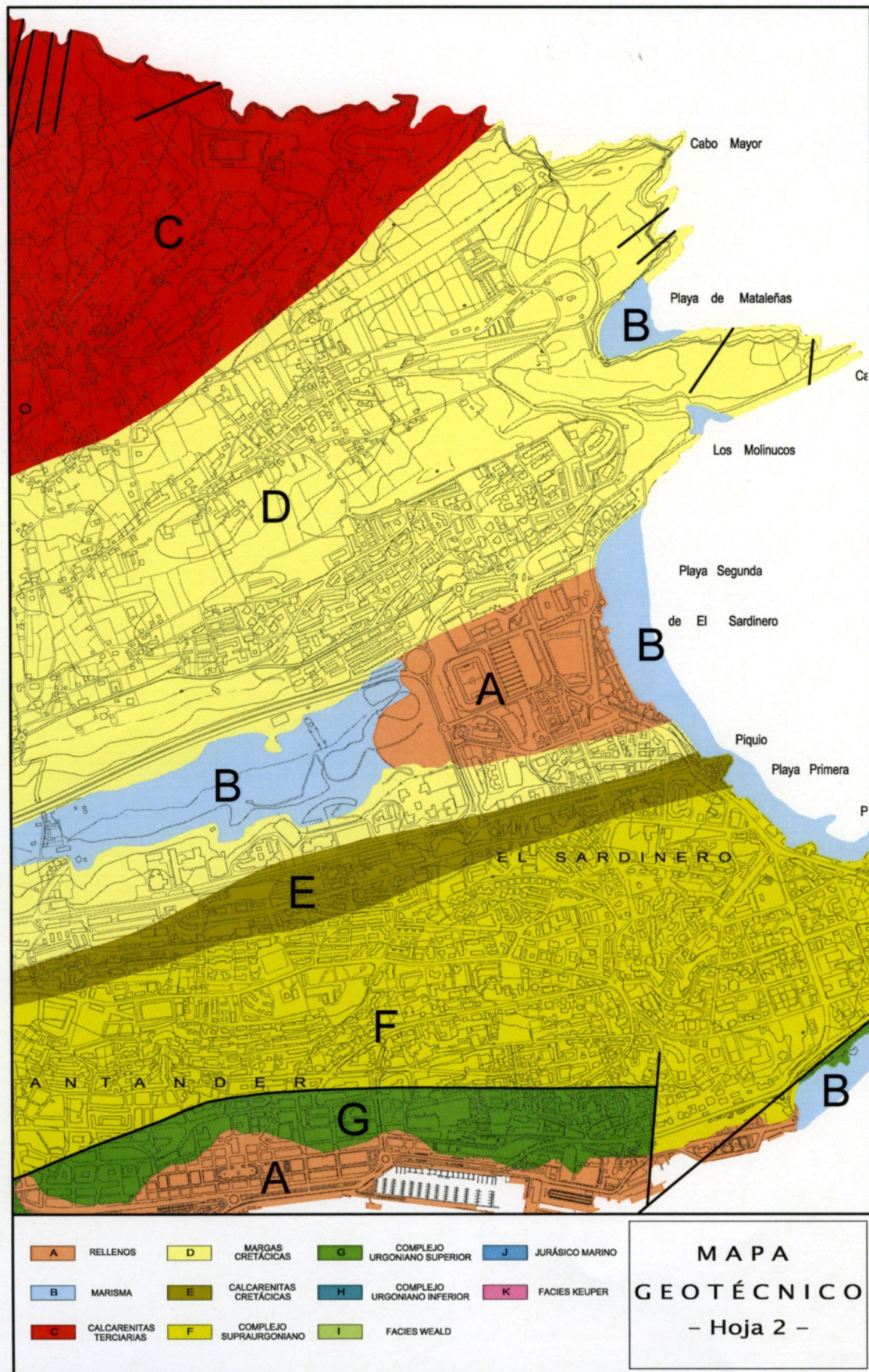
Suelos residuales: el clima húmedo facilita la alteración de los materiales y el desarrollo de la vegetación, formándose una cobertera de suelos residuales y un manto vegetal.

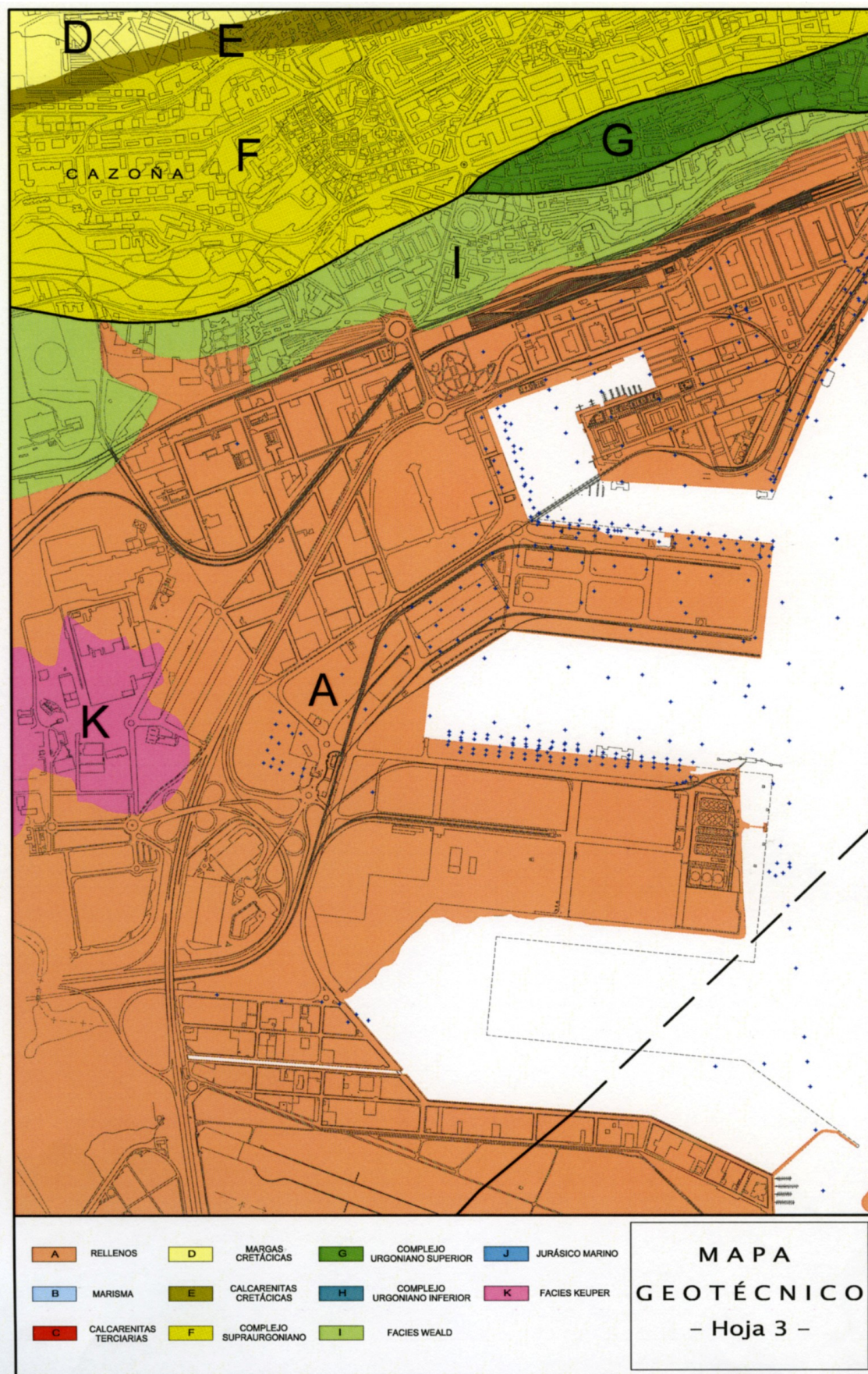
Apéndice B
MAPA GEOTÉCNICO
DE LA BAHÍA DE SANTANDER

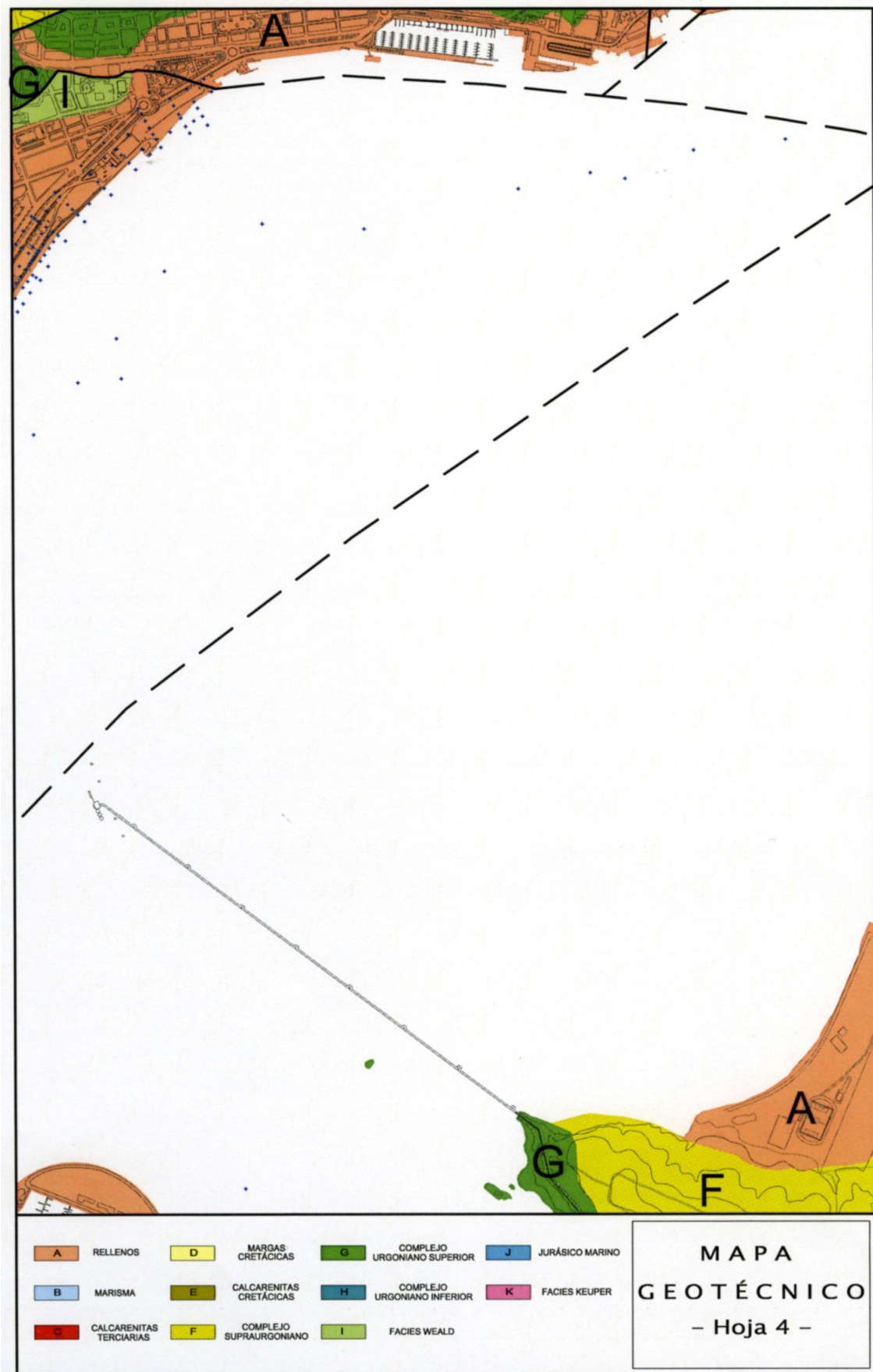
Apéndice B: MAPA GEOTÉCNICO DE LA BAHÍA DE SANTANDER

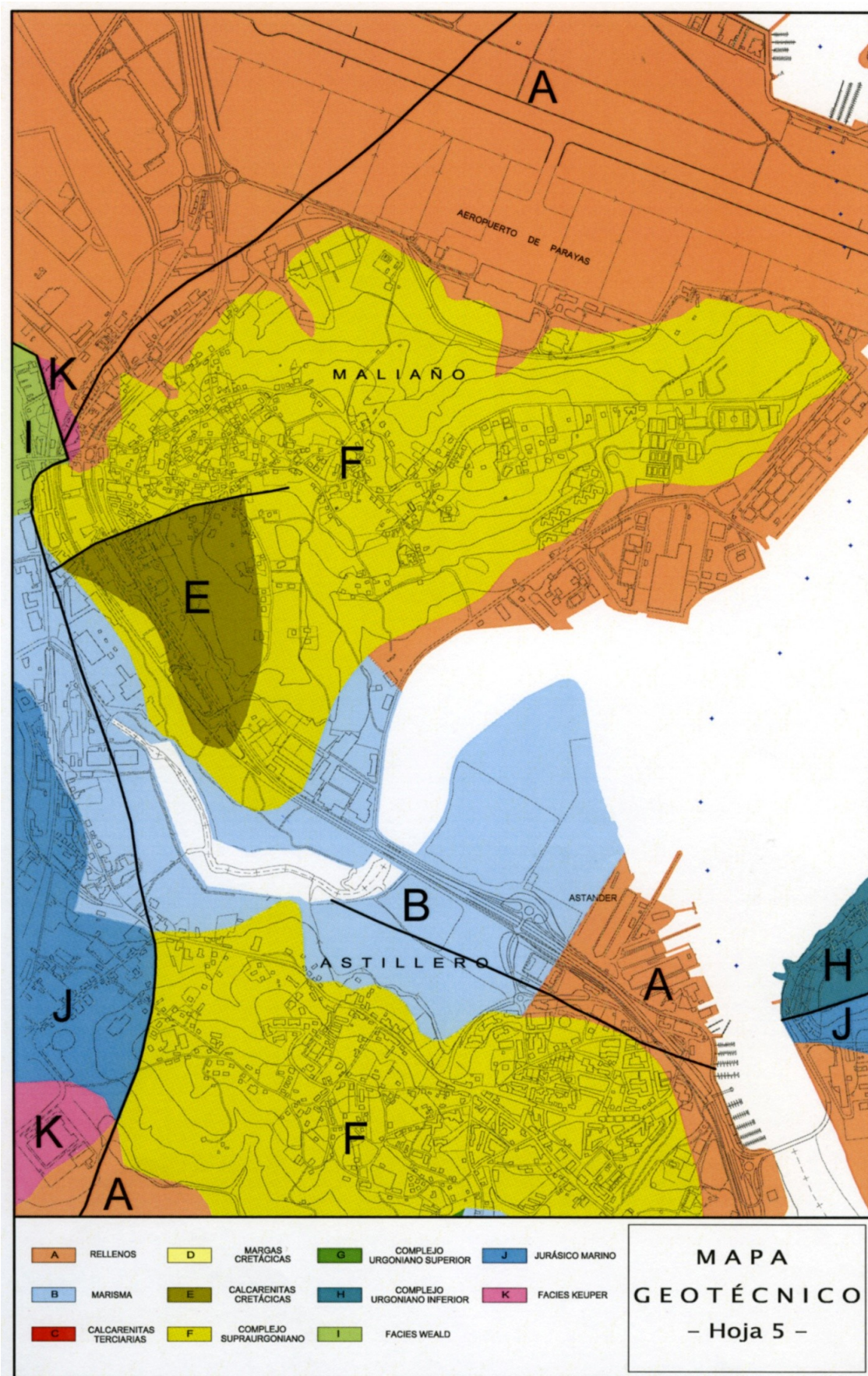


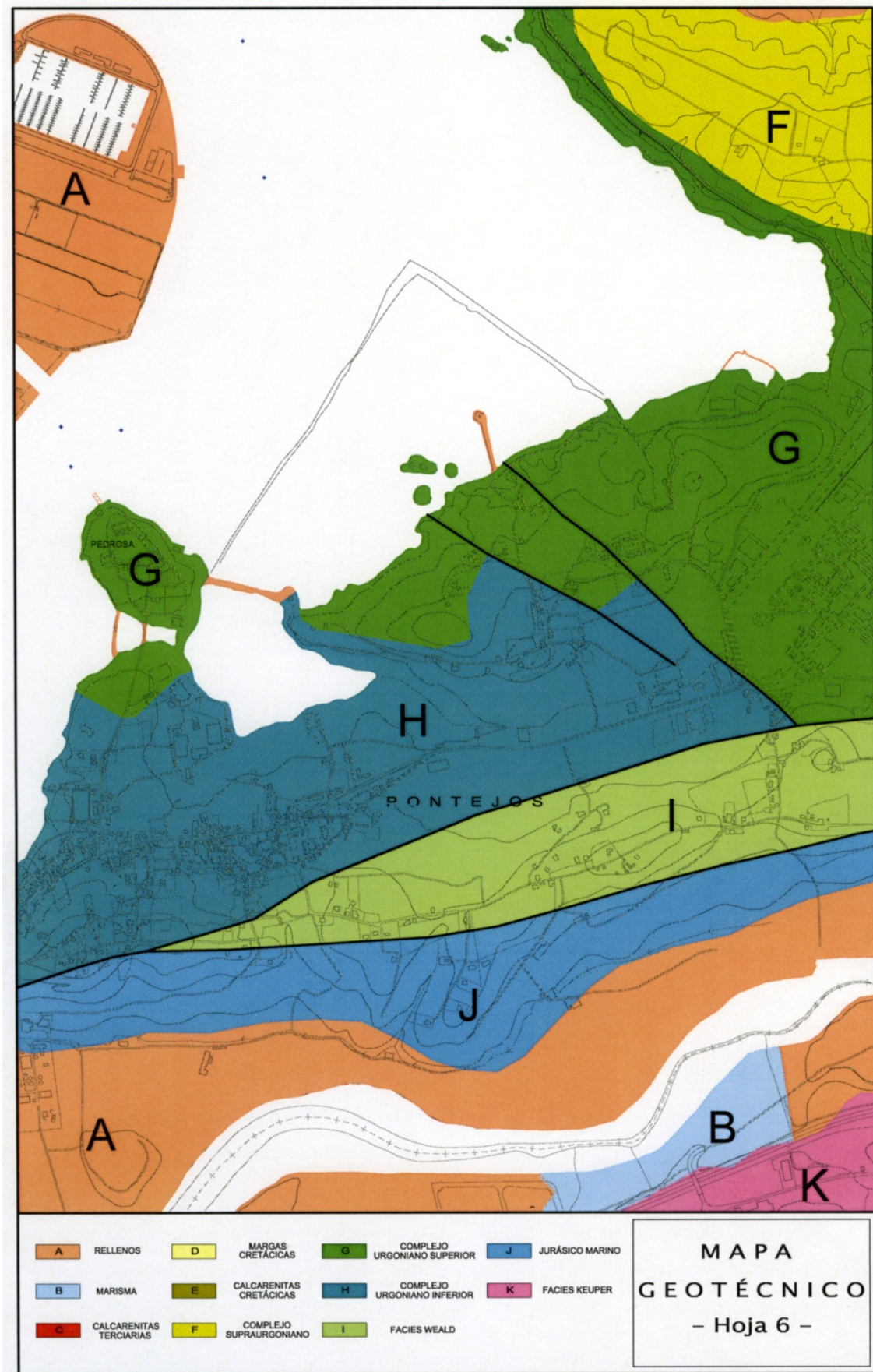


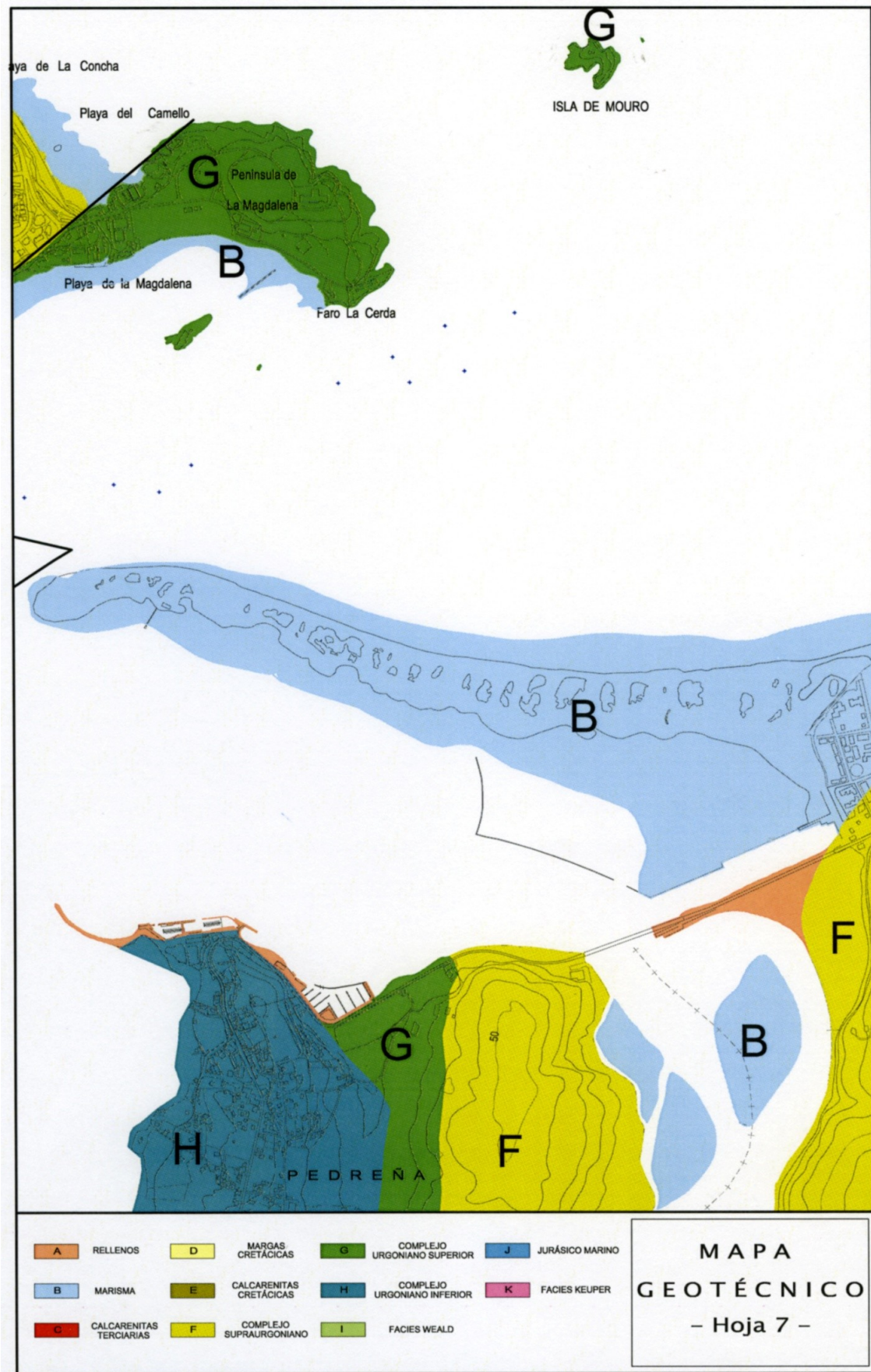


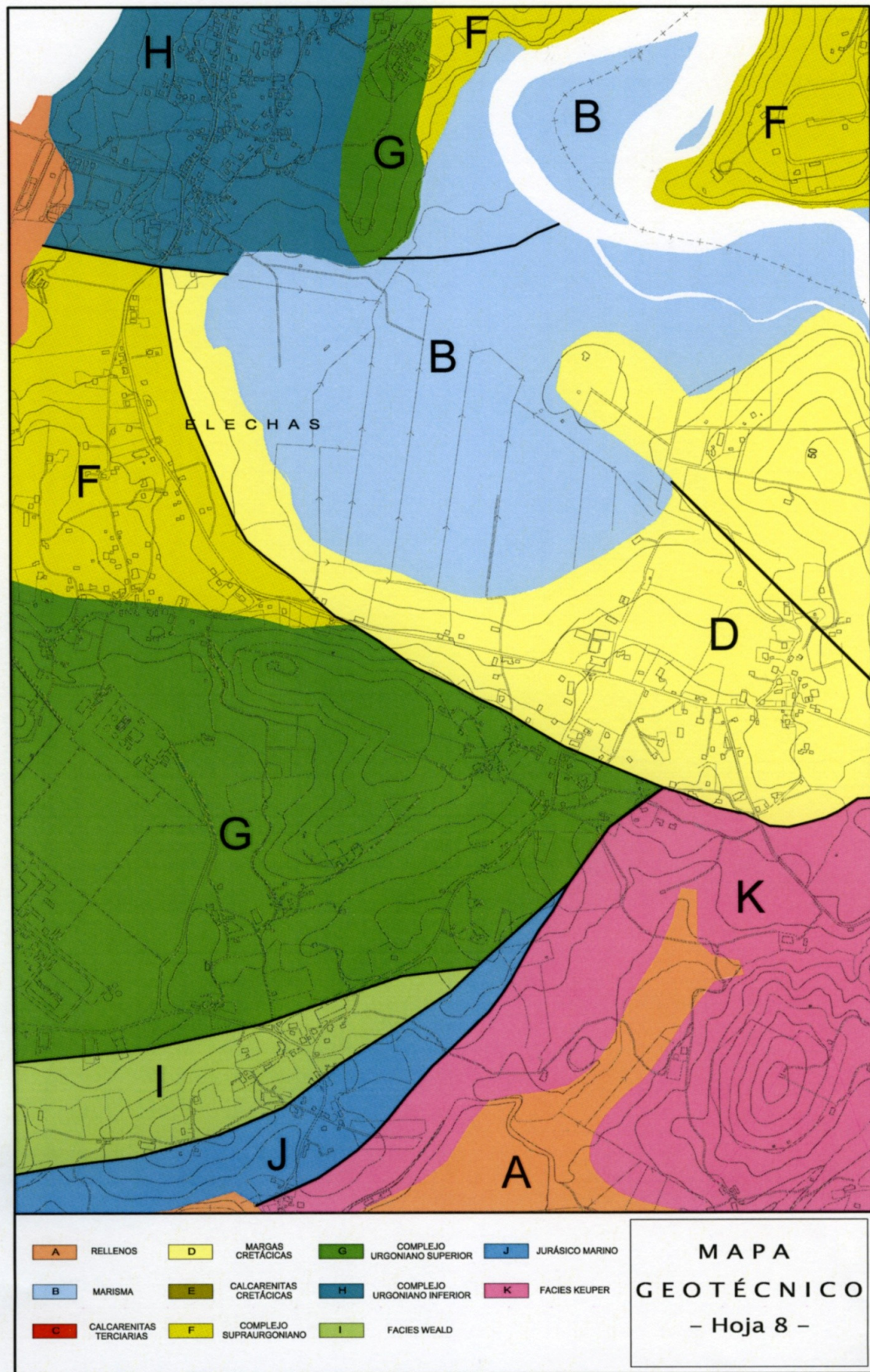












Apéndice C
CAPAS Y UNIDADES GEOTÉCNICAS
DE LA BAHÍA DE SANTANDER

Apéndice C: CAPAS Y UNIDADES GEOTÉCNICAS DE LA BAHÍA DE SANTANDER

1.- CAPAS GEOTÉCNICAS

La identificación y clasificación de las formaciones geológicas de la Bahía de Santander permite agruparlas en capas geotécnicas, teniendo en cuenta las **similitudes genéticas de sus materiales**.

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos no es práctico diferenciar formaciones geológicas cuando sus materiales ofrecen respuestas análogas a las solicitaciones. Por el contrario, se simplifica la clasificación del terreno agrupándolo en “*capas geotécnicas*”, nombradas con una letra del abecedario en orden creciente de techo a muro.



Mapa Geotécnico de la Bahía de Santander

2.- UNIDADES GEOTÉCNICAS

Cada capa geotécnica se descompone a su vez en “*unidades geotécnicas*” más elementales, definidas por materiales homogéneos en cuanto a su naturaleza y comportamiento mecánico. Las unidades geotécnicas tienen **entidad suficiente para establecer diferencias en sus parámetros geotécnicos**.

A cada unidad se le asigna un código o “etiqueta”, compuesta por la letra de la capa a la que pertenece seguida de un número natural identificativo de la unidad. El orden numeral no indica una secuencia de niveles estratigráficos dentro de la capa geotécnica.

2.1- Columna litológica

Para no perder la referencia geológica, se presenta la columna litológica de la Bahía de Santander integrando la leyenda geológica (eras, períodos, pisos y formaciones) con la leyenda geotécnica (capas geotécnicas y unidades geotécnicas).

2.3.- Fichas geotécnicas

Para identificar los materiales de las distintas unidades geotécnicas, se presenta en primer lugar su descripción litológica de techo a muro, es decir, desde los materiales más recientes hacia los más antiguos.

En algunas unidades geotécnicas no se dispone de ensayos de laboratorio en número suficiente para caracterizar adecuadamente el material, por lo que en estos casos la información que se presenta se limita a algunos aspectos cualitativos.

En la página de presentación de cada capa geotécnica aparece un mapa de situación de las zonas de afloramiento, su clasificación geológica y una breve reseña de los lugares donde se pueden identificar en campo estos materiales.

Para cada unidad geotécnica se presenta la siguiente información:

- **Descripción litológica:** exposición detallada del aspecto y presentación de los materiales que componen la unidad geotécnica, para facilitar su identificación.
- **Características geotécnicas:** valor medio de cada parámetro geotécnico, con el rango de error para un nivel de confianza del 90%. Se aportan también correlaciones entre parámetros, con el valor del coeficiente R de Pearson como indicador de fiabilidad.
- **Riesgos geotécnicos:** posibilidad en la unidad geotécnica de asiento diferencial, alteración de los materiales, agresividad química al hormigón, descalce por arrastre de finos, deslizamiento de taludes y rozamiento negativo sobre pilotes.
- **Recomendaciones y aspectos constructivos:** intensidad necesaria en la campaña de reconocimiento geotécnico, con recomendaciones sobre la tipología de cimentación, nivel y tensión admisible sobre el nivel de cimentación, asiento asociado a la tensión admisible, obras de drenaje, técnicas de excavación de vaciados y necesidad de mejora del terreno.

CAPAS Y UNIDADES GEOTÉCNICAS DE LA BAHÍA DE SANTANDER							
LEYENDA GEOLOGICA					LEYENDA GEOTECNICA		
ERA	PERIODO	PISO		FORMACION	CAPA	UNIDAD GEOTECNICA	
CUATERNARIA	HOLOCENO			RELLENOS	A	A1 Suelo residual A2 Relleno antrópico	
				MARISMAS Y PLAYAS	B	B1 Fango oscuro B2 Arena fina	
CENOZOICA	1,5 millones años			Laguna estratigráfica	C	C1 Calcarenita C2 Dolomia blanca	
	PLIOCENO						
	MIOCENO						
	OLIGOCENO						
	EOCENO SUPERIOR	PRIABONIENSE	PEÑA SARIA ESTRADA SANCIBRIAN SAN JUAN				
	EOCENO MEDIO	BIARRITZCIENSE LUTECIENSE					
	EOCENO INFERIOR	CUISIENSE ILERDIENSE					
	PALEOCENO	THANETIENSE MONTIENSE DANIENSE					
	65 millones años						
	MESOZOICA	CRETACICO SUPERIOR	MAASTRICHTIENSE			CABO DE LATA	D
SUPERIOR			SARDINERO				
CAMPANIENSE MEDIO							
INFERIOR							
SANTONIENSE			Laguna estratigráfica	E	E1 Calcarenita amarilla		
CONIACIENSE							
SUPERIOR							
TURONIENSE MEDIO			SUANCES	F	F1 Arenisca micácea F2 Arena arcillosa F3 Arcilla pizarrosa		
INFERIOR							
CENOMANIENS MEDIO							
CRETACICO INFERIOR		ALBIENSE	SUPERIOR		REOCIN	G	G1 Arcilla anaranjada G2 Caliza masiva gris G3 Dolomia marrón
			MEDIO				
			INFERIOR				
		APTIENSE	CLANSAYENSE GARGASIENSE		CUCHIA CALIZAS DE SAN ESTEBAN CARANCEJA	H	H1 Caliza margosa H2 Lutita gris H3 Caliza arrecifal
			BEDOULIENSE SUPERIOR				
			BEDOULIENSE MEDIO				
			BEDOULIENSE INFERIOR				
		BARREMIENSE		VEGA DE PAS	I	I1 Lutita rojiza I2 Arenisca rojiza	
		HAUTERIVIENSE					
SUPERIOR							
VALANGINIENS		MEDIO		Laguna estratigráfica			
		INFERIOR					
		BERRIASIENSE					
		MALM					
JURASICO		DOGGER		SAN SALVADOR	J	J1 Marga negra J2 Dolomia negra	
		LIAS SUPERIOR					
TRIASICO		KEUPER	INFERIOR		RAOS	K	K1 Arcilla alterada K2 Arcillita abigarrada K3 Grava negra K4 Yeso masivo
205 millones años							

COLUMNA LITOLÓGICA DE LA BAHÍA DE SANTANDER		
CAPA	UD. GEOTECNICA	DESCRIPCION LITOLOGICA
A	A1 Suelo residual	RELLENOS Cobertera de suelo residual humífero y manto vegetal
	A2 Relleno antrópico	Relleno artificial antrópico muy reciente (siglos XIX y XX)
B	B1 Fango oscuro	MARISMAS Y PLAYAS Arcilla o limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y conchas
	B2 Arena fina	Arena limosa marrón o gris, fina, uniforme, con abundantes fragmentos de conchas
Laguna estratigráfica		Ausencia de sedimentación por elevación de la zona tras el Plegamiento Pirenaico y afloramiento de diapiros triásicos
C	C1 Calcarenita	CALCARENITAS TERCIARIAS Calcarenita de grano fino y caliza arenosa. Localmente con niveles arenosos y de glauconita
	C2 Dolomía blanca	Dolomía blanca microcristalina. Banco potente en la transición al Terciario
D	D1 Arcilla amarillenta	MARGAS Arcilla limosa amarillenta, procedente de la descalcificación de calizas margosas
	D2 Marga hojosa gris	Marga hojosa gris, con estratos intercalados muy finos de nódulos calcáreos, y calizas margosas
	D3 Caliza margosa gris	Caliza margosa gris, alternando con niveles de margas hojosas grises
Laguna estratigráfica		Ausencia de sedimentación por elevación del nivel del mar en la Transgresión Cenomaniense. Hardground 99: nivel ferruginoso pardo oscuro, por mineralización del techo calcarenítico del Cenomaniense Medio
E	E1 Calcarenita amarilla	CALCARENITAS CRETACICAS Calcarenita amarilla de grano grueso, dura, muy permeable, estratificada en bancos de 0,2 a 0,8 metros, con intercalaciones de margas hojosas y calizas nodulares
F	F1 Arenisca micácea	SUPRAURGONIANO Arenisca y calcarenita de grano fino, amarilla, blanquecina o gris, micácea, estratificada, con algún nivel calcáreo
	F2 Arena arcillosa	Arena arcillosa, micácea, fina y uniforme
	F3 Arcilla pizarrosa	Arcilla pizarrosa, arenosa, micácea
G	G1 Arcilla anaranjada	URGONIANO Arcilla arenosa anaranjada, muy plástica, procedente de la descalcificación de calizas arrecifales y dolomías
	G2 Caliza masiva gris	Caliza masiva gris clara, carstificada, con estructura de pináculos arrecifales
	G3 Dolomía marrón	Dolomía y caliza dolomítica marrón, muy dura y porosa, estratiforme, con mineralizaciones de hierro, zinc y plomo
H	H1 Caliza margosa	Caliza margosa y marga oscura, alternando en capas finas de 0,2 a 0,4 metros
	H2 Lutita gris	Secuencias de arenisca, lutita pizarrosa gris y marga
	H3 Caliza arrecifal	Caliza arrecifal micrítica, estratificada en bancos métricos, o bien calcarenitas cristalinas
I	I1 Lutita rojiza	FACIES WEALD Lutita rojiza, con intercalaciones de estratos finos de arenisca y niveles arenosos
	I2 Arenisca rojiza	Arenisca rojiza, ferruginosa, con intercalaciones de lutitas rojizas
Laguna estratigráfica		Ausencia de sedimentación por elevación de la zona tras el ascenso de diapiros triásicos de facies Keuper. El área de Santander se localiza en la margen norte de una nueva cuenca de sedimentación.
J	J1 Marga negra	JURÁSICO MARINO Alternancia fina de margocaliza gris y marga negruzca hojosa, con abundante materia orgánica y pirita
	J2 Dolomía negra	Dolomía negra y caliza gris
K	K1 Arcilla alterada	FACIES KEUPER Arcilla oscura, blanda, con materia orgánica e indicios de yeso
	K2 Arcillita abigarrada	Arcillita abigarrada roja o gris, dura, con gravas y pequeños bloques de yeso masivo, marga, caliza, dolomía negra, ofita
	K3 Grava negra	Dolomía negra, caliza y marga gris, fracturadas en grandes bloques y gravas
	K4 Yeso masivo	Yeso masivo varificado (blanco a negro), con vetas milimétricas y centimétricas de arcillita rojiza y gris

ESTADÍSTICOS DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS DE LA BAHÍA DE SANTANDER											
Estadísticos de las muestras	Identificación		Estado		Resistencia				Compresibilidad		
	IP (%)	LL (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	q_u (kPa)	c (kPa)	$tg\phi_{cr}$	N _{SPT}	C _c	C _s	c_v (cm ² /s)
B1 - FANGO OSCURO											
Tamaño de la muestra (n)	111	111	139	122	96	-	-	180	44	44	32
Valor medio muestral (X_m)	15,9	39,2	39,8	13,1	42,4	-	-	8	0,363	0,062	0,00036
Coefficiente de variación (v)	0,48	0,28	0,30	0,14	0,61	-	-	0,81	0,38	0,41	0,73
Función de distribución de probabilidad	Log-normal	Log-normal	Log-normal	Log-normal	Log-normal	-	-	Gamma	Normal	Normal	Log-normal
B2 – ARENA FINA											
Tamaño de la muestra (n)	-	-	34	-	-	-	-	258	-	-	-
Valor medio muestral (X_m)	-	-	27,6	-	-	-	-	28	-	-	-
Coefficiente de variación (v)	-	-	0,30	-	-	-	-	0,87	-	-	-
Función de distribución de probabilidad	-	-	Log-normal	-	-	-	-	Gamma	-	-	-
K1 – ARCILLA ALTERADA											
Tamaño de la muestra (n)	-	-	32	30	30	-	-	53	-	-	-
Valor medio muestral (X_m)	-	-	30,1	15,5	80,9	-	-	21	-	-	-
Coefficiente de variación (v)	-	-	0,40	0,17	0,48	-	-	0,62	-	-	-
Función de distribución de probabilidad	-	-	Gamma	Log-normal	Gamma	-	-	Gamma	-	-	-
K2 – ARCILLITA ABIGARRADA											
Tamaño de la muestra (n)	176	176	264	262	240	38	38	235	-	-	-
Valor medio muestral (X_m)	23,4	47,1	21,1	17,2	263	22,5	0,41	57	-	-	-
Coefficiente de variación (v)	0,35	0,24	0,32	0,11	0,62	0,65	0,18	0,51	-	-	-
Función de distribución de probabilidad	Log-normal	Log-normal	Log-normal	Log-normal	Log-normal	Gamma	Log-normal	Log-normal	-	-	-



CAPA A - RELLENOS	
ERA	CUATERNARIO
PERIODO	HOLOCENO
PISO	
FORMACIÓN	RELLENOS
AFLORAMIENTOS	Los rellenos artificiales pueden identificarse en las zonas llanas del arco Oeste de la Bahía, rías de Solía y Tijero, y en la Vaguada de Las Llamas. Una capa fina de tierra vegetal recubre los rellenos que no están sometidos a la erosión.

A1: Suelo residual

1.- Descripción litológica

Cobertera de suelo residual humífero y manto vegetal.

El clima húmedo de Santander favorece la rápida meteorización de los materiales a la intemperie. La actividad biológica transforma su capa superficial en un suelo edáfico (tierra vegetal).

2.- Características geotécnicas

La elevada porosidad y alto contenido en materia orgánica hace que este tipo de suelo sea inadecuado para recibir cargas de cimentación.

Se caracteriza por su baja resistencia al corte, elevada compresibilidad y progresiva descomposición de la materia orgánica.

Al ser un material de cobertera, de escaso espesor, siempre será objeto de desbroce y por tanto no tiene interés geotécnico.

3.- Riesgos geotécnicos

Las partículas fibrosas y alargadas de la materia orgánica actúan de lubricante del resto de partículas sólidas cuando son sometidas a esfuerzos tangenciales. En el caso de terraplenes cimentados sobre terrenos que no han sido cuidadosamente desbrozados se pueden producir fenómenos de reptación (desplazamiento lateral del terraplén bajo la acción de su propio peso).

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Estos suelos deben ser desbrozados minuciosamente, hasta una profundidad que garantice su completa eliminación (habitualmente en espesores de 20 a 30 cm).

Su altísimo contenido orgánico y la presencia de raíces vegetales le hacen inadecuado para recibir cualquier tipo de esfuerzo.

Sólo tiene interés su aprovechamiento en zonas verdes, jardines y alcorques.

A2: Relleno antrópico

1.- Descripción litológica

Relleno artificial antrópico muy reciente (siglos XIX y XX).

A pesar de su heterogeneidad, los rellenos de Santander pueden clasificarse en cuatro grupos según la naturaleza del material predominante:

a) Rellenos de escombros

Terrenos ganados al mar utilizando los escombros de la ciudad devastada por el gran incendio de 1941. Ocupan el actual frente marítimo (Jardines de Pereda).

b) Rellenos de arenas finas de dragado

Típicos de la zona portuaria. El proceso constructivo tradicional para ampliar la Zona de Servicio del Puerto consistía en la construcción de recintos cerrados con malecones o muros de ribera, impermeabilizados en el trasdós con mantos de arcilla de 2 metros de espesor, y posterior impulsión por tubería de arenas finas obtenidas del fondo del mar con dragas de succión en marcha.

En ensayos de apisonado Próctor Normal (NLT-107/76) realizados sobre arenas finas se ha obtenido un peso específico seco máximo de $15,6 \text{ kN/m}^3$ para una humedad óptima del 16,5%. Si la arena está suficientemente limpia (bajo contenido de finos), con un grado de compactación superior al 97% del máximo peso específico seco Próctor Normal, se alcanza sin dificultad un índice CBR superior a 20 (explanada de categoría E3 según el Pliego PG3 de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes).

c) Rellenos de escollera y escorias

Característicos de las zonas industriales y portuarias de Nueva Montaña y Raos. Con estos materiales se construyeron los malecones de los estanques de agua salada en la marisma de Raos para la refrigeración del tren de laminación de Nueva Montaña Quijano. Hoy día sólo queda un pequeño resto de estanque triangular al Sur de la Ciudad del Transporte ("Charca de Raos"). Una vez rellena la marisma, los antiguos diques han quedado enterrados bajo los nuevos pavimentos.

También se encuentra este tipo de relleno en los malecones de cierre del Espigón Central de Raos, en la plataforma de las antiguas carreteras de acceso a Santander, y en la traza del desaparecido ferrocarril que daba servicio al muelle concesionado de Nueva Montaña, en el Espigón Norte de Raos.

d) Rellenos arcillosos

En el arranque del Espigón Central de Raos, la entonces Junta de Obras del Puerto admitió todo tipo de vertidos arcillosos procedentes de excavaciones y vaciados de obras próximas. Estos rellenos no fueron compactados tras su vertido desde camión, ni se utilizaron técnicas de mejora del terreno para acelerar la consolidación de los limos fangosos subyacentes (marisma cuaternaria). En la actualidad no son aptos ni siquiera para recibir cargas de tráfico, por lo que deben ser mejorados en coronación.

2.- Características geotécnicas

Los rellenos antrópicos son muy heterogéneos, de diversa procedencia y tratamiento de vertido, por lo que una clasificación geotécnica global resultaría arriesgada y poco rigurosa.

Teniendo en cuenta los criterios de clasificación de suelos para terraplenes (art.330 del PG3), los rellenos de escombros (a) y los rellenos arcillosos (d) deben considerarse "suelos inadecuados".

Los rellenos hidráulicos con arenas finas de dragado (b) tienen unas características geotécnicas similares a las arenas finas de marisma (B2).

3.- Riesgos geotécnicos

Dada la heterogeneidad y deficiente compactación de los rellenos de escombros y arcillas, son más que probables los asentamientos diferenciales, descargas por arrastre de las partículas más finas en presencia de redes de filtración de agua, deslizamientos de taludes y rozamiento negativo sobre pilotes (salvo que se hayan sometido previamente a técnicas de compactación y consolidación). Estos riesgos no son extensibles a los rellenos de arenas finas, escolleras y escorias porque su granulometría uniforme les confiere un grado de compactación elevado mediante el simple vertido.

Los rellenos de escorias no suelen ser estables químicamente. Pueden presentar problemas importantes de expansividad si no se controla su granulometría, que debe ser suficientemente abierta. No obstante esa misma inestabilidad volumétrica provoca una imbricación tan alta entre sus partículas que las paredes de zanjas y vaciados de pequeña altura (2 a 3 metros) permiten taludes provisionales casi verticales. Así se ha comprobado al ejecutar las zanjas para el interceptor del saneamiento integral de la Bahía en la zona de Raos.

La agresividad química puede llegar a tener mucha importancia y debe tenerse muy presente en las cimentaciones sobre rellenos de arena procedentes de dragado, por su alto contenido en sales (cloruros y sulfatos).

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Las campañas geotécnicas sobre rellenos deben ser intensas, con abundantes puntos de prospección (sondeos y penetrómetros dinámicos) para determinar la profundidad del techo del primer sustrato capaz de recibir las cargas concentradas de una cimentación profunda.

En el caso de que los rellenos se vean sometidos a cargas uniformes importantes que pudieran provocar post-compactación, e incluso consolidación, será necesario estimar su resistencia al corte sin drenaje para valorar el rozamiento negativo. En este caso también se debe colocar tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

Sobre los rellenos de escombros y arcillas no son admisibles las cimentaciones superficiales. Sólo cuando el contenido de finos es inferior al 50%, es decir, cuando predomina el material arenoso, se podrían transmitir tensiones netas de trabajo reducidas (no mayores de 50 kPa) si no hay riesgos humanos ni materiales, ya que los asentamientos diferenciales serán incontrolables y en general elevados. En el caso de los escombros se pueden producir roturas por reblandecimiento de los bordes de las partículas cerámicas, sobre todo si el material permanece bajo el nivel freático.

Sobre arenas finas de dragado con una fracción reducida de arcilla o limo (inferior al 20%) pueden admitirse cimentaciones superficiales siempre que la obra no sea

comprometida y las tensiones netas transmitidas sean de pequeña magnitud (del orden de 100 kPa). En este caso, se recomienda:

- Mejorar y regularizar el nivel de apoyo para reducir la influencia de las variaciones laterales de calidad del relleno y repartir las tensiones de pico transmitidas por la estructura sobre el nivel de cimentación.
- Diseñar cimentaciones continuas (vigas corridas) o losas con suficiente rigidez a flexión para compensar la pérdida de homogeneidad y el asiento por fallos o defectos locales.
- Diseñar estructuras isostáticas, para eliminar los esfuerzos inducidos por los asientos diferenciales de los apoyos.

En las estructuras que transmiten al nivel de cimentación cargas importantes (ej: silos, naves con puente grúa, tinglados portuarios, etc.), se recomienda la cimentación profunda mediante grupos de pilotes, atravesando los rellenos hasta conseguir su empotramiento en el primer sustrato de natural duro. Para cimentaciones con menores cargas, o espesores de relleno muy reducidos (3 ó 4 metros), podrían utilizarse micropilotes, e incluso puede compensar económicamente la sustitución completa del relleno por material granular de cantera, uniforme y compactado.

Las paredes de las excavaciones y vaciados ejecutados en material de relleno serán en general inestables, y deben entibarse.



CAPA B - MARISMA	
ERA	CUATERNARIO
PERIODO	HOLOCENO
PISO	
FORMACIÓN	MARISMA
AFLORAMIENTOS	Los depósitos de marisma pueden reconocerse en los fondos de las rías, en la antigua marisma de Raos (bajo los rellenos antrópicos), en las dársenas del Puerto y en la Vaguada de Las Llamas. Las arenas se localizan en la costa abrigada de playas y en la flecha del Puntal de Somo, pero también aparecen depósitos de arena importantes en el fondo del canal general de navegación y en los páramos de Pedreña y Elechas.

B1: Fango oscuro

1.- Descripción litológica

Arcilla y limo arenoso oscuro (aspecto de fango), fétido, con “pasadas” de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas.

Suele presentarse en niveles acuñados, a modo de lentejones. Son frecuentes los estratos de turba de espesores métricos, uniformes, en disposición horizontal.

En los Muelles de Maliaño se han identificado niveles turbosos entre las cotas -17 y -21 respecto al “cero del puerto”, es decir, a 23 metros de profundidad bajo la coronación de los muelles.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$79,5 \pm 2,2$
% Límite líquido:	$39,2 \pm 1,7$
% Índice de plasticidad:	$16,0 \pm 1,2$
Clasificación S.U.C.S.:	CL - ML/OL

Más del 80% de las partículas gruesas ($\# > 80\mu\text{m}$) son arenas finas y uniformes (partículas de tamaño inferior a 0,40 mm).

Relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido, expresados en %:

$$\text{IP} = 0,56.(\text{LL} - 11,00) \quad (\text{R}=0,81)$$

Los fangos con alto contenido orgánico (OL-OH) aumentan su límite líquido y su límite plástico un porcentaje similar. El resultado es la elevación del límite líquido mientras el índice de plasticidad se mantiene prácticamente constante. Esta es la razón de que la línea de ajuste del índice de plasticidad en la Carta de Casagrande reduzca su pendiente en cuanto aumenta el porcentaje de materia orgánica.

b) Estado

% Humedad natural:	$39,8 \pm 1,7$
Índice de poros:	$1,05 \pm 0,06$
Peso específico seco (kN/m^3):	$13,1 \pm 0,3$
Permeabilidad (cm/s):	$10^{-7} - 10^{-8}$

La humedad natural se aproxima al límite líquido, es decir, el índice de fluidez suele estar próximo a la unidad ($\text{IF} = (\text{w-LP})/\text{IP} = 1$). Por tanto su estado físico es fluido, con consistencia blanda a muy blanda.

El índice de poros medio también está próximo a la unidad, lo que significa que el volumen de huecos es similar al volumen sólido y por tanto cabe esperar una gran compresibilidad.

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,10.w + 0,0370 \quad (R=0,98)$$

El suelo se encuentra saturado en estado natural.

Peso específico medio de las partículas sólidas:

$$\gamma_s = 27,0 \text{ kN/m}^3$$

Los fangos son materiales formados recientemente, que en su corta historia geológica no han estado sometidos a una sobrecarga permanente superior a la actual. Por tanto se trata de un suelo normalmente consolidado (NC). Solo algunas zonas de marisma, rellenadas recientemente, puedan encontrarse en un proceso de consolidación. En cualquier caso se trata de depósitos que nunca han estado sometidos a cargas importantes y por consiguiente su peso específico seco es muy bajo (el más bajo entre todos los suelos de la Bahía de Santander).

El índice CBR rara vez supera el valor de 3 y su contenido de materia orgánica frecuentemente es mayor del 2%, por lo que debe clasificarse como “suelo inadecuado” según el Pliego PG3 para obras de carreteras y puentes.

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	42 ± 4
Cohesión (kPa):	0
Angulo de rozamiento crítico:	29° ± 1°
Índice N_{SPT} :	8 ± 1

Relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte con vanette:

$$q_u = 1,28.c_u \text{ (vanette)} \quad (R=0,77)$$

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje (kPa):

$$c_u \in [1/2.q_u, c_u(v)] = [42/2, 42/1,28] = [20, 30]$$

d) Compresibilidad edométrica

Índice de compresión:	0,363 ± 0,035
Índice de hinchamiento:	0,062 ± 0,006
Coeficiente consolidación (cm^2/s):	3,6.10⁻⁴ ± 0,8.10⁻⁴

Estimación del índice de compresión:

$$C_c = 0,040 + 0,084.LL \quad (R=0,51)$$

Estimación del índice de hinchamiento:

$$\begin{aligned} C_s &= 0,17.C_c & (R=0,79) \\ C_c / C_s &= 6 \\ C_s &= 0,212.w^{1,481} & (R=0,65) \end{aligned}$$

Estimación del coeficiente de consolidación (cm^2/s):

$$c_v = 11 \cdot 10^{-5} / C_c \quad (R=0,60)$$

En los depósitos de fangos las pasadas de arena fina actúan como pequeñas capas drenantes que aceleran bastante la consolidación respecto a los valores medios estimados en los ensayos edométricos, ya que estos suelen realizarse habitualmente sobre las muestras más cohesivas.

e) Composición química

% Materia orgánica (MO):	3,44 ± 0,53
% Sulfatos ($\text{SO}_4^{=}$):	[0 , 5,58]

Se aprecian tremendas dispersiones en la composición.

Cuando atendiendo a los valores de LL e IP el material se clasifica como limo, existe una probabilidad alta de que realmente se trate de un suelo orgánico (OL-OH).

Las muestras con elevada concentración de sulfatos probablemente correspondan a suelos mezclados con las arcillas alteradas de la facies Keuper (K1).

f) Composición mineralógica

Composición característica de las arcillas y limos fangosos de la marisma de Raos:

Sílice:	50%
Arcillas (illita, caolinita) (*):	30%
Calcita:	10%
Dolomita:	4%
Feldespatos:	<5%
Yeso:	<1% (trazas)

(*) Cuando el límite líquido es alto predomina la illita.

g) Concentración de metales pesados

La serie característica de metales pesados contenidos en los fangos de la Bahía de Santander, ordenada de mayor a menor concentración, es la siguiente:

$$\text{Zn} > \text{Pb} > \text{Cu} > \text{Cr} > \text{Ni} > \text{Cd} > \text{Hg} > \text{As}$$

Se sobrepasan los niveles de contaminación moderada en los contenidos de **plomo**, **cadmio** y **mercurio**, con concentraciones entre el 150% y el 200% del “nivel de acción 1” (valor de referencia para determinar la necesidad de programas de vigilancia ambiental en los vertidos al mar de material dragado, según las “Recomendaciones para la gestión del material dragado” del CEDEX). Ocasionalmente se detectan concentraciones elevadas de zinc, policlorobifenilos (PCB's), hidrocarburos aromáticos (PAH's) y carbono orgánico total (COT⁺).

3.- Riesgos geotécnicos

De entre todas las unidades geotécnicas de Santander, el fango oscuro de marisma es el

material menos denso, más húmedo, más blando y más consolidable. Presenta la mínima consistencia (blanda a muy blanda), con un índice de fluidez muchas veces superior a la unidad.

La variación local del contenido arenoso, y la presencia de niveles entrecruzados de arenas finas, pueden provocar asentos diferenciales importantes y tiempos de consolidación muy dispares según la zona. Cuando se compruebe que el material es limoso y al mismo tiempo presenta bastante materia orgánica ($MO > 4\%$), se tratará seguramente de un suelo orgánico (OL-OH), con un riesgo añadido de asentos por consolidación secundaria.

El grado de ataque a los hormigones es “severo” por su contenido de sulfatos, superior muchas veces al 0,50%.

Localmente puede contener niveles muy plásticos, con alto riesgo de deslizamientos ($\phi < 25^\circ$).

La alta compresibilidad origina rozamientos negativos y empujes laterales sobre pilotes cuando actúan sobrecargas uniformes directas sobre el terreno natural (por ejemplo rellenos para elevar la cota de urbanización, o acopios de materiales).

La presencia de metales pesados en concentraciones importantes se debe, en su mayor parte, a los sedimentos sólidos aportados por vertidos directos a la Bahía desde colectores de saneamiento. El dragado y posterior vertido al mar de estos sedimentos requiere técnicas de gestión y vigilancia ambiental, de acuerdo con la Ley de Puertos y de la Marina Mercante.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Las campañas geotécnicas en las zonas de marisma deben ser intensas en cuanto a puntos de prospección (sondeos y penetrómetros dinámicos) para evaluar el espesor de los fangos. Los ensayos mecánicos se centrarán fundamentalmente en compresiones simples, triaxiales y edómetros. Es importante valorar el contenido de materia orgánica para sopesar el riesgo de consolidación secundaria.

Se recomiendan cimentaciones profundas con pilotes prefabricados de hormigón compacto y cemento resistente a los sulfatos y al agua de mar. Los recubrimientos de armaduras no deben ser inferiores a 70 mm.

Aun cuando la tensión admisible permitiera una cimentación superficial, resulta de alto riesgo esta tipología por el elevado índice de compresión y el alto contenido en materia orgánica del suelo. Además, las variaciones de la fracción arenosa aumentan la probabilidad de asentos diferenciales importantes, incluso ante cargas reducidas.

En cimentaciones con pilotes, afectadas por sobrecargas uniformes verticales sobre la superficie del terreno (rellenos, acopios de materiales pesados, etc.), se produce el fenómeno de “rozamiento negativo”. Cabe considerar su atenuación por tratamiento del pilotaje. Algunas opciones como el revestimiento de butilo (en pilotes in situ) o la pintura

con betún en caliente (en pilotes prefabricados) pueden reducir las cargas de rozamiento negativo a entre la mitad y la cuarta parte.

Las sobrecargas verticales importantes, también pueden transmitir empujes laterales sobre los pilotes. Entonces será necesario su dimensionamiento a flexión.

Cuando sea necesario ejecutar rellenos sobre fangos, se recomienda controlar el espesor de las tongadas para evitar la rotura plástica, y controlar también la consolidación. Las técnicas de mejora del terreno con drenes verticales más precarga suelen dar resultados adecuados, pero no hasta el punto de que una vez consolidado se admita una tipología de cimentación superficial.

Aunque las arcillas y limos fangosos suelen tener una ligera cohesión debida a las sobrecargas por descensos del nivel freático, en los cálculos a largo plazo se recomienda considerarla nula: $c=0$, ya que se trata de un material normalmente consolidado (NC), que no ha estado sometido a sobrecargas superiores a las actuales, en el que difícilmente se pueden imaginar enlaces físico-químico que aporten cohesión.

La ejecución de zanjas y vaciados importantes es delicada. Localmente pueden aparecer niveles de fango con ángulos de rozamiento bajísimos, inferiores incluso a $\phi_{cr}=20^\circ$ si el índice de plasticidad es elevado.

En el diseño de taludes y muros de contención conviene cierta prudencia a la hora de estimar el ángulo de rozamiento. Se recomienda elegir un valor suficientemente conservador, del orden de $\phi_{cr}=20^\circ$.

B2: Arena fina

1.- Descripción litológica

Arena limosa marrón o gris, fina, uniforme, con abundantes fragmentos de conchas.

La arena se encuentra bastante limpia en las playas y en la zona más activa del canal principal de navegación. En la marisma aparece en forma de pasadas o lentejones entre niveles de fangos, y presenta mayores contenidos de finos. Con frecuencia se identifican algunas capas finas de arena muy enriquecidas en conchas de moluscos.

Los depósitos arenosos de marisma son típicos de los antiguos canales de drenaje (paleocauces), donde la velocidad de la corriente de marea vaciante (entre pleamar y bajamar) permitía la sedimentación de las arenas y mantenía en suspensión los limos y arcillas fangosos. Este razonamiento conduce a identificar los fondos arenosos con el medio más energético. En la zona de aguas exteriores a la Bahía, próximos a la costa de playas, sus fondos están constituidos por arenas debido a la alta energía de las corrientes litorales y de oleaje.

En la investigación geofísica del canal de navegación se comprobó que los fondos arenosos se mantienen aproximadamente hasta la Playa de Los Peligros (bocana del puerto). Más hacia el interior, a partir del Promontorio de San Martín, la energía del

medio se reduce drásticamente, disminuye la velocidad de las corrientes de marea y se produce la sedimentación de limos y arcillas.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$18,7 \pm 2,2$
Plasticidad:	No plástico
Clasificación S.U.C.S.:	SC - SM

El 85% de la arena es fina y uniforme. Las partículas más gruesas corresponden en realidad a fragmentos de conchas.

Ensayos de plasticidad sobre muestras limosas:

% Límite líquido:	$30,2 \pm 4,3$
% Índice de plasticidad:	$10,0 \pm 3,0$

b) Estado

% Humedad natural:	$27,6 \pm 2,4$
Peso específico seco (kN/m^3):	$14,4 \pm 0,7$
Permeabilidad (cm/s):	10^{-2}

A pesar de que el peso específico seco es algo superior al del fango (B1), en términos absolutos sigue siendo muy bajo. Se debe a que también se trata de un depósito reciente desde el punto de vista geológico, que no ha estado sometido a sobrecargas permanentes de nuevas sedimentaciones.

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,08.w + 0,0433 \quad (R=0,92)$$

Las arenas se encuentran saturadas.

Peso específico medio de partículas sólidas:

$$\gamma_s = 23,1 \text{ kN/m}^3$$

Se han realizado ensayos de apisonado Próctor Normal (NLT-107/76) sobre los dos tipos de arenas: marrones y grises. En las primeras se ha obtenido un peso específico seco máximo de $15,4 \text{ kN/m}^3$ y en las segundas de $15,9 \text{ kN/m}^3$, con una humedad óptima en ambos casos del 15,5%.

Una pequeña diferencia de densidad a favor de la arena gris (3,5% superior a la arena marrón) también se refleja en sus pesos específicos aparentes en estado suelto (NLT-156/72), obteniéndose para la arena gris un peso específico aparente de $12,9 \text{ kN/m}^3$ y para la arena marrón de $12,5 \text{ kN/m}^3$. En ambos casos, el peso específico natural por vertido es del orden del 81% del máximo peso específico seco Próctor Normal. En su estado natural, el grado de compactación medio aumenta hasta valores en el intervalo [85%, 95%].

c) Resistencia

Cohesión (kPa):	0
Angulo de rozamiento crítico:	$39^\circ \pm 5^\circ$
Índice N_{SPT} :	28 ± 3

Aunque el ángulo de rozamiento medio haya resultado elevado, debe tenerse en cuenta que procede de una muestra de ensayos triaxiales reducida. En los cálculos geotécnicos conviene ser más prudente con este valor.

Con el fin de analizar la posible variación del ángulo de rozamiento con la compacidad de la arena, se han realizado ensayos triaxiales CU sobre muestras SPT de arenas grises con golpes N_{SPT} en el intervalo (10, 50). Los resultados, después de preparar probetas con diferentes pesos específicos secos, fueron los siguientes:

$\gamma_d = 14,3 \text{ kN/m}^3$:	$\phi = 33^\circ$
$\gamma_d = 15,6 \text{ tkNm}^3$:	$\phi = 33^\circ$
$\gamma_d = 15,8 \text{ kN/m}^3$:	$\phi = 32^\circ$

Esto significa que con grados de compactación entre el 90% y el 100% del máximo peso específico seco Próctor Normal, el ángulo de rozamiento de la arena prácticamente permanece constante entre 32 y 33°. Por tanto, una valor recomendado para el ángulo de rozamiento interno de la arena podría ser $\phi_{cr}=33^\circ$.

d) Compresibilidad edométrica

El módulo edométrico obtenido con la expresión de Webb ($E_{edom} \text{ (MPa)} = 0,4.(N_{SPT}+5)$) oscila entre 5 MPa para las arenas de compacidad floja y 25 MPa en las arenas más densas. Para el valor medio $N_{SPT} = 28$ se puede asignar un módulo edométrico de 13 MPa.

e) Composición química

% Materia orgánica (MO):	$0,87 \pm 0,21$
% Sulfatos ($SO_4^{=}$):	$0,24 \pm 0,24$

La composición química no presenta tanta variación como en las arcillas y limos fangosos (B1). Los contenidos de materia orgánica y sulfatos, aunque inferiores, siguen siendo importantes.

f) Composición mineralógica

Composición típica de las arenas silíceas de la marisma de Raos:

Sílice:	75%
Arcillas (illita):	<5%
Calcita:	15%
Dolomita:	3%
Feldespatos:	3%

En la composición de las arenas del Puntal de Somo descende el contenido de sílice y

aumenta notablemente el de calcita, lo que prueba que su origen es diferente:

Sílice:	46%
Alúmina:	0,2%
Calcita:	53%
Oxido férrico:	0,1%

g) Composición del agua freática

SO ₄ ⁼ :	2.810 mg/l
Mg ⁺⁺ :	1.410 mg/l
Ca ⁺⁺ :	480 mg/l
Cl ⁻ :	20.000 mg/l
Na ⁺ :	11.100 mg/l
K ⁺ :	400 mg/l

3.- Riesgos geotécnicos

El grado de ataque al hormigón debido a la presencia de sulfatos es variable. La agresividad es “despreciable” cuando no se supera el 0,10%. Sin embargo, es posible un grado de ataque “considerable” cuando los sulfatos oscilan entre el 0,20 y 0,50%.

En cuanto al agua freática, el contenido de sulfatos es muy elevado (supera los 2.000 mg/l), por lo que puede estimarse una agresividad “severa” al hormigón.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Se recomienda un reconocimiento geotécnico exhaustivo, que permita comprobar que las características de la arena se mantienen o mejoran al menos hasta una profundidad “3B” medida bajo el nivel de cimentación, siendo “B” el ancho de la cimentación. Esta comprobación conviene realizarla en términos de compacidad mediante pruebas de penetración estándar (SPT) o mediante penetrómetros dinámicos Borros ($N_B \sim N_{SPT}$).

Una vez realizada la excavación, resultará interesante estimar sobre el nivel de cimentación su coeficiente de balasto con ensayos de carga con placa (norma UNE 7-391-75). La posición del nivel freático, medida en tubos piezométricos colocados en el interior de los sondeos, es esencial para la estimación de la densidad de la arena y el cálculo de la tensión admisible.

Se considera adecuada la cimentación superficial directa, previa colocación de una capa granular uniforme para el reparto de las tensiones de pico transmitidas por la cimentación.

Para el caso de zapatas y vigas continuas se recomienda situar el nivel de apoyo a una profundidad (D_f) superior a la anchura de la cimentación (B).

El hormigón de la cimentación debe ser compacto, fabricado con cemento resistente al agua de mar y a los sulfatos. Se cuidará su dosificación y puesta en obra para garantizar la máxima compacidad. Para proteger las armaduras de la estructura enterrada se recomiendan recubrimientos de 70 mm.



CAPA C - CALCARENITAS TERCIARIAS

ERA	CENOZOICA – MESOZOICA
PERÍODO	EOCENO INFERIOR - PALEOCENO - CRETACICO SUPERIOR
PISO	[CUISIENSE - ILERDIENSE] - [THANETIENSE - MONTIENSE - DANIENSE] - [MAASTRICHTIENSE - CAMPANIENSE SUPERIOR]
FORMACIÓN	[PEÑA SARIA - ESTRADA] - [SANCIBRIAN - SAN JUAN] – [CABO DE LATA]
AFLORAMIENTOS	Zona norte de Santander, desde Cueto hasta la costa cantábrica. En la transición al Cenozoico se puede observar un banco de dolomías al Oeste de Cabo Mayor, en el lugar denominado “Fuente de la Sirena”. Este acantilado es muy utilizado para la práctica de escalada precisamente por la seguridad de la roca.

C1: Calcarenita

1.- Descripción litológica

Calcarenita de grano fino (micrítica) y caliza arenosa. Localmente con niveles arenosos y de glauconita.

Se encuentra carstificada y está acompañada de suelos residuales (arcillas arenosas de descalcificación).

2.- Características geotécnicas

Debido a la naturaleza rocosa del material no suelen realizarse reconocimientos geotécnicos para el cálculo de cimentaciones y por tanto no se dispone de ensayos que permitan su caracterización. Desde el punto de vista geotécnico, estas rocas pueden asimilarse a las calizas arrecifales del Complejo Urganiano (G2). Como diferencia fundamental, sus arcillas de descalcificación son mucho más arenosas que las arcillas anaranjadas procedentes de las calizas urgonianas (G1).

3.- Riesgos geotécnicos

Los riesgos geotécnicos son los propios de las calizas carstificadas: colapso por fracturas de la roca, deslizamiento de bloques en los taludes de excavaciones, pérdida de finos en los suelos residuales por la acción de redes subterráneas de filtración (arrastres de las arcillas de descalcificación) y asentamientos diferenciales en cimentaciones no homogéneas debido a los apoyos desiguales sobre zonas de arcillas arenosas y sobre el techo de las calcarenitas.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Dada la naturaleza rocosa del material, las campañas geotécnicas pueden ser reducidas. No obstante, conviene realizar varias catas para valorar la meteorización, carstificación y fracturación de la roca. Con algún sondeo se puede caracterizar su calidad en profundidad con el parámetro RQD y se pueden obtener muestras de testigo para realizar ensayos de compresión simple. Se debe colocar tubo piezométrico para determinar la posición del nivel freático.

Los valores del parámetro RQD suelen ser muy bajos (inferiores a 25) por lo que la tensión admisible sobre la roca fracturada, en cimentaciones con zapatas aisladas, no debiera superar 1 MPa. En caso de que se detecten bolsas de arcilla blanda, serán necesarios pozos de cimentación o la sustitución de este material por rellenos granulares de cantera, gruesos, limpios y uniformes, con una reducción de la tensión máxima admisible hasta valores inferiores a 400 kPa.

En la planta afectada por la cimentación pueden aparecer zonas arenosas o arcillosas de diferente espesor, compresibilidad y consistencia. Por esta razón, cuando no se pueda alcanzar el sustrato rocoso en todos los apoyos de la estructura es recomendable la cimentación corrida con una sección T invertida (muro sobre viga), que proporciona una

extraordinaria rigidez a flexión y reduce considerablemente el riesgo de asientos diferenciales por fallos locales del nivel de cimentación. En este caso, se recomienda no superar una tensión admisible de 200 kPa.

A pesar de la fracturación de la calcarenita, su carácter masivo dificulta la ripabilidad y complica la preparación del nivel de cimentación. No es habitual cajear la calcarenita sino regularizar su techo y cimentar directamente sobre él a profundidades más bien escasas (0,5 a 1 metro). Este procedimiento tan poco ortodoxo obliga a la disposición y cuidado de una red de drenaje para mantener el nivel freático suficientemente bajo, controlar las fluctuaciones de humedad y, sobre todo, canalizar el agua de escorrentía para evitar el arrastre de finos bajo las cimentaciones en época de lluvia intensa.

C2: Dolomía blanca

1.- Descripción litológica

Dolomía blanca microcristalina (banco potente en la transición del Cretácico Superior al Cenozoico).

2.- Características geotécnicas

Constituye un banco de roca sana y compacta, poco alterada, de resistencia muy superior a las calizas margosas subyacentes y a las calcarenitas terciarias suprayacentes.

No se dispone de ensayos que permitan su caracterización geotécnica, pero globalmente puede considerarse una roca sana, muy dura, con RQD>75, capaz de soportar presiones de contacto superiores a 10 MPa.



CAPA D - MARGAS CRETÁICAS

ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO SUPERIOR
PISO	CAMPANIENSE MEDIO E INFERIOR - SANTONIENSE - CONIACIENSE - TURONIENSE SUPERIOR Y MEDIO
FORMACIÓN	SARDINERO
AFLORAMIENTOS	Flanco sur del Sinclinal Santillana – San Román, desde Piquío hasta la Fuente de la Sirena. Corresponde a la franja localizada entre la Vaguada de Las Llamas y Cueto.

D1: Arcilla amarillenta

1.- Descripción litológica

Arcilla limosa amarillenta, procedente de la descalcificación de calizas margosas.

Se trata de un suelo residual formado por la alteración de afloramientos margosos cretácicos.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	84,9 $\pm$ 14,0
% Límite líquido:	62,1 $\pm$ 15,5
% Índice de plasticidad:	33,3 $\pm$ 13,5
Clasificación S.U.C.S.:	CH

Relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido, expresados en %:

$$IP = 0,86.(LL - 23,13) \quad (R=0,99)$$

Prácticamente toda la fracción gruesa está constituida por arenas finas (partículas de tamaño inferior a 0,40 mm).

Con diferencia presentan el mayor límite líquido e índice de plasticidad de entre todos los suelos de Santander, por lo que cabe esperar una elevada compresibilidad, superior a la de las arcillas de descalcificación de las calizas arrecifales. A medida que el límite líquido desciende, el material se hace más limoso (ML).

b) Estado

% Humedad natural:	31,7 $\pm$ 5,0
Índice de poros:	~ 0,82
Peso específico seco (kN/m^3):	15,1 $\pm$ 1,3

La humedad natural suele aproximarse bastante al límite plástico, con un índice de fluidez prácticamente nulo. Por tanto su estado físico habitual es semisólido (en el intervalo plástico), caracterizado por una consistencia firme (equivalente a una resistencia a compresión entre 100 y 200 kPa). Sin embargo, en el fondo de los cauces de drenaje aumenta la humedad hasta valores próximos al límite líquido, lo que da lugar a una consistencia blanda (resistencia a compresión inferior a 50 kPa).

El índice de poros medio es bastante elevado, próximo a la unidad, por lo que cabe esperar una compresibilidad importante.

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,09.w + 0,0386 \quad (R=0,96)$$

El suelo se encuentra prácticamente saturado.

Peso específico medio de partículas sólidas:

$$\gamma_d = 25,9 \text{ kN/m}^3$$

c) Resistencia

Compresión simple (kPa): **143 ± 29**

Índice N_{SPT} : **25 ± 10**

Relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte con vanette:

$$q_u = 1,44 \cdot c_u \text{ (vanette)} \quad (R=0,84)$$

Estimación de la resistencia media al corte sin drenaje:

$$c_u \in [1/2 \cdot q_u, c_u(v)] = [143/2, 143/1,44] = [70, 100] \text{ (kPa)}$$

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje en función del índice de fluidez:

$$c_u \text{ (kPa)} = 70,3 / e^{1,30 \cdot IF} \quad (R=-0,90)$$

De acuerdo con la expresión anterior, la dispersión de humedades provoca una variación de consistencia entre blanda ($c_u < 20$ kPa para $IF > 1$) y firme ($c_u > 70$ kPa para $IF < 0$).

d) Compresibilidad edométrica

Índice de compresión: **~ 0,308**

Índice de hinchamiento: **~ 0,070**

Coeficiente consolidación (cm^2/s): **~ $2,3 \cdot 10^{-4}$**

La compresibilidad es muy elevada, aunque inferior a la de los fangos oscuros de marisma (B1). Sin embargo su coeficiente de consolidación es inferior y por tanto se esperan procesos de asiento más lentos.

e) Composición química

No se dispone de ensayos de caracterización química.

3.- Riesgos geotécnicos

Su alta compresibilidad puede provocar asientos diferenciales en cimentaciones con apoyos simultáneos en las arcillas de descalcificación y en las margas.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Son materiales muy plásticos, inadecuados para recibir cargas directas, y por tanto deben eliminarse por completo bajo el nivel de cimentación.

D2: Marga hojosa gris

1.- Descripción litológica

Marga hojosa gris, con estratos intercalados muy finos de nódulos calcáreos y calizas margosas.

En la región de Cantabria la marga cretácica se denomina popularmente “cayuela”.

El buzamiento medio de la estratificación hacia el NW es del orden de 40° y va descendiendo a medida que nos desplazamos hacia el NE, donde el efecto del empuje radial del diapiro triásico de la Bahía va perdiendo intensidad.

2.- Características geotécnicas

Los reconocimientos geotécnicos sobre esta roca blanda son escasos. No obstante se dispone de algunos ensayos de resistencia:

Compresión simple (MPa): **10,5 ± 3,7**

A pesar de esta resistencia media, los valores más bajos pueden estar en torno a 2 MPa y los más altos alcanzan los 30 MPa. En cualquier caso se comprueba que todas las roturas se producen a favor de planos de estratificación, a veces deslizando sobre pátinas arcillosas, lo que explica la enorme dispersión de resultados.

3.- Riesgos geotécnicos

Se trata de materiales muy meteorizables y de rápida descomposición en cuanto entran en contacto con la atmósfera y el agua. El aumento de humedad los transforma en una pasta gris, blanda y deleznable.

Cuando se saturan los niveles arcillosos más blandos se puede producir el deslizamiento plano de estratos de marga en taludes con la estratificación favorable (en su misma dirección).

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

La campaña geotécnica adecuada, capaz de aportar el mayor grado de información, consiste en la ejecución de zanjas continuas, en la dirección del buzamiento, para ir cortando e identificando los distintos estratos. De esta forma se obtendrá un conocimiento adecuado de la potencia y disposición de las secuencias de materiales y se descubrirán los niveles arcillosos más blandos que pueden convertirse en planos de deslizamiento. El estudio geotécnico se completará con algún sondeo para obtener muestras inalteradas en los distintos niveles identificados en las zanjas, sobre las que se podrán realizar ensayos de compresión simple y triaxial en las intercalaciones arcillosas. Es fundamental introducir tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

La naturaleza rocosa del material permite una tipología de cimentación superficial con zapatas aisladas, pero debido a su naturaleza hojosa y a la posible presencia de niveles blandos alterados, conviene no aplicar tensiones demasiado elevadas. Sobre la marga o cayuela se han obtenido resultados satisfactorios con tensiones admisibles de 400 a 600 kPa, siempre que se sanee adecuadamente el nivel de cimentación para evitar falsos apoyos sobre arcillas de descalcificación (D1) o sobre margas demasiado alteradas.

Es posible que en algunos casos se detecten depresiones importantes rellenas de suelos residuales alterados o arcillas de descalcificación (D1). En estos casos debe valorarse la

posibilidad de extraer el material en su totalidad y aprovechar la excavación para construir sótanos. Si la potencia de la arcilla es excesiva (más de 3 ó 4 metros), no cabe otra solución que la cimentación profunda mediante micropilotes, o incluso pilotes si la profundidad crece en exceso.

Las paredes y el fondo de las excavaciones deben protegerse rápidamente para evitar la descomposición de las margas. Las excavaciones no deben estar demasiado tiempo abiertas, por lo que se recomienda evitar las demoras en la fase de cimentación y eliminar el material alterado por el ambiente.

Debe controlarse la dirección de la estratificación para evitar deslizamientos a favor de los niveles arcillosos saturados, sobre todo bajo el nivel freático. En taludes definitivos con la misma dirección que los estratos puede ser necesario un gunitado para proteger el material de la meteorización y mantener su estabilidad a largo plazo. De no tomarse este tipo de medidas preventivas cabe esperar problemas importantes por descomposición de la marga y deslizamientos planos, sobre todo en épocas de lluvia intensa.

D3: Caliza margosa gris

1.- Descripción litológica

Caliza margosa gris, alternando con niveles de margas hojosas grises.

El contenido de carbonato cálcico de la marga aumenta considerablemente, y con él la dureza y estabilidad de la roca.

2.- Características geotécnicas

Compresión simple (MPa): **32,5 ± 14,6**

La caliza margosa más sana puede llegar a superar 50 MPa de resistencia a compresión simple en zonas sin defectos.

3.- Riesgos geotécnicos

Presenta los mismos problemas de inestabilidad de taludes que las margas (D2), debido a la intercalación de estratos blandos de arcillas y margas hojosas.

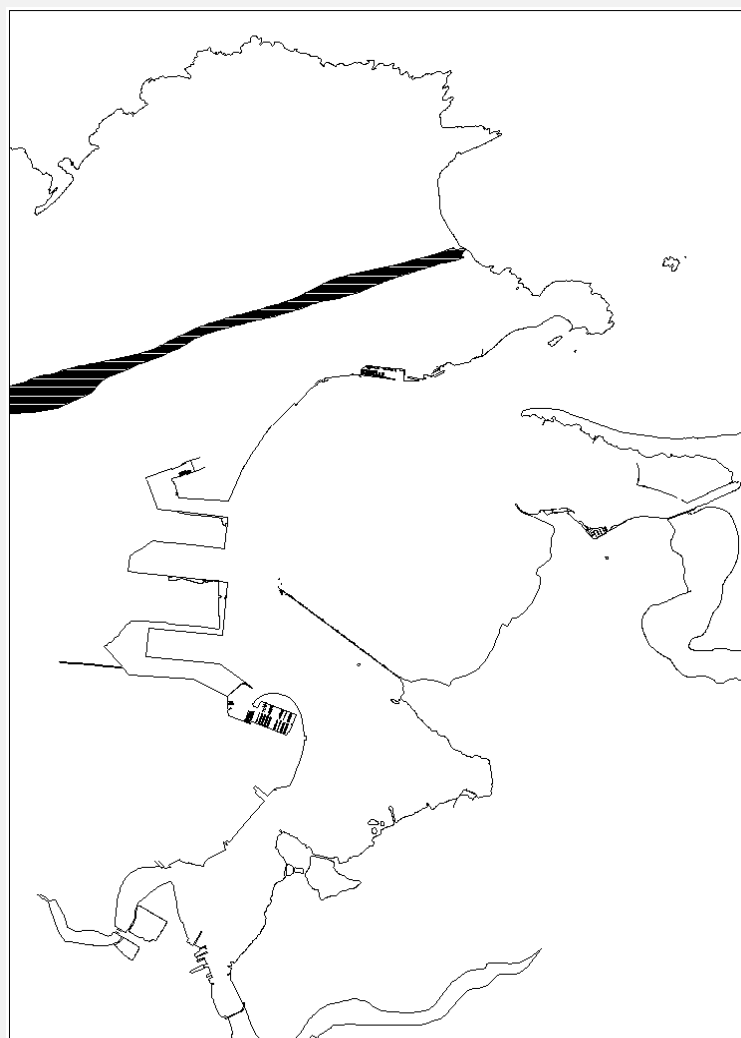
4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

En las campañas geotécnicas interesa descubrir sobre todo el buzamiento de la estratificación, los espesores de cada secuencia, la identificación y localización de los niveles más arcillosos, y la posición del nivel freático. Para ello, la técnica más aconsejable será la ejecución de zanjas continuas de reconocimiento, realizadas con una retroexcavadora en la dirección del buzamiento, para ir cortando todos los estratos. Con algún sondeo se obtendrán valores del parámetro RQD y muestras inalteradas de roca (testigos parafinados) para estimar su resistencia a compresión simple. Debe colocarse tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

Es adecuada una tipología de cimentación superficial con zapatas aisladas, y tensiones admisibles elevadas. Sin embargo la presencia de las intercalaciones de margas hojosas requiere cierta prudencia, por lo que se recomienda no superar tensiones del orden de 2 MPa.

Debe prestarse una atención especial a los taludes con estratificación a favor (en la misma dirección que el talud), y por tanto con mayor riesgo de deslizamiento plano.

En obras de edificación deberán diseñarse los muros de contención de forma que puedan soportar el empuje de posibles cuñas de deslizamiento, movilizadas sobre pátinas arcillosas saturadas de humedad.



CAPA E - CALCARENITAS CRETÁICAS

ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO SUPERIOR
PISO	CENOMANIENSE MEDIO E INFERIOR
FORMACIÓN	ALTAMIRA
AFLORAMIENTOS	Se localiza en una franja estrecha entre la C/General Dávila y la Avenida de Los Castros. En la costa se identifica en Piquío, clara muestra de su naturaleza más dura y resistente a la erosión comparada con los materiales subyacentes (supraurgonianos) y suprayacentes (margas del Cretácico Superior).

E1: Calcarenita amarilla

1.- Descripción litológica

Calcarenita amarilla de grano grueso (esparítica), dura, muy permeable, estratificada en bancos de 0,2 a 0,8 metros.

Se trata de un material detrítico, silíceo, cementado con carbonatos. Está muy fracturado y carstificado, con una superficie superior irregular y cuñas rellenas de arcilla de descalcificación.

2.- Características geotécnicas

No se dispone de ensayos que permitan una caracterización geotécnica intensiva.

La calidad del macizo oscila entre muy mala y excelente según las zonas.

Toda la capa funciona como un acuífero, por lo que son frecuentes las surgencias de agua al cortar la capa freática durante la ejecución de vaciados.

3.- Riesgos geotécnicos

A los riesgos geotécnicos típicos de las arcillas de descalcificación que suelen acompañar a las calcarenitas, se añaden los propios de la estratificación. Por tanto son posibles los asentamientos diferenciales en aquellas cimentaciones con apoyos en diferentes niveles de materiales, y deslizamientos planos de los estratos en taludes con la misma dirección que la estratificación.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Las campañas geotécnicas no necesitan demasiada intensidad. Interesa sobre todo obtener el buzamiento y dirección de la estratificación, los espesores de las secuencias, y la identificación de los niveles más arcillosos y blandos. Para ello, la técnica aconsejable es la ejecución de zanjas continuas con retroexcavadora, en la dirección del buzamiento, para ir cortando sus distintos niveles. Se recomienda la ejecución de algún sondeo para obtener muestras inalteradas a fin de realizar ensayos de compresión simple y triaxial sobre los niveles más blandos.

Es adecuada una tipología de cimentación superficial con zapatas arriostradas, siempre que en el nivel de cimentación se eliminen completamente las arcillas de descalcificación y se asegure el apoyo homogéneo de la estructura en los estratos rocosos sanos. La tensión admisible estará gobernada fundamentalmente por la resistencia de los niveles más blandos, es decir, por las intercalaciones de arcillas y margas hojosas, por lo que se recomienda no superar tensiones admisibles de 200 a 600 kPa según su estado y condiciones de drenaje.

En los vaciados se necesitan medios mecánicos de arranque, e incluso pequeñas voladuras para aumentar la fracturación de los estratos calcareníticos más duros.

E2: Marga hojosa amarilla

1.- Descripción litológica

Marga hojosa amarillenta o gris, arenosa, intercalada entre bancos de calcarenita.

2.- Características geotécnicas

No se dispone de ensayos que permitan su caracterización geotécnica.



CAPA F - COMPLEJO SUPRAURGONIANO

ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO SUPERIOR - CRETÁCICO INFERIOR
PISO	CENOMANIENSE INFERIOR – ALBIENSE
FORMACIÓN	SUANCES - LAS PEÑOSAS
AFLORAMIENTOS	Franja entre las alineaciones de la C/Cisneros y la C/General Dávila, aunque se pueden encontrar coluviones de esta formación prácticamente hasta la C/San Fernando debido a deslizamientos de ladera. En la playa del Camello se observa la serie supraurgoniana del flanco sur del Sinclinal Santillana-San Román. El afloramiento del Alto de Maliaño delimita el borde sur del diapiro de la Bahía de Santander.

F1: Arenisca micácea

1.- Descripción litológica

Arenisca y calcarenita de grano fino, amarilla, blanquecina o gris, micácea, estratificada, con algún nivel calcáreo, muy alterada.

En el Sinclinal Santillana - San Román los buzamientos hacia el NW oscilan entre 45^a y 70^a. Son mayores en la zona occidental por la influencia del empuje compresivo radial del diapiro triásico de la Bahía.

En los materiales albienses son frecuentes entre la arenisca otros niveles, de arenisca más arcillosa y arcillas bituminosas (con materia orgánica). Las distintas litologías se alternan con espesores muy variables, entre 0,5 y 5 metros aproximadamente. En general se trata de una roca blanda, formada por arenisca feldespática, con poco cuarzo y un bajo grado de cementación, por lo que se descompone fácilmente en arena fina.

Se pueden distinguir dos tipos de discontinuidades. Las primeras coinciden con los contactos entre los estratos de arenisca coherente y los estratos de la arenisca y limolita más blanda y alterable. Un segundo tipo de anisotropía aparece dentro de cada estrato, donde es frecuente una laminación paralela marcada por la repetición de niveles milimétricos de arenas finas sobre los que se depositan láminas delgadas de arcillas o niveles de micas.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos (# < 80µm):	24,3 ± 5,4
Plasticidad:	No plástico

El grado de alteración de la arenisca es tan elevado que la rotación de la corona de la batería de sondeo es suficiente para romper su cementación, recuperándose el testigo como arena fina y suelta. Esta es la razón de que se disponga de análisis granulométricos sobre la arenisca disgregada.

Prácticamente la totalidad de la arena es fina (tamaño inferior a 0,40 mm). Cabe destacar la repetibilidad de su granulometría, que puede encajarse en un huso granulométrico estrecho.

b) Estado

% Humedad natural:	16,7 ± 16,1
Peso específico seco (kN/m ³):	20,7 ± 4,5

c) Resistencia

Compresión simple (MPa):	[0 , 60,2]
Cohesión (kPa):	~ 0
Angulo de rozamiento crítico:	~ 36°

Índice N_{SPT} :	98 ± 2
RQD:	0 a 35

La estratificación y laminación de la arenisca provoca una tremenda dispersión en la resistencia a compresión simple, con roturas planas a favor de los estratos. En general, y dado su grado de alteración, no es fácil superar 1 MPa de resistencia a compresión. Por tanto la arenisca estará realmente en la frontera entre una arena muy densa ligeramente cementada y una roca blanda.

En la prueba de penetración estándar (SPT) el valor más frecuente es el “rechazo” ($N_{SPT}=100$). Sin embargo, cuando coinciden niveles poco cementados o arcillosos, se obtienen valores en el entorno de $N_{SPT}=80$. Esta es la razón de que en la estadística sobre una población reducida de muestras no se alcance un valor medio de rechazo.

El bajo índice RQD es otra prueba de la alterabilidad de la arenisca y su escasa resistencia mecánica.

d) Compresibilidad edométrica

Teniendo en cuenta su naturaleza de roca blanda, la compresibilidad es despreciable para niveles de tensiones inferiores a los de rotura.

e) Composición química

No hay indicios de que este material pueda ser agresivo al hormigón.

f) Composición mineralógica

La presencia de partículas de mica constituye el elemento identificativo fundamental del Complejo Supraurgoniano.

3.- Riesgos geotécnicos

La pequeña potencia de los estratos, y la variación de sus características resistentes, puede ser causa de asentamientos diferenciales si el nivel de tensiones es demasiado elevado o si el nivel de cimentación está constituido por zonas de distinta naturaleza y comportamiento (areniscas, arenas y arcillas).

Debido a la escasa cementación del material y su permeabilidad, el desvío hacia él de corrientes subterráneas de agua puede alterar su estructura, con riesgo de pérdida de cohesión y posterior arrastre de finos. Cuando los edificios colindantes son muy antiguos existe el riesgo de descalce de la cimentación.

Los niveles y estratos limolíticos o arcillosos son planos débiles de deslizamiento, que pueden provocar la inestabilidad de taludes en las excavaciones cuando éstas se realizan bajo el nivel freático.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

La campaña geotécnica no necesita demasiada intensidad. Los sondeos geotécnicos para la obtención de muestras inalteradas deben complementarse con zanjas continuas

en la dirección del buzamiento para cortar la serie estratigráfica afectada por la obra e identificar sus unidades geotécnicas. No se descarta que entre estos materiales puedan aparecer algunos estratos calcáreos o bancos de margocaliza. Se debe colocar tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

La tipología de cimentación puede ser superficial. Sin embargo existe una probabilidad muy alta de que la cimentación afecte a la vez a las distintas unidades geotécnicas del Complejo Supraurgoniano (areniscas, arenas y arcillas), con lo que el riesgo de asientos diferenciales debe evitarse con vigas continuas suficientemente rígidas y tensiones admisibles prudentemente reducidas (no conviene superar la tensión admisible de 100 kPa). Si se garantiza que todo el nivel de cimentación corresponde a niveles sanos de areniscas o arenas, podrá incrementarse hasta 200 kPa.

La deformabilidad de la arenisca es despreciable, pero pueden producirse asientos diferenciales por descalce del nivel de apoyo debido al arrastre de finos por corrientes subterráneas de agua. En conjunto los materiales supraurgonianos son muy permeables por la presencia de niveles arenosos y arenisca alterada. Por consiguiente las obras de drenaje para proteger la zona de cimentación y desviar los flujos de agua se convierte en un aspecto constructivo fundamental.

La arenisca es fácilmente ripable (excavable con medios mecánicos), por lo que la ejecución de vaciados es sencilla, aunque se insiste en que pudiera aparecer algún banco calcáreo duro que requiera del uso del martillo picador o incluso de explosivos.

Durante la ejecución de muros-pantalla en zona urbana se recomiendan arriostramientos provisionales con cerchas metálicas en lugar de anclajes, porque la perforación de estos últimos bajo el nivel freático favorece la filtración de agua hacia el vaciado, con el consiguiente riesgo de descalce de las cimentaciones próximas por arrastres de finos bajo su nivel de apoyo.

F2: Arena arcillosa

1.- Descripción litológica

Arena arcillosa, micácea, fina y uniforme.

La identificación es muy sencilla por la enorme cantidad de mica que contiene.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	30,7 $\pm$ 4,3
% Límite líquido:	21,0 $\pm$ 2,7
% Índice de plasticidad:	3,4 $\pm$ 3,8
Clasificación S.U.C.S.:	SC

Las arenas son finas y uniformes. Prácticamente el 90% de las partículas gruesas son

arenas finas (tamaño inferior a 0,40 mm). Las partículas gruesas se identifican como arenisca alterada (granos cementados).

El límite líquido y el índice de plasticidad corresponden a muestras con un contenido de finos superior al 30%. Para porcentajes inferiores el material debe considerarse “**no plástico**”.

b) Estado

% Humedad natural:	20,4 ± 3,9
Peso específico seco (kN/m ³):	16,7 ± 0,6

El peso específico seco es bastante elevado, como corresponde a la arena de un depósito antiguo (más de 100 millones de años) que ha estado sometido en su historia geológica a sobrecargas verticales superiores a las actuales.

c) Resistencia

Cohesión (kPa):	~ 0
Angulo de rozamiento crítico:	~ 31°
Índice N _{SPT} :	55 ± 19

La escasez de ensayos de compresión triaxial impide obtener el rango más probable de la cohesión y ángulo de rozamiento.

El ángulo de rozamiento crítico puede estimarse a partir del Índice N_{SPT}. Sin embargo el valor medio obtenido no es apropiado porque está afectado por los valores de rechazo en niveles areniscosos (el rechazo se ha cuantificado en el análisis estadístico como N_{SPT}=100). Si se eliminan estos resultados para caracterizar exclusivamente la arena, resultaría aproximadamente un valor medio **N_{SPT}=30**, con un intervalo de variación (10, 60) que corresponde a una arena de compacidad media a densa. Para los valores máximos del intervalo, en el entorno de N_{SPT}=60, puede estimarse el ángulo de rozamiento: $\phi_{cr} = 20^\circ + 5 \cdot \ln(N_{SPT}) = 40^\circ$

Para los valores mínimos, en el entorno de N_{SPT}=10, el ángulo de rozamiento estará en el entorno de: $\phi_{cr} = 20^\circ + 5 \cdot \ln(N_{SPT}) = 31^\circ$.

d) Compresibilidad edométrica

El módulo edométrico obtenido con la expresión de Webb ($E_{edom}(\text{MPa}) = 0,4 \cdot (N_{SPT} + 5)$) oscila entre 5 MPa para las arenas sueltas o flojas y 25 MPa en las arenas más densas. Para el valor medio N_{SPT}=30 se puede asignar un módulo edométrico de 14 MPa.

e) Composición química

Su origen geológico justifica la presencia ocasional de niveles orgánicos y arcillas pizarrosas o bituminosas.

3.- Riesgos geotécnicos

La pequeña potencia de los bancos de arena, y su alternancia con niveles más duros

(areniscas) y más blandos (arcillas), puede provocar asientos diferenciales si el nivel de tensiones es elevado.

Las corrientes subterráneas pueden alterar su estructura, con riesgo de descalces por arrastre de finos. La ejecución de muros-pantalla que interceptan redes de filtración y represan el agua, elevan el nivel freático en su trasdós y desvían la corriente hacia zonas que antes no habían sido afectadas por flujos de agua, con el consiguiente riesgo geotécnico de descalce de cimentaciones.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

La campaña geotécnica no necesita demasiada intensidad. Interesa sobre todo obtener valores del Índice N_{SPT} en sondeos geotécnicos y complementar el reconocimiento con zanjas continuas, en la dirección del buzamiento, para cortar la serie supraurgoniana e identificar la secuencia de unidades geotécnicas que pueden afectar a la cimentación. Se debe colocar tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

Es posible una tipología de cimentación superficial. Si se elige una profundidad y ancho adecuado de zapata, la tensión admisible por limitación de asientos (1") varía entre 100 kPa en las arenas sueltas y 500 kPa en las arenas muy densas. Sin embargo existe una probabilidad alta de que la cimentación afecte a la vez a otras unidades del Complejo Supraurgoniano (areniscas y arcillas), con lo que el riesgo de asientos diferenciales aumentará con toda seguridad si se diseña la cimentación con tensiones admisibles demasiado elevadas. Se recomienda adaptar el nivel de tensión a las características resistentes del nivel más débil, constituido por las arcillas pizarrosas (F3). Conviene utilizar una tipología de zapatas arriostradas, o de vigas continuas suficientemente rígidas, limitando la tensión admisible a 100 kPa, salvo garantía absoluta de que todo el nivel de cimentación se realiza sobre los bancos de arenas o areniscas, en cuyo caso puede elevarse a 200 kPa.

Aunque los asientos debidos a la compresibilidad del material son reducidos, pueden producirse descalces de la cimentación por pérdidas de material o arrastres de finos por la acción de flujos de agua desviados de su curso natural. Se trata de materiales muy permeables en su conjunto, y por consiguiente son necesarias obras de drenaje para proteger la cimentación mediante la canalización de las corrientes subterráneas de agua.

En la ejecución de muros-pantalla se recomiendan arriostramientos provisionales con cerchas metálicas en lugar de anclajes, para que las perforaciones bajo el nivel freático no abran vías de agua hacia el vaciado. Estas pantallas suponen un riesgo importante para las estructuras del entorno si interceptan redes de filtración y provocan desvíos del curso de agua hacia otras zonas. Por consiguiente es fundamental un estudio hidrológico para evitar alteraciones de este tipo. En último caso se recomiendan redes de drenaje que recojan toda el agua represado en el trasdós de la pantalla y, bordeándola, la reconduzcan hasta su antiguo cauce subterráneo.

F3: Arcilla pizarrosa

1.- Descripción litológica

Arcilla pizarrosa, arenosa, micácea.

En comparación con los niveles de lutitas rojizas de la facies Weald (I1), facies también detrítica, las arcillas pizarrosas o bituminosas del Complejo Supraurgoniano presentan rasgos identificativos que permiten diferenciarlas con claridad:

- Tonos amarillentos, blanquecinos o grises
- Mayor contenido en micas
- Mayor límite líquido (LL > 30%)
- Mayor índice de plasticidad (IP > 10%)
- Mayor humedad natural (w > 15%)
- Menor peso específico seco ($\gamma_d < 20 \text{ kN/m}^3$)

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos (# < 80µm):	79,2 ± 9,6
% Límite líquido:	35,9 ± 5,6
% Índice de plasticidad:	17,1 ± 3,4
Clasificación S.U.C.S.:	CL

Las partículas gruesas están constituidas por arenas de todos los tamaños (gruesas, medias y finas), en una granulometría continua.

El límite líquido y el índice de plasticidad reflejan que se trata de arcillas de media plasticidad.

b) Estado

% Humedad natural:	20,5 ± 7,5
Peso específico seco (kN/m^3):	17,5 ± 2,1

Aunque la humedad presenta bastante dispersión, el índice de fluidez se mantiene próximo a IF=0. Por tanto el estado de la arcilla es semisólido y su consistencia firme.

El peso específico seco es bastante elevado, debido a la sobreconsolidación.

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	139 ± 94
Cohesión (kPa):	[0 , 23]
Angulo de rozamiento interno:	28° ± 6°
Índice N_{SPT} :	23 ± 8

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u = 202 / e^{6.w} \quad (R=-0,96)$$

$$c_u = 0,45.e^{0,28.\gamma_d} \quad (R=0,96)$$

(c_u en kPa, w en tanto por uno y γ_d en kN/m^3)

d) Compresibilidad edométrica

No se dispone de ensayos edométricos. No obstante, teniendo en cuenta la sobreconsolidación, las capas drenantes de arenas (F2) y areniscas (F1), y el pequeño espesor de estos niveles, no son esperables asientos de magnitud importante, aunque sí suficientes para provocar daños en las estructuras hiperestáticas si se transmiten al nivel de cimentación tensiones elevadas.

e) Composición química

% Materia orgánica (MO): $\sim 4,43$

El origen geológico presupone la presencia ocasional de niveles orgánicos y arcillas pizarrosas o bituminosas.

3.- Riesgos geotécnicos

Los niveles de arcilla pizarrosa del Complejo Supraurgoniano tienen menor consistencia y mayor deformabilidad que los niveles de arenas y areniscas que le acompañan en la serie secuencial. Por tanto, la diferencia de naturaleza y comportamiento mecánico puede provocar asientos diferenciales si las tensiones transmitidas al nivel de cimentación son elevadas.

En condiciones de saturación, la arcilla pizarrosa se convierte en un plano de deslizamiento de bloques de arenisca a favor de la estratificación.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

La campaña geotécnica no necesita ser intensa. Interesa obtener muestras inalteradas de la arcilla en sondeos geotécnicos o calicatas. Se debe complementar el reconocimiento con zanjas continuas en la dirección del buzamiento para cortar la serie supraurgoniana e identificar la secuencia de unidades geotécnicas que afectarán a la cimentación.

Es posible una tipología de cimentación superficial. No conviene superar tensiones admisibles de 50 kPa. Con frecuencia la cimentación afecta al mismo tiempo a las distintas unidades geotécnicas del Complejo Supraurgoniano (areniscas, arenas y arcillas), con lo que el riesgo de asientos diferenciales se produciría con toda seguridad si se diseña la cimentación con tensiones superiores a la indicada. Conviene utilizar una tipología de vigas continuas, suficientemente rígidas, para contrarrestar los defectos locales de consistencia.



CAPA G - COMPLEJO URGONIANO SUPERIOR

ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO INFERIOR
PISO	ALBIENSE INFERIOR - APTIENSE SUPERIOR (CLANSAYENSE Y GARGASIENSE)
FORMACIÓN	REOCÍN
AFLORAMIENTOS	Las dolomías y calizas arrecifales carstificadas son típicas del casco histórico de la ciudad de Santander, en la franja entre las alineaciones de la C/Alta y la C/Cisneros, aunque la zona más al norte suele aparecer recubierta por coluviones de materiales supraurgonianos (capa F) que han deslizado ladera abajo.

G1: Arcilla anaranjada

1.- Descripción litológica

Arcilla arenosa anaranjada, muy plástica, procedente de la descalcificación de calizas arrecifales y dolomías.

Se trata de suelos residuales que rellenan cunas entre los pináculos de las calizas arrecifales, y los fondos de grietas y cavernas cársticas. También son habituales recubriendo el techo de la roca, con espesores típicos de 1 a 5 metros.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	71,1 $\pm$ 8,4
% Límite líquido:	45,3 $\pm$ 9,4
% Índice de plasticidad:	21,5 $\pm$ 5,2
Clasificación S.U.C.S.:	CL - CH

Relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido, expresados en %:

$$IP = 0,54.(LL - 5,70) \quad (R=0,97)$$

En la fracción gruesa predominan las arenas finas (tamaño inferior a 0,40 mm), aunque también se identifican arenas medias y gruesas, e incluso una pequeña fracción de gravillas (tamaño superior a 5 mm).

Las muestras de alto límite líquido son más limosas, y se aprecia un ligero incremento del contenido orgánico.

b) Estado

% Humedad natural:	33,1 $\pm$ 5,8
Índice de poros:	$\sim$ 1,02
Peso específico seco (kN/m^3):	14,8 $\pm$ 1,1

La humedad natural se encuentra en el intervalo plástico, con el índice de fluidez entre 0 y 1. Este estado semisólido provoca consistencias variables, de media a firme (equivalentes a una resistencia al corte sin drenaje entre 25 y 100 kPa).

El índice de poros y el peso específico seco se mantienen en el orden de magnitud típico de arcillas de descalcificación (índice de poros próximo a la unidad y peso específico seco en el entorno de 15 kN/m^3).

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,08.w + 0,0426 \quad (R=0,98)$$

El material está saturado en su estado natural.

Peso específico medio de partículas sólidas:

$$\gamma_s = 23,5 \text{ kN/m}^3$$

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	63 ± 25
Cohesión (kPa):	[0 , 27]
Angulo de rozamiento crítico:	28° ± 5°
Índice N _{SPT} :	11 ± 5

Relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte con vanette:

$$q_u = 1,05.c_u \text{ (vanette)} \quad (R=0,81)$$

Estimación de la resistencia media al corte sin drenaje:

$$c_u \in [1/2.q_u, c_u(v)] = [63/2, 63/1,05] = [31, 60] \text{ (kPa)}$$

Los ensayos de resistencia al corte sin drenaje con vanette reflejan valores muy altos en comparación con la resistencia a compresión simple. Se debe a que la fracción arenosa facilita el drenaje y una rápida pérdida de cohesión durante el ensayo de compresión.

Aunque se puede estimar cierta cohesión para esfuerzos tangenciales reducidos, la arcilla de descalcificación es un suelo residual reciente, normalmente consolidado (NC). Por tanto conviene adoptar para la cohesión el valor **c=0**.

d) Compresibilidad edométrica

No se dispone de ensayos edométricos. Estos suelos residuales suelen eliminarse y retirarse a vertedero por su pésimo comportamiento debido a su elevada compresibilidad. No obstante pueden estimarse los siguientes parámetros:

Índice de compresión:	$C_c = 0,300$
Índice de hinchamiento:	$C_s = 0,026$

e) Composición química

% Materia orgánica (MO):	0,61 ± 0,62
% Sulfatos (SO ₄ ²⁻):	[0 , 0,20]

El contenido orgánico, incluso no siendo excesivo, suele ir asociado a elevados incrementos de los límites líquido y plástico.

3.- Riesgos geotécnicos

Los riesgos geotécnicos son los propios de las arcillas de descalcificación: deslizamiento de bloques de caliza por rotura a cortante de la arcilla entre juntas, pérdida de finos por la acción de redes subterráneas de filtración, y asentos diferenciales en cimentaciones con apoyos simultáneos en las arcillas y en la roca.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Son materiales plásticos y compresibles, inadecuados para recibir cargas directas de cimentación. Deben eliminarse por completo bajo el nivel de cimentación.

Cuando se localizan entre los pináculos de roca senos tan profundos rellenos de arcilla que no es posible la limpieza del material, conviene realizar un saneo en el espesor que se pueda y sustituir la arcilla por material granular grueso y uniforme, de cantera (tamaño rajón). Aún en estas condiciones la deformabilidad en estas zonas será muy superior a la que se produce en aquellas otras con apoyo directo sobre la roca. Por esta razón se recomienda en estos casos la utilización de vigas continuas suficientemente rígidas a flexión (sección T invertida), transmitiendo tensiones suficientemente bajas (inferiores a 50 kPa). En estructuras de mayor responsabilidad, que requieran transmitir cargas concentradas importantes, no quedará más remedio que el empleo de grupos de micropilotes hasta alcanzar la roca sana.

G2: Caliza masiva gris

1.- Descripción litológica

Caliza masiva gris clara, carstificada, con estructura de pináculos arrecifales de rudistas, corales y algas.

Las cavidades cársticas pueden tener dimensiones métricas. Los bloques fracturados aparecen envueltos por las arcillas plásticas de descalcificación (G1).

Las fracturas suelen estar rellenas de calcita o de arcilla, y presentan superficies estilolíticas, lo que favorece la rotura por estos planos de debilidad.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

Roca masiva muy carstificada.

b) Estado

% Humedad natural:	[0 , 1,4]
Peso específico seco (kN/m ³):	25,8 ± 0,8

Cuando el peso específico seco supera 27 kN/m³ suele tratarse realmente de una dolomía, y su resistencia a compresión simple será también bastante elevada (normalmente superior a 50 MPa).

c) Resistencia

Compresión simple (MPa):	45,2 ± 9,6

La resistencia a compresión es muy alta (entre 10 y 80 MPa), lo que corresponde a una roca que se puede clasificar como dura.

El RQD medio se sitúa alrededor de 50-60 (calidad regular).

d) Deformabilidad

Despreciable en el rango normal de tensiones transmitidas por una cimentación.

e) Composición química

No hay indicios de agresividad al hormigón.

3.- Riesgos geotécnicos

Los riesgos geotécnicos son los propios de la caliza carstificada: colapso por fracturas de la roca y deslizamiento de bloques envueltos en arcilla residual saturada en los taludes de las excavaciones.

Su elevada permeabilidad de conjunto, debida a la intensa fracturación, favorece las redes de filtración de agua subterránea. Si se desvía su curso hacia zonas no afectadas por las corrientes pueden provocar arrastres de arcillas arenosas de descalcificación y problemas de descalce bajo las cimentaciones.

En edificios antiguos no es extraño encontrar zapatas apoyadas indistintamente sobre la caliza masiva (G2) y sobre las arcillas de descalcificación (G1). Cuando se realiza una excavación colindante a un edificio, además del riesgo de modificación de la red de filtración, se elimina la sobrecarga lateral del terreno sobre el nivel blando de la cimentación, y por tanto se produce una alteración del estado de equilibrio que puede provocar asentamientos diferenciales y daños en la estructura. Pero además de este tipo de deformaciones plásticas, pueden producirse deslizamientos de bloques y riesgo de colapso de pilares apoyados sobre ellos.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Los reconocimientos geotécnicos deben ser intensos, sobre todo para garantizar la inexistencia de cavidades cársticas y arcillas de descalcificación bajo el nivel de apoyo de las cargas concentradas. Deberán realizarse catas suficientes y penetrómetros dinámicos para evaluar la potencia del suelo residual del techo, y sondeos que permitan caracterizar la fracturación de la roca mediante el parámetro RQD. Sobre testigos parafinados se realizarán ensayos de compresión simple. Se debe colocar tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

El valor medio RQD=50 refleja una calidad media o regular de la roca, por lo que no se recomienda superar una tensión admisible de 5 MPa sobre el techo de la roca fracturada.

Debido a su dureza y carácter masivo, se trata de rocas difícilmente ripables. Su fracturación provoca bajos rendimientos en el uso de explosivos, resultando más efectiva la microvoladura o el empleo de morteros expansivos.

La carstificación origina una permeabilidad muy alta en el conjunto del macizo, con la consiguiente dificultad en las excavaciones bajo el nivel freático debido a las abundantes filtraciones de agua. El conocimiento de la posición del nivel freático resulta fundamental en la ejecución de sótanos. Se deben evitar los anclajes en los muros-pantalla de garajes porque las perforaciones conectan las cavidades cársticas entre sí y alteran los cursos naturales de la red de filtración. Crean nuevos caminos de salida del agua hacia

el vaciado, a través del propio taladro, con arrastres importantes de arcillas arenosas de descalcificación (G1), con el consiguiente riesgo de descalce de las cimentaciones próximas. La solución recomendable consiste en la utilización de cerchas metálicas como arriostramiento provisional de las pantallas hasta la construcción de los forjados que actuarán como elementos de anclaje definitivo.

En excavaciones colindantes con edificios cimentados superficialmente debe contemplarse la ejecución previa de pantallas de micropilotes para inmovilizar el subsuelo. De esta forma se consigue estabilizar los bloques sueltos y se contiene lateralmente la descompresión y fluencia plástica de la arcilla de descalcificación.

G3: Dolomía marrón

1.- Descripción litológica

Dolomía y caliza dolomítica marrón, muy dura y porosa, estratiforme, con mineralizaciones de hierro (Fe), zinc (Zn) y plomo (Pb).

Es típica de los niveles de techo del Complejo Urganiano.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

Al igual que la caliza masiva arrecifal (G2), aparece muy carstificada. Su contenido de carbonato magnésico es muy variable.

b) Estado

% Humedad natural:	0,17 ± 0,24
Peso específico seco (kN/m ³):	27,0 ± 0,2

El contenido de carbonato magnésico le confiere un peso específico superior al de la caliza masiva gris (G2). Este es el parámetro más claro para identificar esta unidad geotécnica, que además implica un aumento de la resistencia a compresión simple por encima de 50 MPa.

c) Resistencia

Compresión simple (MPa):	87 ± 14

La resistencia a compresión es muy alta (entre 50 y 150 MPa), lo que corresponde a una roca que se puede clasificar como dura.

El RQD medio se sitúa alrededor de 50-60 (calidad regular).

A efectos prácticos, sus propiedades, riesgos geotécnicos, recomendaciones y aspectos constructivos pueden considerarse similares a los definidos para la caliza masiva gris (unidad geotécnica G2).



CAPA H - COMPLEJO URGONIANO INFERIOR	
ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO INFERIOR
PISO	APTIENSE INFERIOR (BEDOULIENSE SUPERIOR, MEDIO E INFERIOR)
FORMACIÓN	CUCHÍA – CALIZAS DE SAN ESTEBAN – CARANCEJA
AFLORAMIENTOS	Zonas de Pontejos y Pedreña.

H1: Caliza margosa

1.- Descripción litológica

Caliza margosa y marga oscura, alternando en capas finas de 0,2 a 0,4 metros.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

Roca blanda estratificada.

b) Estado

Peso específico seco (kN/m^3): **$24,6 \pm 0,5$**

c) Resistencia

Compresión simple (MPa): **$14,9 \pm 7,7$**

La resistencia a compresión está afectada por roturas a favor de los planos de estratificación. De aquí que los valores sean bastante bajos, en discordancia con el contenido de carbonato cálcico.

3.- Riesgos geotécnicos

Presenta problemas de inestabilidad de taludes cuando la estratificación es favorable al deslizamiento.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

En las campañas geotécnicas interesa conocer el buzamiento de la estratificación. En los sondeos se obtendrán valores del parámetro RQD y muestras inalteradas de roca (testigos parafinados) para estimar su resistencia a compresión simple.

Es adecuada una tipología de cimentación superficial con zapatas aisladas y tensiones admisibles elevadas. Sin embargo la estratificación y alterabilidad de la roca requiere cierta prudencia, por lo que se recomienda no superar tensiones del orden de 2 MPa.

Debe prestarse atención a los taludes con estratificación a favor (en la misma dirección que el talud), y por tanto con mayor riesgo de deslizamientos planos.

En las obras de edificación deberán diseñarse los muros de contención de forma que puedan soportar el empuje de posibles cuñas de deslizamiento.

H2: Lutita gris

1.- Descripción litológica

Secuencias de arenisca, lutita pizarrosa y marga.

Corresponde a una secuencia de materiales detríticos entre los materiales carbonatados típicos del Complejo Urganiano.

2.- Características geotécnicas

Se trata de depósitos terrígenos intermitentes, en un ambiente sedimentario similar al del Complejo Supraurgoniano, y por tanto con características geotécnicas también similares a las de la Capa F.

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$78,8 \pm 26,9$
% Límite líquido:	$30,4 \pm 5,7$
% Índice de plasticidad:	$10,8 \pm 4,2$
Clasificación S.U.C.S.:	CL

b) Estado

% Humedad natural:	$13,1 \pm 19,2$
Peso específico seco (kN/m^3):	$21,8 \pm 2,3$

c) Resistencia

Compresión simple (MPa):	$4,6 \pm 4$
Índice N_{SPT} :	[0 , 52]

La resistencia a compresión es muy variable y depende del peso específico seco. Para pesos específicos secos superiores a $22,5 \text{ kN/m}^3$ (margas) se obtienen resistencias superiores a 1 MPa. Sin embargo también se identifican lutitas con pesos específicos secos inferiores a $17,5 \text{ kN/m}^3$ y resistencias menores de 100 kPa.

d) Composición química

% Materia orgánica (MO):	$1,35 \pm 1,23$
% Sulfatos ($\text{SO}_4^{=}$):	~ 0

El contenido de materia orgánica es bastante elevado en los niveles más pizarrosos.

3.- Riesgos geotécnicos

Los niveles de margas son meteorizables y se descomponen en cuanto permanecen un tiempo prolongado en contacto con la atmósfera y el agua. El aumento de humedad transforma la marga en una pasta gris, blanda y deleznable.

Cuando se saturan los niveles de margas y lutitas se puede producir el deslizamiento plano de estratos en los taludes con la estratificación favorable (en su misma dirección).

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Una campaña geotécnica adecuada consiste en la ejecución de zanjas continuas, en la dirección del buzamiento, para ir cortando e identificando los distintos estratos. De esta forma se descubrirá la potencia y disposición de las secuencias de materiales y se descubrirán los niveles más blandos que pueden convertirse en planos de deslizamiento. El estudio geotécnico se completará con sondeos para obtener muestras inalteradas, sobre las que se podrán realizar ensayos de compresión simple y ensayos triaxiales en

las intercalaciones arcillosas más blandas. Conviene introducir tubo piezométrico en los sondeos para determinar la posición del nivel freático.

La naturaleza rocosa del material permite una tipología de cimentación superficial con zapatas aisladas, pero debido a la presencia de niveles blandos conviene reducir el nivel de tensiones. Sobre la marga y arenisca se podrían estimar tensiones admisibles de 400 a 600 kPa, siempre que el nivel de cimentación se someta a un saneamiento adecuado para evitar falsos apoyos sobre lutitas o sobre margas demasiado alteradas. Por el contrario, cuando aparecen niveles lutíticos y arcillas blandas, la tensión admisible debe reducirse hasta valores del orden de 50 kPa.

Las paredes y el fondo de las excavaciones deben protegerse rápidamente para evitar la descomposición de las margas.

Debe controlarse la dirección de la estratificación para evitar deslizamientos a favor de los niveles arcillosos saturados bajo el nivel freático. En los taludes con la misma dirección que los estratos puede ser conveniente un gunitado para proteger la marga de la meteorización y mantener su estabilidad a largo plazo.

H3: Caliza arrecifal

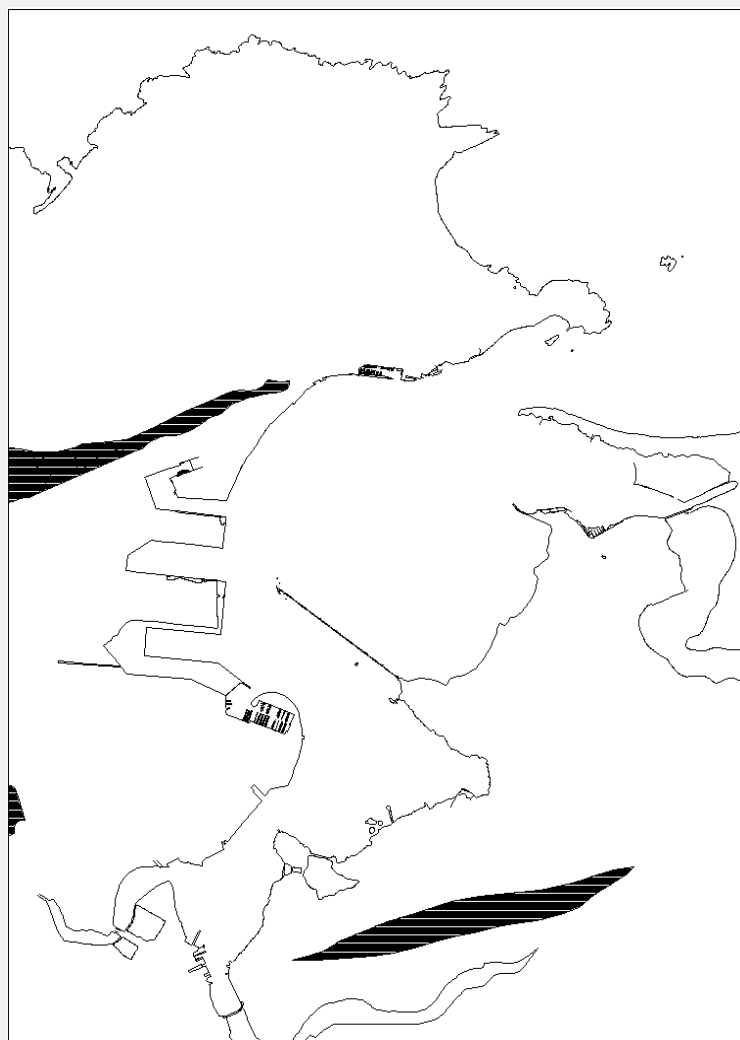
1.- Descripción litológica

Caliza arrecifal micrítica, estratificada en bancos métricos, o bien calcarenitas cristalinas.

2.- Características geotécnicas

El ambiente sedimentario es similar al del techo de Complejo Urganiano.

Las características geotécnicas de esta unidad son similares a la caliza masiva gris (unidad geotécnica G2).



CAPA I - FACIES WEALD

ERA	MESOZOICA
PERIODO	CRETÁCICO INFERIOR
PISO	BARREMIENSE – HAUTERIVIENSE – VALANGINIENSE SUPERIOR
FORMACIÓN	VEGA DE PAS
AFLORAMIENTOS	Flanco sur del pequeño cerro de alineación Cuatro Caminos - Plaza de Farolas, desde la C/Alta hasta la playa de vías de ferrocarril. El Pasaje de Peña y las calles Isabel II y Lealtad se han trazado atravesando esta capa.

I1: Lutita rojiza

1.- Descripción litológica

Lutita rojiza, con intercalaciones de estratos finos de arenisca y niveles arenosos.

Los niveles de lutitas (arcillitas y limolitas), en contacto con los estratos de arenisca, se encuentran muy alterados y son muy permeables.

En comparación con los niveles de arcillas pizarrosas del Complejo Supraurgoniano (F3), facies también detrítica, las lutitas de la facies Weald presentan rasgos identificativos que permiten diferenciarla fácilmente:

- Tonos rojizos o vinosos
- Menor contenido en micas
- Menor límite líquido ($LL < 30\%$)
- Menor índice de plasticidad ($IP < 10\%$)
- Menor humedad ($w < 15\%$)
- Mayor peso específico seco ($\gamma_d > 20 \text{ kN/m}^3$)

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	86,7 $\pm$ 10,7
% Límite líquido:	26,9 $\pm$ 2,6
% Índice de plasticidad:	7,0 $\pm$ 2,1
Clasificación S.U.C.S.:	CL

El porcentaje de finos es elevado. Presenta una fracción arenosa continua (arenas gruesas, medias y finas).

El límite líquido y el índice de plasticidad son bastante bajos. Se trata de un material poco plástico y por tanto de baja compresibilidad.

De acuerdo con el Art.330 del PG3 puede clasificarse como “suelo tolerable”, con lo que es un suelo apto para la construcción de rellenos y terraplenes de carreteras.

b) Estado

% Humedad natural:	11,5 $\pm$ 2,2
Peso específico seco (kN/m^3):	20,7 $\pm$ 1,1

La humedad natural es muy inferior al límite plástico, por lo que su índice de fluidez será inferior a cero. Esto significa que el estado físico de la lutita es sólido, con consistencia muy firme a dura (la resistencia a compresión simple debiera superar ampliamente los 200 kPa).

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	140 $\pm$ 41

Índice N_{SPT} : **92 ± 18**

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u = 265 / e^{13.w} \quad (R=-0,86)$$

$$c_u = 0,18.e^{0,28.\gamma_d} \quad (R=0,73)$$

(c_u en kPa, w en tanto por uno y γ_d en kN/m^3)

No es posible establecer una correlación fiable entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte sin drenaje medida con penetrómetro de mano. Sin embargo se observa que en los ensayos realizados se obtienen resistencias al corte sin drenaje del orden del 50% superiores a las resistencias a compresión simple, cuando teóricamente debiera producirse el resultado inverso. Además, mientras el Índice N_{SPT} y el índice de fluidez reflejan que el material tiene una consistencia muy firme a dura, las resistencias a compresión presentan resultados anormalmente bajos ($q_u < 200$ kPa). Por tanto la rotura de las probetas debe estar muy afectada por los estratos finos intercalados de arenas y areniscas (zonas de debilidad).

No se dispone de ensayos triaxiales sobre este material, por lo que resulta arriesgado estimar su cohesión y ángulo de rozamiento interno. En cualquier caso son frecuentes los deslizamientos planos de taludes, que ponen de manifiesto que los parámetros reales son inferiores a los estimados en el cálculo.

d) Compresibilidad edométrica

Se trata de un material duro y por tanto puede despreciarse la compresibilidad ante cargas reducidas.

e) Composición química

El contenido de materia orgánica es inferior al 1% y se aprecian algunas trazas de sulfatos.

3.- Riesgos geotécnicos

Es frecuente que en el emplazamiento de una obra no se consiga un nivel de cimentación homogéneo. Lo normal es afectar simultáneamente a los niveles de lutitas (I1) y areniscas (I2) de la capa. En este caso pueden producirse asentamientos diferenciales si el nivel de tensiones fuera demasiado elevado.

La estratificación supone un riesgo importante al deslizamiento de los bloques areniscos (I2) sobre los niveles saturados de lutita (I1), sobre todo en excavaciones bajo el nivel freático. En estas capas son muy frecuentes los “argayos” en épocas de lluvia intensa.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Las campañas geotécnicas pueden ser reducidas. No obstante conviene realizar sondeos y zanjas continuas para conocer la dirección y buzamiento de la estratificación.

La colocación de tubo piezométrico en los sondeos permitirá determinar la posición del nivel freático, de gran importancia para el análisis de estabilidad de taludes. Sobre muestras inalteradas de lutita se realizarán ensayos de compresión simple y triaxial si es posible obtener muestras homogéneas.

A pesar de la consistencia muy firme a dura de la lutita, las intercalaciones de arena provocan planos de debilidad, que se traducen en cargas de rotura a corto plazo inferiores a las esperadas. Este problema será especialmente grave cuando se transmitan sobrecargas en la coronación de taludes, sin contención lateral de los estratos. En este caso conviene ser prudente con el nivel de tensiones y se procurará no sobrepasar una tensión admisible de 100 kPa, salvo mejoras con obras de contención (muros o pantallas). Cuando no exista el riesgo de deslizamiento y el nivel freático esté muy profundo, la tensión máxima admisible podrá aumentarse hasta valores en el entorno de 200 kPa.

Las lutitas rojizas se han utilizado con mucha frecuencia en la construcción del núcleo de los terraplenes de carreteras. En las capas de coronación no es adecuado su empleo porque no se alcanza la capacidad soporte que requiere una explanada para tráfico pesado.

No es necesario el empleo de hormigones con cementos resistentes a los sulfatos.

I2: Arenisca rojiza

1.- Descripción litológica

Arenisca rojiza, ferruginosa, con intercalaciones de lutitas rojizas.

2.- Características geotécnicas

Se trata de una arenisca blanda y con abundantes intercalaciones de lutitas. Por tanto el comportamiento mecánico global estará gobernado por la respuesta de estas últimas (fundamentalmente por la resistencia al corte sin drenaje de la unidad geotécnica I1).

3.- Riesgos geotécnicos

Los riesgos geotécnicos de la facies Weald derivan fundamentalmente de la heterogeneidad de sus materiales.

Cabe considerar riesgos de asentamientos diferenciales en las cimentaciones.

La estratificación supone un riesgo adicional importante por la facilidad con que deslizan los niveles de arenisca sobre los niveles saturados de lutita, en excavaciones bajo el nivel freático.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Dada la naturaleza rocosa del material, las campañas geotécnicas para cimentaciones pueden ser reducidas. No obstante, conviene realizar sondeos y zanjas continuas para identificar los bancos más arcillosos, su dirección y buzamiento. La colocación de tubo

piezométrico en los sondeos permitirá determinar la posición del nivel freático. Sobre testigo parafinado de sondeo se realizarán ensayos de compresión simple.

La tipología de cimentación será superficial, procurando evitar el nivel de cimentación en el techo más alterado de la facies. Cuando predomina la arenisca podrán admitirse tensiones admisibles de 200 kPa. Cuando se detectan niveles de lutita (arcillitas o limolitas) se recomienda una cimentación con vigas continuas de sección en T invertida (muro sobre viga) para aumentar la rigidez a flexión y reducir el riesgo de asientos diferenciales.

Para evitar fluctuaciones de humedad que pudieran afectar a la consistencia de los niveles de lutita, se recomienda controlar permanentemente la posición del nivel freático con sistemas de drenaje.

La estratificación del material facilita la ripabilidad de las areniscas con medios mecánicos.



CAPA J - JURÁSICO MARINO

ERA	MESOZOICA
PERIODO	JURÁSICO INFERIOR
PISO	LÍAS
FORMACIÓN	SAN SALVADOR
AFLORAMIENTOS	Margen derecha de la Ría de San Salvador o Ría de Tijero.

J1: Arcilla margosa negra

1.- Descripción litológica

Alternancia fina de arcilla margosa negra y margocaliza gris, hojosa, con abundante materia orgánica y pirita.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$54,8 \pm 7,1$
% Límite líquido:	$33,4 \pm 2,8$
% Índice de plasticidad:	$9,8 \pm 2,4$
Clasificación S.U.C.S.:	CL - ML/OL

La granulometría de la arcilla margosa es continua. Presenta todos los tamaños de arena (gruesa, media y fina) y un pequeño porcentaje de gravillas (del orden del 6%).

El límite líquido es bastante constante. El índice de plasticidad tampoco presenta fluctuaciones.

b) Estado

% Humedad natural:	$24,3 \pm 5,7$
Peso específico seco (kN/m^3):	$16,6 \pm 1,2$

La humedad natural es del mismo orden que el límite plástico, y por tanto el índice de fluidez es prácticamente nulo. Esto significa que la marga presenta un estado sólido, de consistencia muy firme (resistencia a compresión simple superior a 200 kPa).

El peso específico seco es bastante reducido, por la naturaleza hojosa y la influencia de la baja densidad de la materia orgánica que contiene.

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	251 ± 47
Índice N_{SPT} :	35 ± 29

La resistencia al corte sin drenaje corresponde a los niveles más blandos de la arcilla margosa negra. Como puede comprobarse es muy baja, debido a las roturas por planos de exfoliación. Su consistencia nada tiene que ver con las margas o cayuelas del Cretácico Superior, menos orgánicas y mucho más duras.

El Índice N_{SPT} presenta una dispersión tremenda, desde valores en el entorno de $N_{\text{SPT}}=10$ en los niveles arcillosos más blandos, hasta valores de rechazo en los niveles margocalizos.

d) Compresibilidad edométrica

Al tratarse de un material de consistencia muy firme a dura, es poco compresible. Sin

embargo pueden producirse ligeros asentos y deslizamientos debido a la presencia de los niveles orgánicos.

e) Composición química

Deben esperarse contenidos elevados de materia orgánica.

3.- Riesgos geotécnicos

Los riesgos geotécnicos están relacionados con la alterabilidad de la marga en contacto con la humedad del aire y el agua, la posibilidad de deslizamientos a favor de su estratificación, y el contenido orgánico, que puede actuar como lubricante en el deslizamiento de unas hojas sobre otras.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Las campañas geotécnicas deben combinar los sondeos con zanjas continuas para determinar la dirección y buzamiento de la estratificación. Sobre muestras inalteradas de sondeo se realizarán ensayos de compresión simple y se evaluará el contenido de materia orgánica. Conviene colocar en los sondeos tubo piezométrico para medir la posición del nivel freático.

A pesar de la naturaleza esquistosa de la unidad, es adecuada una tipología de cimentación superficial. Se recomienda no superar una tensión admisible de 200 kPa, pudiendo elevarse si se comprueban en el reconocimiento mayores resistencias a compresión simple.

El nivel de cimentación estará bien saneado, evitando falsos apoyos sobre niveles orgánicos o demasiado alterados.

Las excavaciones son sencillas, facilitadas por la exfoliación del material.

J2: Dolomía negra

1.- Descripción litológica

Dolomía negra y caliza gris, muy fracturada.

Suele aparecer en contacto tectonizado con el diapiro triásico de facies Keuper y, en muchas ocasiones, inmersa entre la arcilla plástica del propio diapiro en forma de bloques y gravas de diverso tamaño.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

Se trata de una roca muy dura y muy fracturada.

b) Estado

% Humedad natural:	1,1 ± 0,4
Peso específico seco (kN/m ³):	25,8 ± 0,8

Su peso específico seco es inferior al estimado en las dolomías del Complejo Urganiano. Esta característica, junto con su color más oscuro, son los principales rasgos identificativos de la unidad geotécnica, sin necesidad de acudir a técnicas paleontológicas.

c) Resistencia

Compresión simple (MPa): **51,1 ± 13,3**

Aunque la resistencia a compresión puede superar los 100 MPa, también puede reducirse a valores del orden de 20 MPa.

d) Composición mineralógica

Predomina en general la dolomita sobre la calcita.

3.- Riesgos geotécnicos

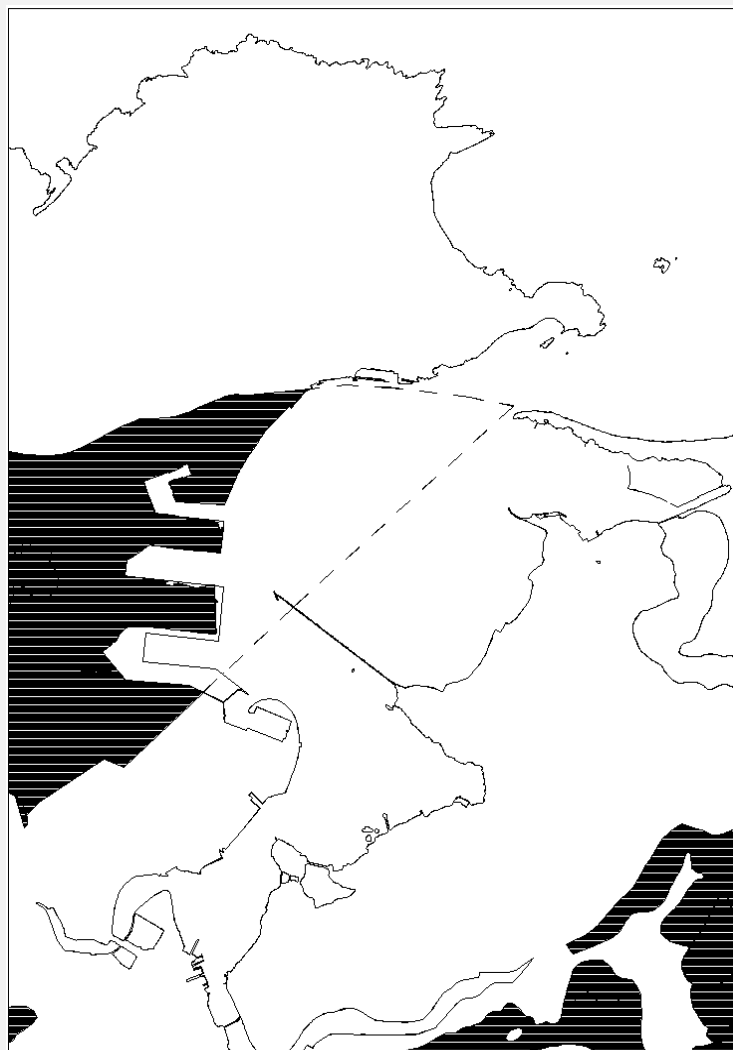
Debe tenerse en cuenta su elevada fracturación y calidad de la roca para evaluar la posibilidad de recibir cargas concentradas importantes.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Se recomienda una campaña geotécnica basada en la ejecución de sondeos. Conviene utilizar como indicador de calidad el parámetro RQD.

Es admisible una tipología de cimentación superficial, con tensiones admisibles relativamente elevadas. Para el caso habitual de dolomías muy fracturadas (RQD<25), se recomienda no sobrepasar la tensión admisible de 1 MPa.

La excavación de vaciados no presenta dificultad si la dolomía se encuentra fracturada (RQD<25). No obstante se debe analizar su estado en cada caso concreto y no se descarta la necesidad de voladuras.



CAPA K - FACIES KEUPER

ERA	MESOZOICA
PERIODO	TRIÁSICO SUPERIOR
PISO	KEUPER
FORMACIÓN	RAOS
AFLORAMIENTOS	En Santander aflora en el borde de la antigua marisma de la Ría de Raos, en Las Presas, Barrio Primero de Mayo (Peñacastillo) y Nueva Montaña. También queda al descubierto en los fondos del canal general de navegación y en las dársenas de Raos. Como sustrato profundo aparece bajo los rellenos y depósitos de marisma del arco suroeste de la Bahía. Las Rías de Solía, Boo y San Salvador han sido talladas también sobre diapiros del Keuper.

K1: Arcilla alterada

1.- Descripción litológica

Arcilla oscura, blanda, con materia orgánica e indicios de yeso, de tonos ocres, grises, amarillentos o verdosos. Aunque puede confundirse inicialmente con una arcilla fangosa cuaternaria (B1), la presencia de pequeños cristales de yeso permiten identificarla rápidamente como una arcilla de alteración de la facies Keuper.

Este suelo es característico del contacto entre el techo de la facies Keuper y los depósitos de marisma (arenas y arcillas), que lo contaminan con aportaciones de materia orgánica y provocan su color oscuro característico. Procede del material arcilloso erosionado en los paleocauces del diapiro y redepositado nuevamente en el fondo de la Bahía. No contiene gravas ni rocas, y su espesor medio suele ser del orden de 2 ó 3 metros.

Aunque algo más consistente, su apariencia y comportamiento geotécnico no difiere demasiado del fango oscuro cuaternario (B1).

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos (# < 80µm):	78,3 ± 5,2
% Límite líquido:	45,2 ± 5,6
% Índice de plasticidad:	25,1 ± 4,8
Clasificación S.U.C.S.:	CL - CH

Relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido, expresados en %:

$$IP = 0,82.(LL - 14,72) \quad (R=0,95)$$

La fracción gruesa presenta una granulometría continua de arenas gruesas, medias y finas. Este aspecto sirve para diferenciar claramente este material del fango oscuro (B1), en el que prácticamente la totalidad de las partículas gruesas son arenas finas (tamaño inferior a 0,40 mm).

Los resultados de granulometría y plasticidad coinciden con los de la arcillita abigarrada (K2), como no podía ser de otra forma al ser éste su material de procedencia. En comparación con el fango oscuro (B1), la arcillita alterada (K1) es bastante más arcillosa y plástica.

b) Estado

% Humedad natural:	30,1 ± 3,6
Índice de poros:	0,87 ± 0,25
Peso específico seco (kN/m ³):	15,5 ± 0,8

La humedad habitualmente se encuentra en el intervalo plástico ($LP < w < LL$), con lo que la arcilla presenta un estado semisólido indicativo de una consistencia media

(equivalente a una resistencia al corte sin drenaje entre 25 y 50 kPa). De cualquier forma su humedad natural es bastante más elevada que la de la arcillita abigarrada (K2) de la que procede.

El índice de poros medio es aproximadamente un 25% superior al de la arcillita abigarrada (K2).

El peso específico seco es bastante bajo, del orden del 90% del peso específico seco de la arcillita del diapiro, y además presenta mayor dispersión de resultados.

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,10.w + 0,0375 \quad (R=0,99)$$

El material está saturado en su estado natural.

Peso específico medio de partículas sólidas:

$$\gamma_s = 26,7 \text{ kN/m}^3$$

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	81 ± 12
Cohesión (kPa):	[0 , 20]
Angulo de rozamiento crítico:	$23^\circ \pm 7^\circ$
Índice N_{SPT} :	21 ± 3

Relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte con vanette:

$$q_u = 1,41.c_u \text{ (vanette)} \quad (R=0,78)$$

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u \in [1/2.q_u, c_u(v)] = [81/2, 81/1,41] = [40, 57] \text{ (kPa)}$$

El índice $N_{SPT}=30$ puede considerarse el límite o frontera entre la arcilla alterada (K1) y la arcillita abigarrada (K2)

d) Compresibilidad edométrica

Índice de compresión:	$0,336 \pm 0,162$
Índice de hinchamiento:	$0,073 \pm 0,027$
Coeficiente consolidación (cm^2/s):	$2,8.10^{-4} \pm 1,8.10^{-4}$

Estimación del índice de hinchamiento:

$$C_s = 0,21.C_c \quad (R=0,94)$$

Estimación del coeficiente de consolidación en el escalón de carga entre 150 y 300 kPa:

$$c_v \text{ (cm}^2/\text{s)} = 8.10^{-5} / C_c \quad (R=0,72)$$

La compresibilidad es muy elevada, del mismo orden que en el fango oscuro de marisma (B1), y su coeficiente de consolidación algo inferior. Por tanto, aunque estas arcillas alteradas del Keuper sean algo más consistentes su compresibilidad es muy parecida.

e) Composición química

% Materia orgánica (MO): < 1%

Deben esperarse contenidos muy elevados de sulfatos por la presencia de partículas de yeso.

3.- Riesgos geotécnicos

Al tratarse de un suelo relativamente blando y consolidable, presenta los riesgos inherentes a estas características: asentamientos importantes, deslizamiento de taludes y rozamiento negativo.

Por su alto contenido en sulfatos presenta una agresividad química “severa” al hormigón.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

No es un nivel de referencia adecuado para el apoyo de cimentaciones. Dada su pequeña potencia (2 ó 3 metros), debe buscarse siempre la cimentación en el sustrato inalterado subyacente de facies Keuper.

A efectos de cálculo de cimentaciones, rozamiento negativo sobre pilotes, etc., este material puede suponerse una prolongación en profundidad de la capa de fango oscuro de marisma (B1).

En los hormigones en contacto con estos suelos debe utilizarse cemento resistente a los sulfatos y al agua de mar.

K2: Arcillita abigarrada

1.- Descripción litológica

Arcillita abigarrada roja o gris, dura, con gravas y pequeños bloques intercalados de yeso masivo, marga, caliza, dolomía negra y ofita.

La fracción de arcillita de color rojo vino es bastante plástica, y junto con los yesos y ofitas tiene su origen en el Triásico Superior. La fracción arcillosa gris es menos abundante que la roja, más limosa, menos plástica, y procede de la alteración de margas y dolomías del Jurásico. Es típica la presencia de nódulos y vetas milimétricas de yeso entre la arcillita.

Se trata de una facies diapírica y por tanto no presenta estratificación. No puede predecirse la distribución en su interior de los bloques más duros de calizas y dolomías envueltos por la arcillita.

Se identifican ofitas muy alteradas, con tamaño de grava (ej: Urbanización “La Cantábrica” en Astillero), o en estado de limo drenante de color verdoso (ej: Enlace de “Las Presas”, en la autovía Bezana-Raos). No obstante, no es habitual la presencia de ofitas a las profundidades típicas de un reconocimiento geotécnico (los sondeos no suelen profundizar más de 10 metros en el sustrato duro de facies Keuper). Tampoco se

han encontrado sales, pero su presencia no queda descartada a mayor profundidad (quizá 200 ó 300 metros).

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$77,8 \pm 1,6$
% Límite líquido:	$47,1 \pm 1,4$
% Índice de plasticidad:	$23,4 \pm 1,0$
Clasificación S.U.C.S.:	CL - CH

Relación entre el índice de plasticidad y el límite líquido, expresados en %:

$$IP = 0,65.(LL - 10,88) \quad (R=0,90)$$

La fracción gruesa presenta una granulometría continua de arenas gruesas, medias y finas.

b) Estado

% Humedad natural:	$21,1 \pm 0,7$
Índice de poros:	$0,69 \pm 0,08$
Peso específico seco (kN/m^3):	$17,2 \pm 0,2$

La humedad natural suele ser inferior al límite plástico, lo que significa que el índice de fluidez es inferior a cero. Por tanto su estado es sólido, como corresponde a una formación geológica sobreconsolidada ($OCR > 1$), y su consistencia se puede estimar de muy firme a dura (resistencia al corte sin drenaje entre 100 y más de 200 kPa).

Estimación del peso específico seco (kN/m^3):

$$1/\gamma_d = 0,09.w + 0,0397 \quad (R=0,92)$$

El material está prácticamente saturado en estado natural.

Peso específico medio de partículas sólidas:

$$\gamma_s = 25,2 \text{ kN/m}^3$$

c) Resistencia

Compresión simple (kPa):	263 ± 17
Cohesión (kPa):	22 ± 4
Angulo de rozamiento crítico:	$22^\circ \pm 1^\circ$
Índice N_{SPT} :	57 ± 3

No se obtienen correlaciones adecuadas entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte sin drenaje con penetrómetro. Sin duda se debe a la gran dispersión de los resultados de compresión porque casi nunca se producen roturas plásticas sin drenaje, sino roturas por planos de debilidad afectados por la presencia de gravillas.

Relación entre la resistencia a compresión simple y la resistencia al corte con vanette:

$$q_u = 1,32 \cdot c_u \text{ (vanette)} \quad (R=0,66)$$

Estimación de la resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u \in [1/2 \cdot q_u, c_u(v)] = [263/2, 263/1,32] = [131, 199] \text{ (kPa)}$$

La dispersión de resultados en los ensayos de compresión triaxial también es importante, siendo válidos los mismos comentarios del párrafo anterior. Es bastante difícil obtener roturas plásticas simultáneamente en las tres probetas de la muestra, por lo que casi siempre queda incompleto el ensayo y es difícil su interpretación. La historia geológica del material refleja que ha estado sometido a presiones muy superiores a las actuales, produciéndose su relajación una vez que el diapiro afloró a la superficie. Por tanto se trata de un suelo sobreconsolidado y en los análisis tensionales a largo plazo se puede contar con su cohesión.

Las pruebas de penetración estándar (SPT) permiten distinguir perfectamente los tramos alterados ($N_{SPT} < 30$) y los tramos de mayor consistencia ($N_{SPT} > 30$), así como las zonas con presencia abundante de gravas o bloques ($N_{SPT} = \text{rechazo}$).

d) Compresibilidad edométrica

Índice de compresión:	0,194 $\pm$ 0,043
Índice de hinchamiento:	0,055 $\pm$ 0,009
Coeficiente consolidación (cm^2/s):	4,5.10⁻⁴ $\pm$ 0,9.10 ⁻⁴

La arcillita es dura y está sobreconsolidada. Por tanto su compresibilidad es despreciable para los niveles de tensión habituales en las cimentaciones superficiales, ya que la reducción del índice de poros se producirá en su mayor parte proporcionalmente al índice de hinchamiento en lugar de al índice de compresión.

e) Composición química

% Materia orgánica (MO):	0,72 $\pm$ 0,33
% Sulfatos ($\text{SO}_4^{=}$):	2,60 $\pm$ 2,10

La dispersión de los resultados es muy alta. En cualquier caso el contenido de sulfatos es elevado.

f) Composición mineralógica

Composición característica de las arcillitas rojas del diapiro de la Bahía de Santander (Raos):

Sílice:	15%
Arcillas:	65%
Calcita:	5%
Dolomita:	2%
Feldespatos:	10%
Yeso:	3%

Entre los minerales de arcilla se identifica clorita, vermiculita, illita y caolinita.

3.- Riesgos geotécnicos

El grado de agresividad química del suelo a los hormigones es “severo” debido al alto contenido de sulfatos. Conviene tener presente que una vez iniciado el proceso de ataque químico al hormigón, sus efectos progresan y se agravan con extrema rapidez, por lo que las estructuras en contacto con este tipo de material requieren una asidua y minuciosa labor de vigilancia y conservación.

Con el material muy saturado de humedad aumenta el riesgo al deslizamiento de taludes.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Los reconocimientos geotécnicos dispondrán del número suficiente de sondeos y penetrómetros dinámicos para estimar la posición del techo de la facies Keuper. Sobre muestras inalteradas se ejecutarán fundamentalmente ensayos de compresión simple, ensayos triaxiales en las muestras suficientemente homogéneas y análisis del contenido de sulfatos.

La resistencia media estadística obtenida de los ensayos de compresión simple ($q_u = 263$ kPa) es un valor conservador debido al drenaje y a la rotura defectuosa por presencia de gravillas. La resistencia real ante esfuerzo cortante es superior a la medida en los ensayos de compresión, donde no se ha compensado el tamaño de las gravillas con un mayor tamaño de las probetas.

Si se admite que la resistencia al corte sin drenaje toma un valor del intervalo [131, 199] (kPa), se podrá considerar en los cálculos un valor conservador:

$$c_u = 125 \text{ kPa}$$

No obstante se puede matizar algo más esta estimación:

1.- En el caso de cimentaciones superficiales, y debido a que en superficie el techo del diapiro suele encontrarse más alterado, conviene no asumir demasiado riesgo. Se recomienda en este caso considerar:

$$c_u = 125 \text{ kPa}$$

2.- En el caso de cimentaciones profundas los materiales que aportan la resistencia por punta y fuste están menos alterados, y puede elevarse un poco más la resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u = 200 \text{ kPa}$$

Ese valor ha dado buenos resultados en el diapiro de Raos y está ampliamente avalado por el buen funcionamiento de las cimentaciones profundas mediante pilotes prefabricados hincados.

En su conjunto, la unidad geotécnica K2 se considera suficientemente dura para recibir cargas concentradas importantes sin sufrir asientos excesivos. Por ello es un sustrato de referencia para el empotramiento de pilotes. En la determinación de su carga de

hundimiento se ha de contar con la colaboración del fuste y la punta del pilote actuando simultáneamente sobre las arcillitas yesíferas.

En cimentaciones de pilotes prefabricados $B=30$ cm sobre facies Keuper se ha comprobado, en repetidas ocasiones, que con empotramientos medios de 6 metros se consiguen 500 kN de carga de hundimiento. Aunque en los cálculos teóricos se puede estimar una carga de hundimiento inferior, debe tenerse en cuenta que durante la hincada se van encontrando bloques de dolomías y yesos que aumentan la capacidad de carga por punta, reduciendo el empotramiento necesario. Si el pilote atravesara exclusivamente arcillita abigarrada, serían necesarios casi 12 m de empotramiento para alcanzar los 500 kN de carga de hundimiento, lo que coincide bastante bien con la experiencia de pilotes hincados en este tipo de suelo.

La cimentación profunda más adecuada consiste en pilotes de pequeño diámetro, fabricados con hormigones muy compactos, y con una longitud de empotramiento variable en función de la presencia de yesos y dolomías. Con estas condiciones, la solución óptima es el pilote prefabricado con azuche metálico, y con control de hincada hasta obtener el rechazo estimado para evaluar la carga admisible. A tal fin se aconseja emplear la fórmula de Janbú, tabulada en la Norma Tecnológica de la Edificación NTE-CPP.

En los hormigones en contacto con el terreno, sobre todo si se encuentran bajo el nivel freático o quedan afectados por redes subterráneas de filtración, debe utilizarse cemento resistente a los sulfatos y al agua de mar, caracterizados por contenidos muy bajos de aluminato tricálcico (C_3A). Los cementos de horno alto son los más adecuados. Se caracterizan por su bajo contenido en clinker y elevado contenido en escoria de horno alto. Con estos cementos se consiguen pastas muy impermeables que aumentan la durabilidad del hormigón. En contrapartida el calor de hidratación es muy bajo por escasez de clinker, y como consecuencia la velocidad de endurecimiento es muy lenta, aunque este aspecto no tiene trascendencia si se emplean pilotes prefabricados. Cuanto mayor es la proporción de escoria de horno alto mayor es su resistencia a los sulfatos. En obras marítimas y en cimentaciones son adecuados porcentajes de escorias de horno alto del orden del 60%.

Para mejorar la durabilidad de las cimentaciones se recomienda:

- Controlar las redes de filtración de agua y reducir sus gradientes hidráulicos para evitar las disoluciones de yesos y sales.
- Utilizar cementos resistentes a los sulfatos y al agua de mar.
- Cuidar la dosificación y ejecución de los hormigones para conseguir la máxima compacidad del material.
- En el caso de cimentación profunda, elegir pilotes prefabricados para garantizar la calidad de los hormigones, y reducir su diámetro para aprovechar mejor la resistencia por fuste.

En las obras de dragado se recomienda la elección de una draga de succión con cortador, una draga de rosario o una draga de pala (dipper). Se requieren potencias muy elevadas en el cortador porque entre la arcillita (K2) suelen aparecer inmersos bloques de dolomía (K3) y yesos masivos (K4), distribuidos caóticamente entre la masa plástica.

K3: Grava negra

1.- Descripción litológica

Bloques y gravas de dolomía negra, caliza y marga gris, envueltas en una matriz limosa.

Se trata básicamente de los materiales más duros del Lías (Jurásico Marino), inmersos en el interior del diapiro y entremezclados con la arcillita plástica. Habitualmente las gravas aparecen envueltas en una matriz arcillosa o arenosa gris, procedente de la propia trituración y alteración de la roca, con una plasticidad más baja que la de las arcillitas rojas triásicas. El aspecto de estos materiales es similar al de una zahorra, debido a su granulometría continua.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación de la matriz envolvente de gravas

% Finos ($\# < 80\mu\text{m}$):	$34,9 \pm 9,2$
% Límite líquido:	$23,3 \pm 6,7$
% Índice de plasticidad:	$9,9 \pm 8,0$
Clasificación S.U.C.S.:	SC

La curva granulométrica presenta una distribución de tamaños continua, prácticamente lineal en escala semilogarítmica.

De acuerdo con la clasificación unificada de suelos (SUCS), la matriz envolvente de las gravas y bloques es una arena con finos plásticos. Los límites de Atterberg (realizados sobre la fracción de tamaño inferior a 0,40 mm) demuestran que la fracción fina es efectivamente mucho menos plástica que las arcillitas rojas del Keuper, lo que parece confirmar que su origen geológico no es el mismo.

b) Estado

% Humedad natural:	[>0 , 45,6]
Peso específico seco (kN/m^3):	$\sim 13,8$

c) Resistencia

Cohesión (kPa):	0
Angulo de rozamiento crítico:	$\sim 35^\circ$
Índice N_{SPT} :	75 ± 10

Si se eliminan los Índices N_{SPT} con valores de rechazo al tropezar con bloques de roca (cuantificados como $N_{\text{SPT}}=100$), se obtiene un valor medio en la arena arcillosa $N_{\text{SPT}}=45$, y siempre en el intervalo (20, 90). Para $N_{\text{SPT}}=45$ la compacidad es densa y el ángulo de

rozamiento puede situarse en el entorno de: $\phi_{cr} = 20^\circ + 5.Ln(N_{SPT}) = 39^\circ$

Para los valores mínimos, en el entorno de $N_{SPT}=20$, la compacidad es media y le correspondería un ángulo de rozamiento: $\phi_{cr} = 20^\circ + 5.Ln(N_{SPT}) = 35^\circ$

d) Composición química

% Materia orgánica (MO):	< 1
% Sulfatos ($SO_4^{=}$):	[>0 , 10,4]

A pesar de la dispersión del test químico, el contenido de sulfatos es muy elevado debido a la presencia de gravas y gravillas de yeso.

e) Composición mineralógica

El porcentaje de dolomita puede llegar a superar el 90%. El resto de minerales se reparte entre calcita, yeso, sílice y arcillas. En estas últimas predomina la illita.

3.- Riesgos geotécnicos

El mayor riesgo asociado está relacionado con la agresividad química al hormigón, que será “severa” (el agua freática se carga de iones sulfato).

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Debe contrarrestarse la agresividad química del ión sulfato con el empleo de cementos sulforresistentes y con hormigones dosificados para obtener la máxima compacidad y por tanto impermeabilidad al agua freática.

La distribución caótica de los bloques en el interior del diapiro provoca una gran incertidumbre en las previsiones de su emplazamiento. Lo normal es que en una determinada obra se encuentren en la misma zona arcillitas abigarradas (K2), bloques y gravas (K3) o yesos masivos (K4). Por este motivo, cuando se diseña una cimentación suelen utilizarse los parámetros geotécnicos correspondientes a la arcillita (K2), de forma que en las zonas en que aparezcan gravas o yesos se estará del lado de la seguridad porque son materiales capaces de recibir tensiones mayores sin apenas deformación.

En las cimentaciones profundas se produce el rechazo en el control de hincas sin apenas empotramiento (1 ó 2 metros en las gravas). Son materiales clasificables como “muy duros”, y en las dolomías se llegan a medir resistencias a compresión superiores a 100 MPa.

El problema es muy distinto cuando se abordan obras de dragado. El predominio en los diapiros de las arcillitas (K2) obliga a elegir “dragas de succión con cortador”, “dragas de rosario” o “dragas pala” (dipper) para optimizar el dragado. Entonces resulta que cuando aparecen bloques de dolomía de gran tamaño surgen serias dificultades para romperlos porque se encuentran “flotando” en la masa plástica. En estos casos se reduce espectacularmente el rendimiento de la draga, que pasa a depender realmente de la proporción relativa de los bloques de dolomía, más que de las características de la arcillita.

K4: Yeso masivo

1.- Descripción litológica

Yeso masivo variolado (del blanco al negro), con vetas milimétricas y centimétricas de arcillita rojiza y gris. Su distribución en el diapiro es caótica.

2.- Características geotécnicas

a) Identificación

El yeso del Keuper es una roca masiva blanda. La presencia de vetas arcillosas supone planos de debilidad que facilitan todavía más la rotura, con resistencias que pueden reducirse incluso al 10% de las obtenidas en el yeso masivo.

b) Estado

% Humedad natural:	$9,7 \pm 3,0$
Peso específico seco (kN/m^3):	$21,0 \pm 0,6$

c) Resistencia

Compresión simple (MPa):	$11,8 \pm 3,7$
Índice N_{SPT} :	90 ± 16

Las vetas arcillosas determinan la posición de los planos de rotura en los ensayos de compresión simple, provocando resistencias bajas a la escala del testigo. Esta es la causa de que puedan obtenerse resistencias mínimas ($q_u < 1$ MPa), pero también máximas ($q_u > 20$ MPa) cuando el testigo es masivo y no presenta niveles arcillosos débiles.

d) Composición química

% Sulfatos (SO_4^{2-}):	$< 50\%$

3.- Riesgos geotécnicos

El mayor riesgo deriva del elevado contenido de sulfatos, con una agresividad muy “severa” al hormigón. En un clima templado como el de Santander el problema se agrava con los aportes de agua de lluvia y la continua disolución de los yesos del terreno, con lo que se duplica el riesgo: por una parte se produce una alteración del suelo por disolución de sales, y por otra el agua subterránea se carga de iones sulfato, muy agresivos para el hormigón.

4.- Recomendaciones y aspectos constructivos

Se recomienda el empleo de cementos resistentes a los sulfatos y al agua de mar, y hormigones dosificados para conseguir la máxima compacidad o impermeabilidad ante la penetración del ión sulfato disuelto en el agua freática.

A efectos de consideración de la resistencia a compresión en cimentaciones, no debieran superarse tensiones admisibles de 1 MPa, por el riesgo de roturas a favor de

planos o vetas arcillosas.

En las cimentaciones profundas, al igual que en las gravas y bloques de dolomías (K3), se producen valores de rechazo para pequeñas penetraciones del pilote. Por tanto no es de extrañar que antes de obtener los empotramientos teóricos, el control de hinca ya indique que se ha alcanzado la carga de cálculo al hincarse la punta del pilote en una zona de yesos masivos.

En las obras de dragado debe tenerse en cuenta la posibilidad de que los yesos masivos alcancen resistencias de hasta 30 MPa.

Apéndice D
INFERENCIA ESTADÍSTICA SOBRE LOS
SUELOS DE LA BAHÍA DE SANTANDER

Apéndice D: INFERENCIA ESTADÍSTICA SOBRE LOS SUELOS DE LA BAHÍA DE SANTANDER

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Se presentan las tablas con el resultado del análisis estadístico realizado sobre las muestras de cada unidad geotécnica disponibles en el banco de datos. Para cada parámetro geotécnico se aporta la siguiente información sobre su muestra: número de ensayos, máximo, mínimo, media, desviación típica, percentil del 5% y percentil del 95%.

FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

Se presentan los resultados de la inferencia estadística sobre los parámetros de las unidades geotécnicas con un tamaño de muestra suficientemente extensa ($n \geq 30$).

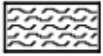
Se obtienen los estadísticos de la muestra, la estimación del valor medio del parámetro con un nivel de confianza del 90% y los resultados de las pruebas de contraste de hipótesis (papel probabilístico y Chi Cuadrado), utilizadas para elegir el mejor ajuste de los parámetros a funciones de distribución de probabilidad.

Se comprueba que los parámetros geotécnicos se ajustan en general a una función de distribución de probabilidad Log-normal en sus valores medios, y a una función Gamma en sus colas.

PRUEBAS DE CONTRASTE EN PAPEL PROBABILÍSTICO

Se aportan los resultados de la prueba de contraste en papel probabilístico, con la representación gráfica del resultado obtenido en el ajuste a las funciones teóricas Uniforme, Normal y Log-normal. Se realizan los cambios de variable necesarios para que la representación de la función de distribución de probabilidad se ajuste a una línea recta en el caso de que coincida exactamente con la función de distribución teórica. De esta forma, al representar los datos reales de la probabilidad acumulada, se aprecia perfectamente si quedan alineados o no.

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
CUATERNARIO	HOLOCENO		MARISMA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
B		B1	FANGO OSCURO	Arcilla y limo arenoso oscuro (fango), fétido, con pasadas de arena fina, abundante materia orgánica y fragmentos de conchas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	120	92	99	100	1,54	0,02	95	100
	2	120	86	98	100	2,94	0,03	91	100
	0,40	120	77	96	100	4,49	0,05	86	100
	0,080	120	50,0	79,5	99,0	13,99	0,18	54,0	97,5
Límite líquido (%)	LL	111	22,8	39,2	86,0	10,86	0,28	25,0	59,3
Índice de plasticidad (%)	IP	111	2,0	15,9	42,0	7,56	0,47	5,2	29,6

ESTADO

Humedad (%)	w	139	17,0	39,8	97,0	11,86	0,30	23,0	62,9
Índice de poros	e0	45	0,46	1,05	1,52	0,24	0,23	0,60	1,47
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	122	7,40	13,05	17,20	1,79	0,14	9,90	16,00

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	96	7,00	42,40	111,00	25,79	0,61	8,00	89,00
Cohesión (kPa)	c	20	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	20	22,0	29,4	35,0	3,12	0,11	22,0	35,0
Índice N(SPT)	N	180	0	8	32	6,35	0,81	0	24

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	44	0,108	0,363	0,640	0,137	0,377	0,111	0,550
Índice de entumecimiento	Cs	44	0,016	0,062	0,112	0,025	0,406	0,017	0,096
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	32	0,00008	0,00036	0,00116	0,00026	0,71706	0,00008	0,00105

TEST QUÍMICO

Materia orgánica (%)	MO	38	0,000	3,438	8,400	1,899	0,552	0,000	6,500
Sulfatos (%)	SO4	8	0,030	2,017	13,900	4,808	2,383	0,030	13,900
Carbonatos (%)	CO3	3	0,000	4,857	13,760	7,721	1,590	0,000	13,760

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
CUATERNARIO	HOLOCENO		MARISMA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
B		B2	ARENA FINA	Arena limosa marrón o gris, fina, con abundantes fragmentos de conchas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION									
Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	112	77	98	100	3,68	0,04	88	100
	2	112	75	96	100	6,38	0,07	78	100
	0,40	112	44	89	100	11,13	0,13	61	100
	0,080	112	2,0	18,7	50,0	13,90	0,75	3,0	48,0
Límite líquido (%)	LL	11	21,8	30,2	45,0	7,55	0,25	21,8	45,0
Índice de plasticidad (%)	IP	11	4,0	10,0	21,9	5,12	0,51	4,0	21,9

ESTADO									
Humedad (%)	w	34	10,6	27,6	58,5	8,22	0,30	10,6	40,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	19	10,00	14,42	17,40	1,85	0,13	10,00	17,40

RESISTENCIA									
Compresión simple (kPa)	qu	0	-	-	-	-	-	-	-
Cohesión (kPa)	c	8	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	8	31,0	38,6	51,0	6,32	0,16	31,0	51,0
Índice N(SPT)	N	258	0	28	100	24,03	0,87	2	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA									
Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumescimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO									
Materia orgánica (%)	MO	30	0,180	0,875	3,160	0,661	0,755	0,180	2,360
Sulfatos (%)	SO4	4	0,060	0,240	0,440	0,176	0,732	0,060	0,440
Carbonatos (%)	CO3	2	16,000	17,515	19,030	2,143	0,122	16,000	19,030

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR	CAMPANIENSE MEDIO-TURONIENSE MEDIO	SARDINERO

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
D		D1	ARCILLA AMARILLENTA	Arcilla limosa amarillenta, procedente de la descalcificación de calizas margosas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	6	100	100	100	0,00	0,00	100	100
	2	6	100	100	100	0,00	0,00	100	100
	0,40	6	98	99	100	0,75	0,01	98	100
	0,080	6	55,0	84,9	97,0	15,61	0,18	55,0	97,0
Límite líquido (%)	LL	7	32,0	62,1	81,3	19,70	0,32	32,0	81,3
Índice de plasticidad (%)	IP	7	6,0	33,3	49,0	16,99	0,51	6,0	49,0

ESTADO

Humedad (%)	w	16	16,4	31,6	45,0	11,08	0,35	16,4	45,0
Índice de poros	e0	2	0,72	0,82	0,91	0,13	0,16	0,72	0,91
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	16	12,30	15,09	19,10	2,49	0,16	12,30	19,10

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	16	32,00	143,44	221,00	65,16	0,45	32,00	221,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	14	2	25	68	19,97	0,79	2	68

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	2	0,215	0,308	0,400	0,131	0,425	0,215	0,400
Índice de entumecimiento	Cs	2	0,055	0,070	0,085	0,021	0,303	0,055	0,085
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	2	0,00008	0,00023	0,00038	0,00021	0,92231	0,00008	0,00038

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR	CAMPANIENSE MEDIO-TURONIENSE MEDIO	SARDINERO

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
D		D2	MARGA HOJOSA GRIS	Marga hojosa gris, con estratos intercalados muy finos de nódulos calcáreos, y calizas margosas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	0	-	-	-	-	-	-
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	0	-	-	-	-	-	-

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	13	1600,00	10530,77	27500,00	7219,92	0,69	1600,00	27500,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	1	78	78	78	-	78	78	78

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR	CAMPANIENSE MEDIO-TURONIENSE MEDIO	SARDINERO

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
D		D3	CALIZA MARGOSA GRIS	Caliza margosa gris, alternando con niveles de margas hojosas grises

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	0	-	-	-	-	-	-
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	0	-	-	-	-	-	-

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	5	14200,00	32480,00	49600,00	13664,26	0,42	14200,00	49600,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	2	100	100	100	0,00	0,00	100	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETÁCICO SUPERIOR	CENOMANIENSE MEDIO-INFERIOR	ALTAMIRA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
E		E1	CALCARENITA AMARILLA	Calcarenita amarilla de grano grueso, dura, permeable, estratificada en bancos de 0,2 a 0,8 m.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%	
IDENTIFICACION									
Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-	
	2	0	-	-	-	-	-	-	
	0,40	0	-	-	-	-	-	-	
	0,080	0	-	-	-	-	-	-	
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-	
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-	
ESTADO									
Humedad (%)	w	0	-	-	-	-	-	-	
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	0	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA									
Compresión simple (kPa)	qu	0	-	-	-	-	-	-	
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	
Índice N(SPT)	N	4	17	57	94	31,80	0,56	17	94
COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA									
Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	
TEST QUIMICO									
Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR-INFERIOR	CENOMANIENSE INFERIOR-ALBIENSE	SUANCES

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
F		F1	ARENISCA MICACEA	Arenisca y calcarenita de grano fino, amarilla, blanquecina o gris, micácea, estratificada, con algún nivel calcáreo, muy alterada

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	9	99	100	100	0,50	0,01	99	100
	2	9	97	99	100	1,09	0,01	97	100
	0,40	9	92	97	100	3,19	0,03	92	100
	0,080	9	12,2	24,3	40,0	8,25	0,34	12,2	40,0
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	3	9,7	16,7	25,0	7,74	0,46	9,7	25,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	5	14,90	20,72	25,74	4,28	0,21	14,90	25,74

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	4	131,00	19797,25	73300,00	35734,00	1,80	131,00	73300,00
Cohesión (kPa)	c	1	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	1	36,0	36,0	36,0			36,0	36,0
Índice N(SPT)	N	26	78	98	100	6,24	0,06	78	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR-INFERIOR	CENOMANIENSE INFERIOR-ALBIENSE	SUANCES

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
F		F2	ARENA ARCILLOSA	Arena arcillosa, micácea, fina y uniforme

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	10	93	98	100	2,66	0,03	93	100
	2	10	90	97	100	3,58	0,04	90	100
	0,40	10	86	93	99	4,35	0,05	86	99
	0,080	10	22,0	30,7	40,4	7,01	0,23	22,0	40,4
Límite líquido (%)	LL	4	19,2	21,0	22,8	1,94	0,09	19,2	22,8
Índice de plasticidad (%)	IP	4	0,6	3,4	6,5	2,81	0,83	0,6	6,5

ESTADO

Humedad (%)	w	5	15,0	20,4	24,0	3,58	0,18	15,0	24,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	5	16,00	16,74	17,50	0,61	0,04	16,00	17,50

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	0	-	-	-	-	-	-	-
Cohesión (kPa)	c	1	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	1	31,0	31,0	31,0			31,0	31,0
Índice N(SPT)	N	14	8	55	100	37,54	0,69	8	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO SUPERIOR-INFERIOR	CENOMANIENSE INFERIOR-ALBIENSE	SUANCES

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
F		F3	ARCILLA PIZARROSA	Arcilla pizarrosa, arenosa, micácea

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	10	98	99	100	0,84	0,01	98	100
	2	10	93	98	100	2,23	0,02	93	100
	0,40	10	77	93	99	7,51	0,08	77	99
	0,080	10	59,0	79,2	97,0	15,56	0,20	59,0	97,0
Límite líquido (%)	LL	9	24,4	35,9	48,2	8,30	0,23	24,4	48,2
Índice de plasticidad (%)	IP	9	10,6	17,1	25,3	5,13	0,30	10,6	25,3

ESTADO

Humedad (%)	w	7	10,7	20,5	39,0	9,44	0,46	10,7	39,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	7	13,40	17,50	20,70	2,62	0,15	13,40	20,70

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	5	34,00	139,20	280,00	88,78	0,64	34,00	280,00
Cohesión (kPa)	c	4	0,00	10,00	20,00	11,55	1,15	0,00	20,00
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	4	25,0	28,5	35,0	4,43	0,16	25,0	35,0
Índice N(SPT)	N	21	1	23	100	21,13	0,91	1	40

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	2	4,320	4,425	4,530	0,148	0,034	4,320	4,530
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	ALBIENSE INFERIOR-APTIENSE SUPERIOR	REOCIN

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
G		G1	ARCILLA ANARANJADA	Arcilla arenosa anaranjada, muy plástica, procedente de la descalcificación de calizas arrecifales y dolomías

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	14	83	98	100	4,48	0,05	83	100
	2	14	74	97	100	6,81	0,07	74	100
	0,40	14	67	94	100	8,42	0,09	67	100
	0,080	14	34,9	71,1	99,7	17,26	0,24	34,9	99,7
Límite líquido (%)	LL	14	24,7	45,3	88,8	19,05	0,42	24,7	88,8
Índice de plasticidad (%)	IP	14	9,7	21,5	46,3	10,60	0,49	9,7	46,3

ESTADO

Humedad (%)	w	16	16,0	33,1	57,9	12,99	0,39	16,0	57,9
Índice de poros	e0	2	0,92	1,02	1,12	0,14	0,14	0,92	1,12
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	15	11,50	14,81	18,00	2,30	0,16	11,50	18,00

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	12	6,00	63,33	151,00	45,93	0,73	6,00	151,00
Cohesión (kPa)	c	3	0,00	10,00	24,00	12,49	1,25	0,00	24,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	3	23,0	28,0	36,0	7,00	0,25	23,0	36,0
Índice N(SPT)	N	10	0	11	27	8,06	0,71	0	27

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	1	0,300	0,300	0,300			0,300	0,300
Índice de entumecimiento	Cs	1	0,026	0,026	0,026			0,026	0,026
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	3	0,270	0,610	0,820	0,297	0,487	0,270	0,820
Sulfatos (%)	SO4	3	0,000	0,060	0,180	0,104	1,732	0,000	0,180
Carbonatos (%)	CO3	1	32,720	32,720	32,720			32,720	32,720

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	ALBIENSE INFERIOR-APTIENSE SUPERIOR	REOCIN

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
G		G2	CALIZA MASIVA GRIS	Caliza masiva gris clara, carstificada, con estructura de pináculos arrecifales

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	2	0,3	0,6	0,9	0,42	0,71	0,3	0,9
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	6	24,68	25,79	26,51	0,85	0,03	24,68	26,51

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	13	14200,00	45153,77	77600,00	18710,25	0,41	14200,00	77600,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	2	100	100	100	0,00	0,00	100	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	ALBIENSE INFERIOR-APTIENSE SUPERIOR	REOCIN

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
G		G3	DOLOMIA MARRON	Dolomia y caliza dolomítica marrón, muy dura y porosa, estratiforme, con mineralizaciones de hierro, zinc y plomo

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	3	0,1	0,2	0,3	0,12	0,69	0,1	0,3
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	6	26,70	26,98	27,42	0,28	0,01	26,70	27,42

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	8	60300,00	86950,00	118400,00	19887,97	0,23	60300,00	118400,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	0	-	-	-	-	-	-	-

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	APTIENSE INFERIOR	CUCHIA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
H		H1	CALIZA MARGOSA	Caliza margosa y marga oscura, alternando en capas finas de 0,2 a 0,4 metros

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%	
IDENTIFICACION									
Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-	
	2	0	-	-	-	-	-	-	
	0,40	0	-	-	-	-	-	-	
	0,080	0	-	-	-	-	-	-	
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-	
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-	
ESTADO									
Humedad (%)	w	0	-	-	-	-	-	-	
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	5	23,89	24,58	24,99	0,46	0,02	23,89	24,99
RESISTENCIA									
Compresión simple (kPa)	qu	5	7800,00	14920,00	25700,00	7146,82	0,48	7800,00	25700,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	0	-	-	-	-	-	-	-
COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA									
Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-
TEST QUIMICO									
Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	APTIENSE INFERIOR	CUCHIA-CARANJEJA

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
H		H2	LUTITA GRIS	Secuencias de arenisca, lutita pizarrosa gris y marga

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	4	95	99	100	2,38	0,02	95	100
	2	4	92	97	100	3,59	0,04	92	100
	0,40	4	88	96	100	5,56	0,06	88	100
	0,080	4	50,0	78,8	93,6	20,10	0,25	50,0	93,6
Límite líquido (%)	LL	4	25,8	30,4	34,6	4,14	0,14	25,8	34,6
Índice de plasticidad (%)	IP	4	8,0	10,8	13,8	3,05	0,28	8,0	13,8

ESTADO

Humedad (%)	w	3	6,8	13,1	23,9	9,36	0,71	6,8	23,9
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	6	16,70	21,85	23,67	2,60	0,12	16,70	23,67

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	5	47,00	4649,40	8100,00	3813,71	0,82	47,00	8100,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	3	10	25	33	12,74	0,52	10	33

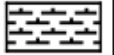
COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Ce	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	3	0,840	1,350	2,010	0,599	0,444	0,840	2,010
Sulfatos (%)	SO4	1	0,002	0,002	0,002			0,002	0,002
Carbonatos (%)	CO3	1	0,350	0,350	0,350			0,350	0,350

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	BARREMIENSE-VALANGINIENSE SUPERIOR	VEGA DE PAS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
I		II	LUTITA ROJIZA	Lutita rojiza, con intercalaciones de estratos finos de arenisca y niveles arenosos

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	6	91	98	100	3,52	0,04	91	100
	2	6	90	97	100	3,56	0,04	90	100
	0,40	6	76	91	98	8,33	0,09	76	98
	0,080	6	68,0	86,6	95,9	11,66	0,13	68,0	95,9
Límite líquido (%)	LL	5	24,5	26,9	30,8	2,45	0,09	24,5	30,8
Índice de plasticidad (%)	IP	5	5,2	7,0	9,2	1,95	0,28	5,2	9,2

ESTADO

Humedad (%)	w	8	8,5	11,5	16,0	2,99	0,26	8,5	16,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	8	17,80	20,65	22,20	1,47	0,07	17,80	22,20

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	7	73,00	140,43	223,00	51,45	0,37	73,00	223,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	7	42	92	100	21,92	0,24	42	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	1	0,560	0,560	0,560			0,560	0,560
Sulfatos (%)	SO4	1	0,056	0,056	0,056			0,056	0,056
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	CRETACICO INFERIOR	BARREMIENSE-VALANGINIENSE SUPERIOR	VEGA DE PAS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
I		I2	ARENISCA ROJIZA	Arenisca rojiza, ferruginosa, con intercalaciones de lutitas rojizas

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	0	-	-	-	-	-	-
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	0	-	-	-	-	-	-

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	0	-	-	-	-	-	-
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	2	100	100	100	0,00	0,00	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	JURASICO INFERIOR	LIAS SUPERIOR	SAN SALVADOR

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
J		J1	ARCILLA MARGOSA NEGRA	Alternancia fina de arcilla margosa negra, hojosa, con abundante materia orgánica y pirita, y margocaliza gris

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	4	92	94	96	1,63	0,02	92	96
	2	4	83	88	93	4,16	0,05	83	93
	0,40	4	64	72	84	8,49	0,12	64	84
	0,080	4	47,0	54,8	59,0	5,44	0,10	47,0	59,0
Límite líquido (%)	LL	4	31,7	33,4	36,2	1,95	0,06	31,7	36,2
Índice de plasticidad (%)	IP	4	7,5	9,8	11,6	1,79	0,18	7,5	11,6

ESTADO

Humedad (%)	w	4	18,4	24,3	28,4	4,22	0,17	18,4	28,4
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	4	15,70	16,60	17,30	0,82	0,05	15,70	17,30

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	4	212,00	250,75	285,00	33,70	0,13	212,00	285,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	6	10	35	100	32,70	0,93	10	100

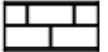
COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	JURASICO INFERIOR	LIAS INFERIOR	SAN SALVADOR

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
J		J2	DOLOMIA NEGRA	Dolomía negra y caliza gris, muy fracturada

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	9	0,4	1,1	2,6	0,68	0,59	0,4	2,6
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	9	23,40	25,81	27,20	1,16	0,04	23,40	27,20

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	9	22900,00	51088,89	79300,00	20054,83	0,39	22900,00	79300,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	0	-	-	-	-	-	-	-

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	0	-	-	-	-	-	-	-
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	TRIASICO SUPERIOR	KEUPER	RAOS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
K		K1	ARCILLA ALTERADA	Arcilla oscura, blanda, con materia orgánica e indicios de yeso

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	24	71	96	100	7,15	0,07	71	100
	2	24	69	94	100	8,76	0,09	69	100
	0,40	24	57	89	99	11,98	0,13	57	99
	0,080	24	53,0	78,3	97,0	14,36	0,18	53,0	97,0
Límite líquido (%)	LL	25	20,0	45,2	77,3	15,91	0,35	20,0	75,0
Índice de plasticidad (%)	IP	25	4,0	25,1	50,5	13,78	0,55	4,0	46,9

ESTADO

Humedad (%)	w	32	13,0	30,1	60,9	11,96	0,40	13,0	56,6
Índice de poros	e0	4	0,62	0,87	1,02	0,18	0,20	0,62	1,02
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	30	10,60	15,48	21,60	2,61	0,17	10,60	19,10

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	30	6,00	80,90	170,00	38,48	0,48	6,00	136,00
Cohesión (kPa)	c	3	0,00	6,00	18,00	10,39	1,73	0,00	18,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	3	20,0	23,3	27,0	3,51	0,15	20,0	27,0
Índice N(SPT)	N	53	2	21	62	13,09	0,61	2	44

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	4	0,190	0,336	0,485	0,121	0,358	0,190	0,485
Índice de entumecimiento	Cs	4	0,051	0,073	0,100	0,020	0,277	0,051	0,100
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	4	0,00017	0,00027	0,00045	0,00013	0,46521	0,00017	0,00045

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	2	0,000	0,220	0,440	0,311	1,414	0,000	0,440
Sulfatos (%)	SO4	0	-	-	-	-	-	-	-
Carbonatos (%)	CO3	0	-	-	-	-	-	-	-

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	TRIÁSICO SUPERIOR	KEUPER	RAOS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
K		K2	ARCILLITA ABIGARRADA	Arcillita abigarrada roja o gris, dura, con gravas y pequeños bloques de yeso masivo, marga, caliza, dolomía negra, ofita

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	178	59	96	100	5,38	0,06	85	100
	2	178	56	94	100	7,08	0,08	80	100
	0,40	178	47	86	100	11,09	0,13	63	99
	0,080	178	34,0	77,8	99,1	13,08	0,17	52,6	96,0
Límite líquido (%)	LL	176	17,9	47,1	85,0	11,37	0,24	30,0	67,0
Índice de plasticidad (%)	IP	176	6,2	23,4	49,6	8,19	0,35	12,2	39,3

ESTADO

Humedad (%)	w	265	8,0	21,1	55,7	6,75	0,32	11,5	32,5
Índice de poros	e0	28	0,44	0,69	1,46	0,25	0,36	0,44	1,42
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	263	10,90	17,22	21,50	1,82	0,11	14,20	20,20

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	241	18,00	263,25	909,50	161,83	0,61	73,00	610,00
Cohesión (kPa)	c	38	0,00	22,49	67,00	14,39	0,64	0,00	54,00
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	38	15,0	22,1	29,0	3,51	0,16	15,0	27,0
Índice N(SPT)	N	235	7	57	100	28,83	0,51	22	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	28	0,073	0,194	0,690	0,132	0,678	0,073	0,538
Índice de entumecimiento	Cs	28	0,026	0,055	0,160	0,028	0,514	0,026	0,107
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	26	0,00006	0,00045	0,00112	0,00027	0,59960	0,00006	0,00085

TEST QUÍMICO

Materia orgánica (%)	MO	20	0,280	0,724	4,200	0,846	1,168	0,280	4,200
Sulfatos (%)	SO4	14	0,020	2,598	12,300	4,283	1,649	0,020	12,300
Carbonatos (%)	CO3	11	0,000	8,693	50,000	14,718	1,693	0,000	50,000

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	TRIASICO SUPERIOR	KEUPER	RAOS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
K		K3	GRAVA NEGRA	Bloques y gravas de dolomías negras, calizas y margas grises, en una matriz limosa

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	16	51	85	100	16,74	0,20	51	100
	2	16	37	76	100	18,42	0,24	37	100
	0,40	16	9	51	97	23,05	0,46	9	97
	0,080	16	6,0	34,9	85,8	20,19	0,58	6,0	85,8
Límite líquido (%)	LL	6	15,6	23,3	37,2	7,46	0,32	15,6	37,2
Índice de plasticidad (%)	IP	6	4,9	9,9	27,9	8,88	0,90	4,9	27,9

ESTADO

Humedad (%)	w	2	12,4	21,2	30,0	12,45	0,59	12,4	30,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	1	13,80	13,80	13,80			13,80	13,80

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	0	-	-	-	-	-	-	-
Cohesión (kPa)	c	1	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Angulo de rozamiento crítico (°)	Φ	1	35,0	35,0	35,0			35,0	35,0
Índice N(SPT)	N	33	19	75	100	31,53	0,42	19	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	1	0,880	0,880	0,880			0,880	0,880
Sulfatos (%)	SO4	3	0,010	4,047	9,030	4,584	1,133	0,010	9,030
Carbonatos (%)	CO3	3	49,610	67,737	82,900	16,842	0,249	49,610	82,900

ERA	PERÍODO	PISO	FORMACIÓN GEOLÓGICA
SECUNDARIO	TRIASICO SUPERIOR	KEUPER	RAOS

CAPA	SÍMBOLO	UG	DENOMINACIÓN	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
K	A A A A A A A A A A A A A A A A A A	K4	YESO MASIVO	Yeso masivo variolado (blanco a negro), con vetas milimétricas y centimétricas de arcillita rojiza y gris

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Parámetro geotécnico	Nº de ensayos	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. típica	Coef. variación	Percentil 5%	Percentil 95%

IDENTIFICACION

Granulometría (% que pasa por tamiz UNE)	5	0	-	-	-	-	-	-
	2	0	-	-	-	-	-	-
	0,40	0	-	-	-	-	-	-
	0,080	0	-	-	-	-	-	-
Límite líquido (%)	LL	0	-	-	-	-	-	-
Índice de plasticidad (%)	IP	0	-	-	-	-	-	-

ESTADO

Humedad (%)	w	13	1,6	9,7	19,0	5,78	0,60	1,6	19,0
Índice de poros	e0	0	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico seco (kN/m3)	Yd	14	19,40	20,97	22,90	1,17	0,06	19,40	22,90

RESISTENCIA

Compresión simple (kPa)	qu	17	454,00	11761,12	29400,00	8498,79	0,72	454,00	29400,00
Cohesión (kPa)	c	0	-	-	-	-	-	-	-
Ángulo de rozamiento crítico (°)	Φ	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice N(SPT)	N	9	30	90	100	23,51	0,26	30	100

COMPRESIBILIDAD EDOMÉTRICA

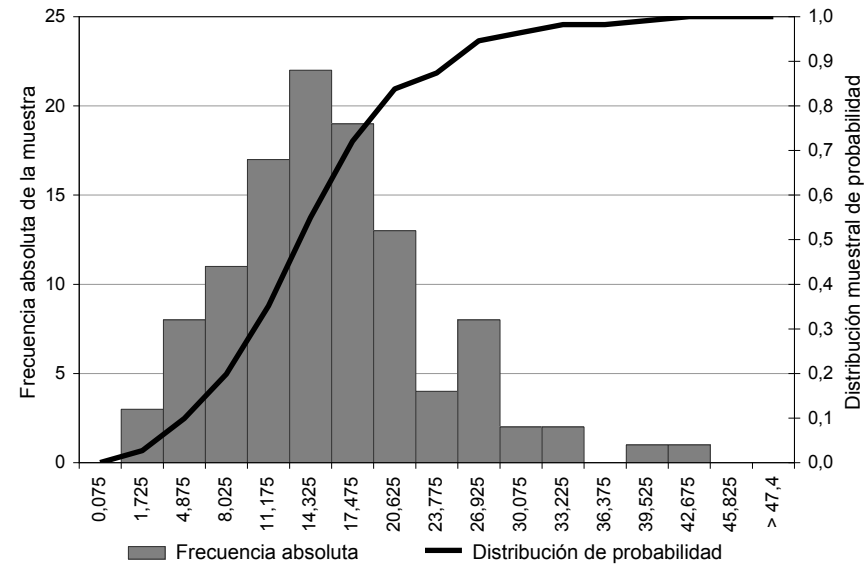
Índice de compresión	Cc	0	-	-	-	-	-	-	-
Índice de entumecimiento	Cs	0	-	-	-	-	-	-	-
Coef. de consolidación (cm2/s)	cv	0	-	-	-	-	-	-	-

TEST QUIMICO

Materia orgánica (%)	MO	1	10,500	10,500	10,500			10,500	10,500
Sulfatos (%)	SO4	3	12,040	23,337	45,600	19,281	0,826	12,040	45,600
Carbonatos (%)	CO3	2	4,640	5,300	5,960	0,933	0,176	4,640	5,960

INDICE DE PLASTICIDAD DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (IP=LL-LP)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,075	0	0,000	0,000
1,725	3	0,027	0,027
4,875	8	0,072	0,099
8,025	11	0,099	0,198
11,175	17	0,153	0,351
14,325	22	0,198	0,550
17,475	19	0,171	0,721
20,625	13	0,117	0,838
23,775	4	0,036	0,874
26,925	8	0,072	0,946
30,075	2	0,018	0,964
33,225	2	0,018	0,982
36,375	0	0,000	0,982
39,525	1	0,009	0,991
42,675	1	0,009	1,000
45,825	0	0,000	1,000
> 47,4	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 111			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 15,948$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 57,201$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

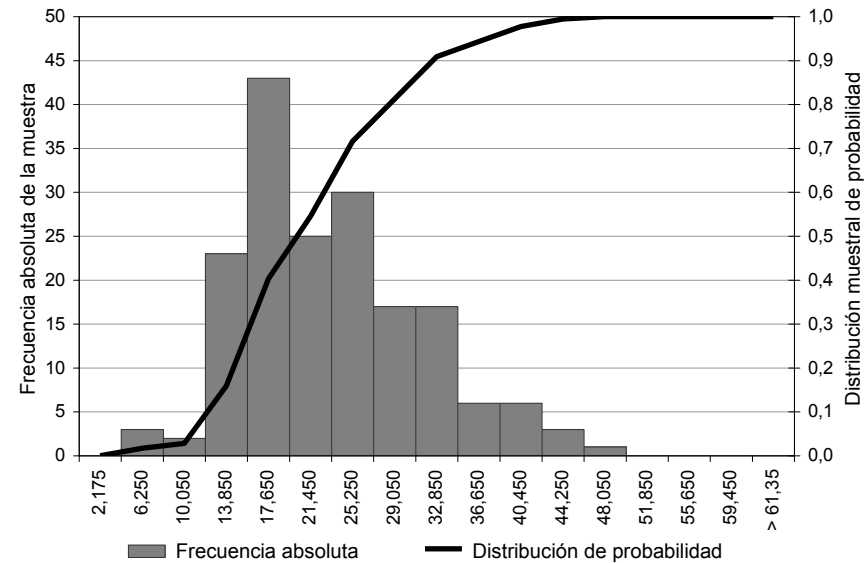
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 15,9$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 57,72$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,48$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$14,8 < \mu < 17,1$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 8\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 62$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,075	RECHAZO	0%
NORMAL	0,062	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,031	RECHAZO	0%
GAMMA	0,033	RECHAZO	4%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	GAMMA

INDICE DE PLASTICIDAD DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (IP= LL-LP)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
2,175	0	0,000	0,000
6,250	3	0,017	0,017
10,050	2	0,011	0,028
13,850	23	0,131	0,159
17,650	43	0,244	0,403
21,450	25	0,142	0,545
25,250	30	0,170	0,716
29,050	17	0,097	0,813
32,850	17	0,097	0,909
36,650	6	0,034	0,943
40,450	6	0,034	0,977
44,250	3	0,017	0,994
48,050	1	0,006	1,000
51,850	0	0,000	1,000
55,650	0	0,000	1,000
59,450	0	0,000	1,000
> 61,35	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 176			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 23,371$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 67,024$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

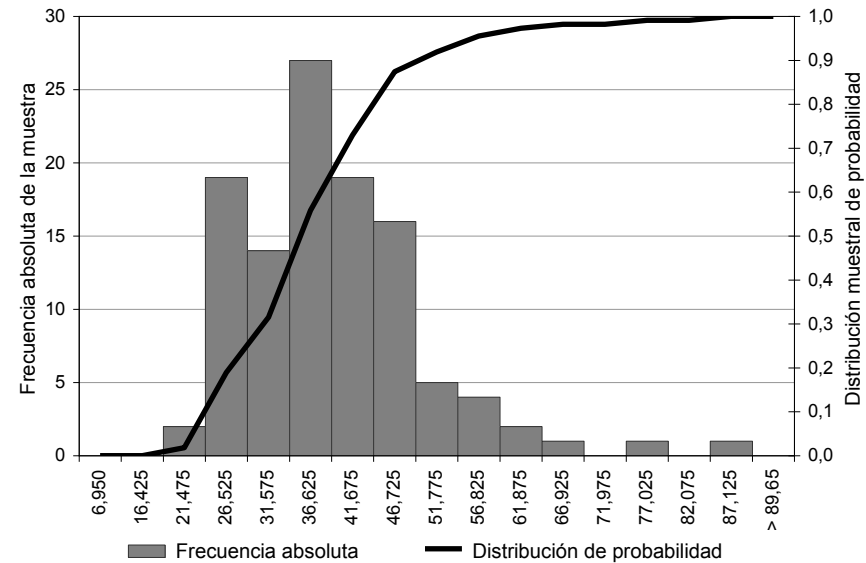
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 23,4$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 67,41$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,35$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$22,3 < \mu < 24,4$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 4\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 34$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba X^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,066	RECHAZO	0%
NORMAL	0,067	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,035	RECHAZO	0%
GAMMA	0,042	RECHAZO	13%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	GAMMA

LÍMITE LÍQUIDO DE LA UNIDAD GEOTÉCNICA <B1> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
6,950	0	0,000	0,000
16,425	0	0,000	0,000
21,475	2	0,018	0,018
26,525	19	0,171	0,189
31,575	14	0,126	0,315
36,625	27	0,243	0,559
41,675	19	0,171	0,730
46,725	16	0,144	0,874
51,775	5	0,045	0,919
56,825	4	0,036	0,955
61,875	2	0,018	0,973
66,925	1	0,009	0,982
71,975	0	0,000	0,982
77,025	1	0,009	0,991
82,075	0	0,000	0,991
87,125	1	0,009	1,000
> 89,65	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 111			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRÍA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 39,176$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 117,833$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADÍSTICA DE LA POBLACION

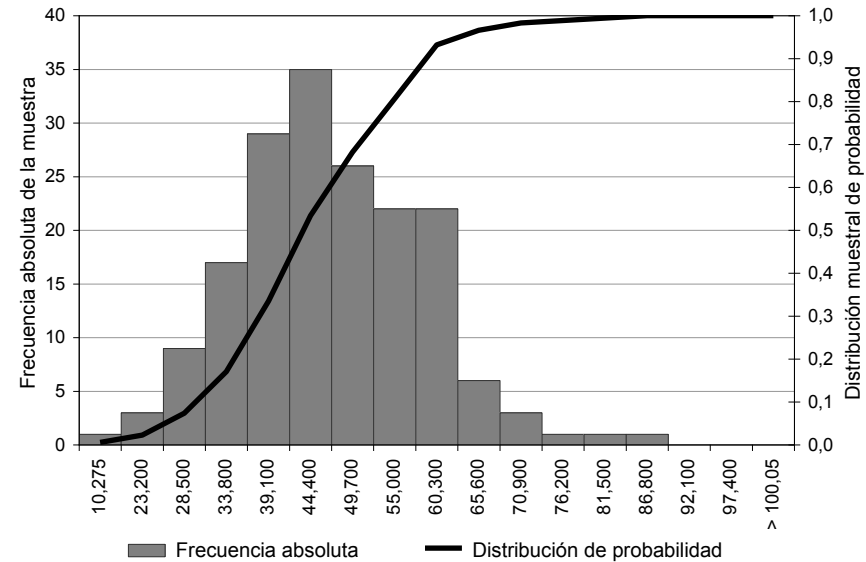
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 39,2$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 118,90$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,28$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$37,5 < \mu < 40,9$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 4\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 21$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,083	RECHAZO	0%
NORMAL	0,070	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,044	RECHAZO	0%
GAMMA	0,048	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	LOGNORMAL
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

LIMITE LIQUIDO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
10,275	1	0,006	0,006
23,200	3	0,017	0,023
28,500	9	0,051	0,074
33,800	17	0,097	0,170
39,100	29	0,165	0,335
44,400	35	0,199	0,534
49,700	26	0,148	0,682
55,000	22	0,125	0,807
60,300	22	0,125	0,932
65,600	6	0,034	0,966
70,900	3	0,017	0,983
76,200	1	0,006	0,989
81,500	1	0,006	0,994
86,800	1	0,006	1,000
92,100	0	0,000	1,000
97,400	0	0,000	1,000
> 100,05	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 176			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 47,099$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 129,307$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 47,1$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 130,05$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,24$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$45,7 < \mu < 48,5$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 3\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 16$

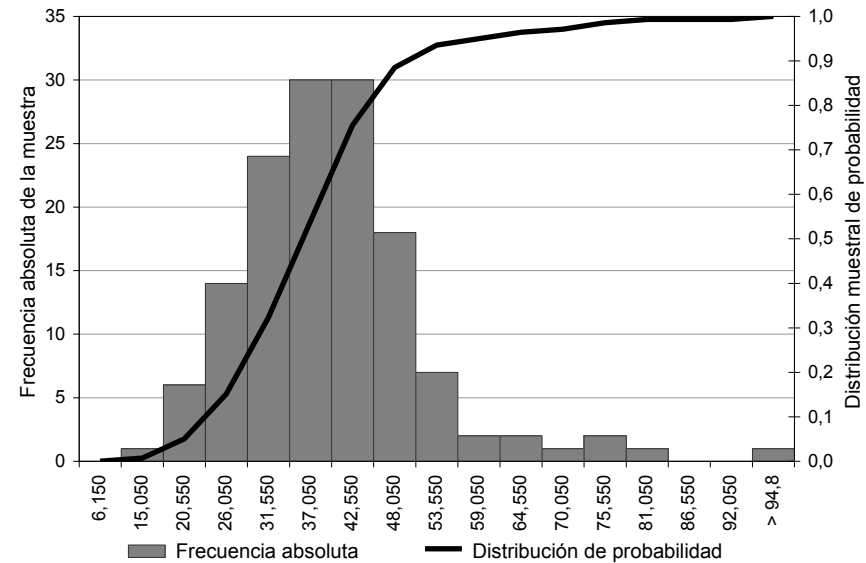
RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba X^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,049	RECHAZO	0%
NORMAL	0,042	RECHAZO	17%
LOG-NORMAL	0,027	RECHAZO	0%
GAMMA	0,031	ACEPTACION	17%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	GAMMA

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS

PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
6,150	0	0,000	0,000
15,050	1	0,007	0,007
20,550	6	0,043	0,050
26,050	14	0,101	0,151
31,550	24	0,173	0,324
37,050	30	0,216	0,540
42,550	30	0,216	0,755
48,050	18	0,129	0,885
53,550	7	0,050	0,935
59,050	2	0,014	0,950
64,550	2	0,014	0,964
70,050	1	0,007	0,971
75,550	2	0,014	0,986
81,050	1	0,007	0,993
86,550	0	0,000	0,993
92,050	0	0,000	0,993
> 94,8	1	0,007	1,000
Nº de datos: n = 139			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRÍA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 39,850$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 140,608$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

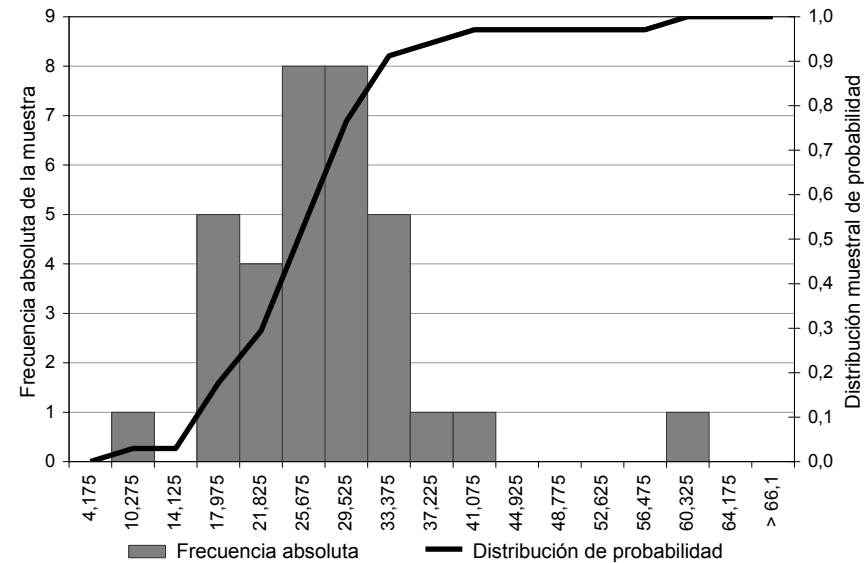
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 39,8$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 141,63$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,30$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$38,2 < \mu < 41,5$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 4\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 25$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,097	RECHAZO	0%
NORMAL	0,074	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,043	RECHAZO	0%
GAMMA	0,050	ACEPTACION	45%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B2> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
4,175	0	0,000	0,000
10,275	1	0,029	0,029
14,125	0	0,000	0,029
17,975	5	0,147	0,176
21,825	4	0,118	0,294
25,675	8	0,235	0,529
29,525	8	0,235	0,765
33,375	5	0,147	0,912
37,225	1	0,029	0,941
41,075	1	0,029	0,971
44,925	0	0,000	0,971
48,775	0	0,000	0,971
52,625	0	0,000	0,971
56,475	0	0,000	0,971
60,325	1	0,029	1,000
64,175	0	0,000	1,000
> 66,1	0	0,000	1,000
N° de datos: n = 34			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 27,605$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 67,550$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

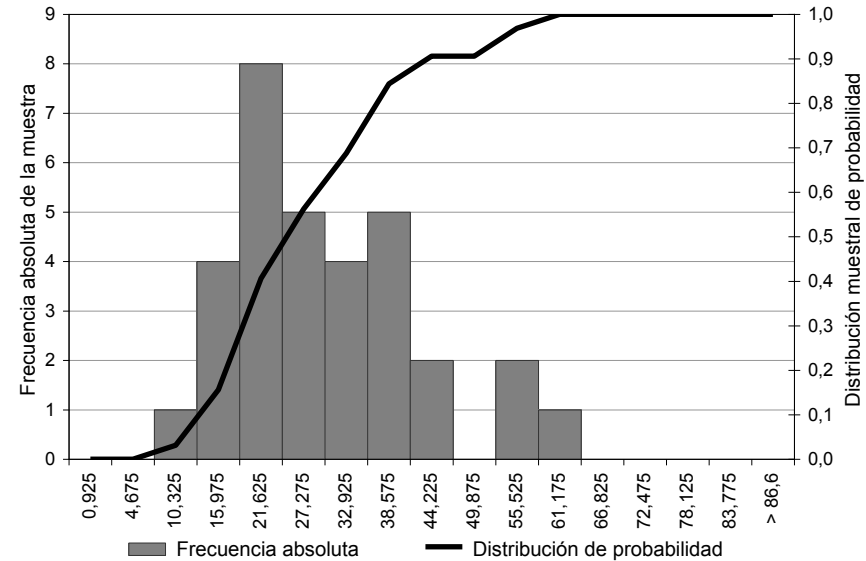
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 27,6$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 69,60$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,30$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$25,2 < \mu < 30,0$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 9\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 25$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,110	RECHAZO	0%
NORMAL	0,082	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,052	RECHAZO	0%
GAMMA	0,059	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	LOGNORMAL

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,925	0	0,000	0,000
4,675	0	0,000	0,000
10,325	1	0,031	0,031
15,975	4	0,125	0,156
21,625	8	0,250	0,406
27,275	5	0,156	0,563
32,925	4	0,125	0,688
38,575	5	0,156	0,844
44,225	2	0,063	0,906
49,875	0	0,000	0,906
55,525	2	0,063	0,969
61,175	1	0,031	1,000
66,825	0	0,000	1,000
72,475	0	0,000	1,000
78,125	0	0,000	1,000
83,775	0	0,000	1,000
> 86,6	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 32			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 30,125$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 143,105$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

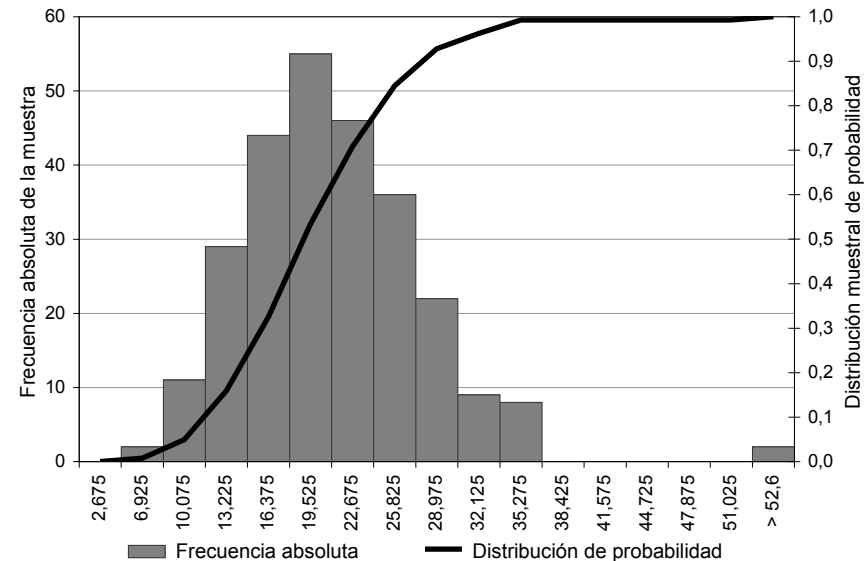
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 30,1$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 147,72$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,40$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$26,5 < \mu < 33,8$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 12\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 45$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,074	RECHAZO	0%
NORMAL	0,073	ACEPTACION	44%
LOG-NORMAL	0,046	RECHAZO	44%
GAMMA	0,044	ACEPTACION	7%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (%)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
2,675	0	0,000	0,000
6,925	2	0,008	0,008
10,075	11	0,042	0,049
13,225	29	0,110	0,159
16,375	44	0,167	0,326
19,525	55	0,208	0,534
22,675	46	0,174	0,708
25,825	36	0,136	0,845
28,975	22	0,083	0,928
32,125	9	0,034	0,962
35,275	8	0,030	0,992
38,425	0	0,000	0,992
41,575	0	0,000	0,992
44,725	0	0,000	0,992
47,875	0	0,000	0,992
51,025	0	0,000	0,992
> 52,6	2	0,008	1,000
N° de datos: n = 264			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 21,121$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 45,705$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

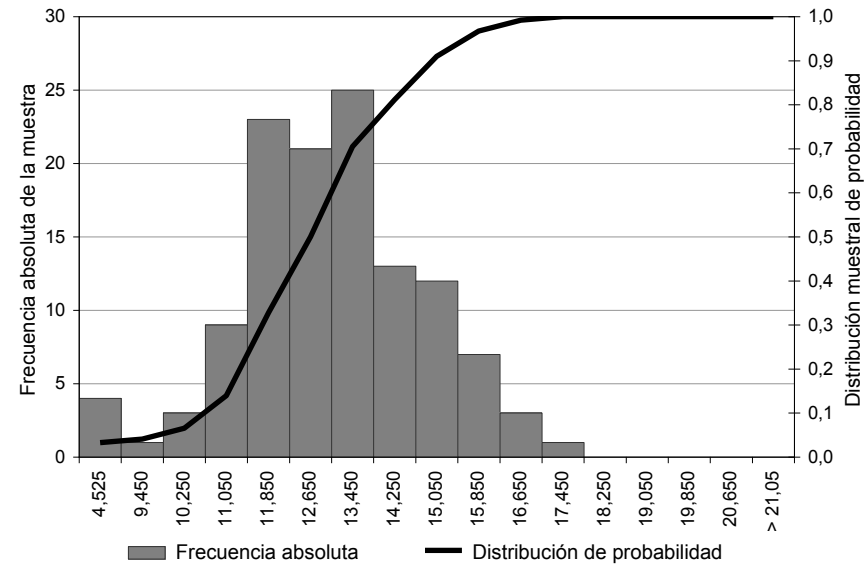
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 21,1$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 45,88$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,32$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$20,4 < \mu < 21,8$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 3\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 28$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,062	RECHAZO	0%
NORMAL	0,050	ACEPTACION	37%
LOG-NORMAL	0,027	RECHAZO	0%
GAMMA	0,031	ACEPTACION	17%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	NORMAL

PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kN/m3)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
4,525	4	0,033	0,033
9,450	1	0,008	0,041
10,250	3	0,025	0,066
11,050	9	0,074	0,139
11,850	23	0,189	0,328
12,650	21	0,172	0,500
13,450	25	0,205	0,705
14,250	13	0,107	0,811
15,050	12	0,098	0,910
15,850	7	0,057	0,967
16,650	3	0,025	0,992
17,450	1	0,008	1,000
18,250	0	0,000	1,000
19,050	0	0,000	1,000
19,850	0	0,000	1,000
20,650	0	0,000	1,000
> 21,05	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 122			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 13,053$		Función sesgada hacia la izquierda	
Varianza: $s^2 = 3,207$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

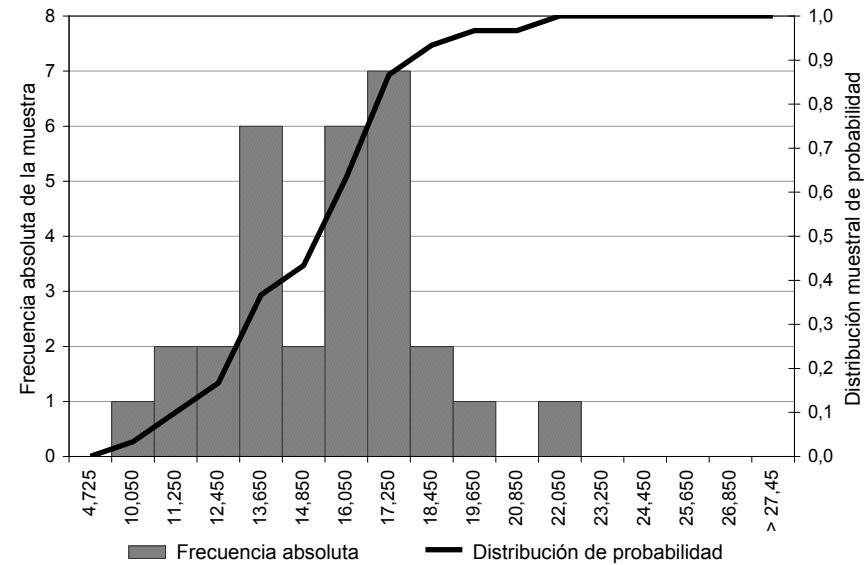
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 13,05$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 3,23$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,14$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$12,78 < \mu < 13,32$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 2\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 6$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	<u>Resultado</u>	<u>Probabilidad de error</u>
UNIFORME	0,052	RECHAZO	0%
NORMAL	0,036	ACEPTACION	15%
LOG-NORMAL	0,028	ACEPTACION	40%
GAMMA	0,029	ACEPTACION	14%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	NORMAL

PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (kN/m3)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
4,725	0	0,000	0,000
10,050	1	0,033	0,033
11,250	2	0,067	0,100
12,450	2	0,067	0,167
13,650	6	0,200	0,367
14,850	2	0,067	0,433
16,050	6	0,200	0,633
17,250	7	0,233	0,867
18,450	2	0,067	0,933
19,650	1	0,033	0,967
20,850	0	0,000	0,967
22,050	1	0,033	1,000
23,250	0	0,000	1,000
24,450	0	0,000	1,000
25,650	0	0,000	1,000
26,850	0	0,000	1,000
> 27,45	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 30			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRÍA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 15,480$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 6,794$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADÍSTICA DE LA POBLACION

ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 15,48$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 7,03$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,17$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$14,66 < \mu < 16,30$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 5\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 8$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,058	RECHAZO	0%
NORMAL	0,041	ACEPTACION	19%
LOG-NORMAL	0,036	RECHAZO	2%
GAMMA	0,037	ACEPTACION	20%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	LOGNORMAL

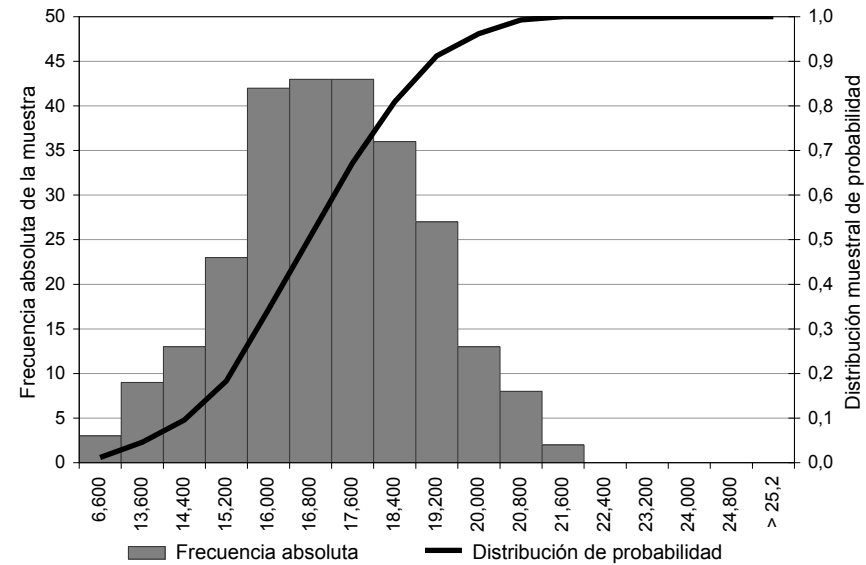
PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kN/m3)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS

PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
6,600	3	0,011	0,011
13,600	9	0,034	0,046
14,400	13	0,050	0,095
15,200	23	0,088	0,183
16,000	42	0,160	0,344
16,800	43	0,164	0,508
17,600	43	0,164	0,672
18,400	36	0,137	0,809
19,200	27	0,103	0,912
20,000	13	0,050	0,962
20,800	8	0,031	0,992
21,600	2	0,008	1,000
22,400	0	0,000	1,000
23,200	0	0,000	1,000
24,000	0	0,000	1,000
24,800	0	0,000	1,000
> 25,2	0	0,000	1,000

Nº de datos: n = 262

ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA	ASIMETRÍA Y CURTOSIS
Media: $\bar{x}_m = 17,224$	Función sesgada hacia la izquierda
Varianza: $s^2 = 3,302$	La forma es elevada respecto a la Normal



INFERENCIA ESTADÍSTICA DE LA POBLACION

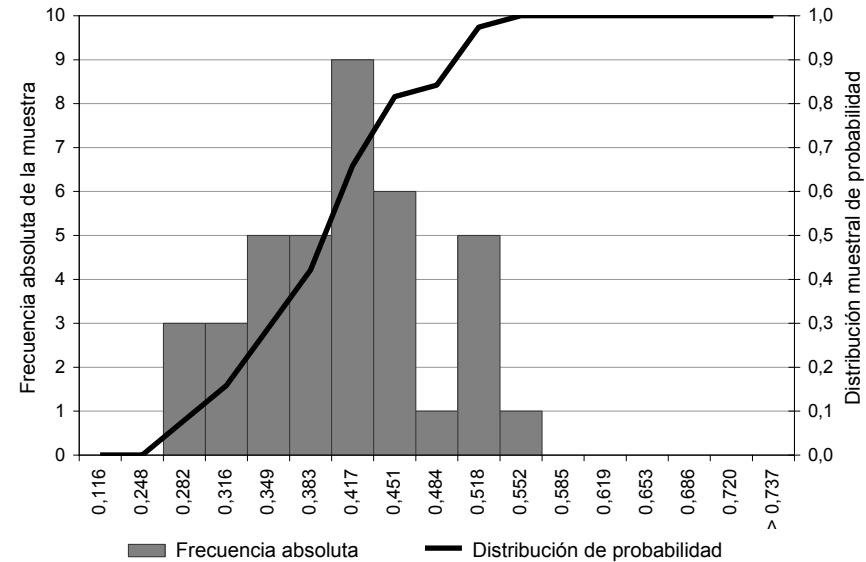
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 17,22$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 3,32$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,11$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$17,04 < \mu < 17,41$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 1\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 4$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	<u>Resultado</u>	<u>Probabilidad de error</u>
UNIFORME	0,049	RECHAZO	0%
NORMAL	0,039	ACEPTACION	1%
LOG-NORMAL	0,032	RECHAZO	0%
GAMMA	0,034	ACEPTACION	4%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	NORMAL

TANGENTE ANGULO DE ROZAMIENTO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2>

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,116	0	0,000	0,000
0,248	0	0,000	0,000
0,282	3	0,079	0,079
0,316	3	0,079	0,158
0,349	5	0,132	0,289
0,383	5	0,132	0,421
0,417	9	0,237	0,658
0,451	6	0,158	0,816
0,484	1	0,026	0,842
0,518	5	0,132	0,974
0,552	1	0,026	1,000
0,585	0	0,000	1,000
0,619	0	0,000	1,000
0,653	0	0,000	1,000
0,686	0	0,000	1,000
0,720	0	0,000	1,000
> 0,737	0	0,000	1,000
N° de datos: n = 38			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 0,408$		Función sesgada hacia la izquierda	
Varianza: $s^2 = 0,005$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

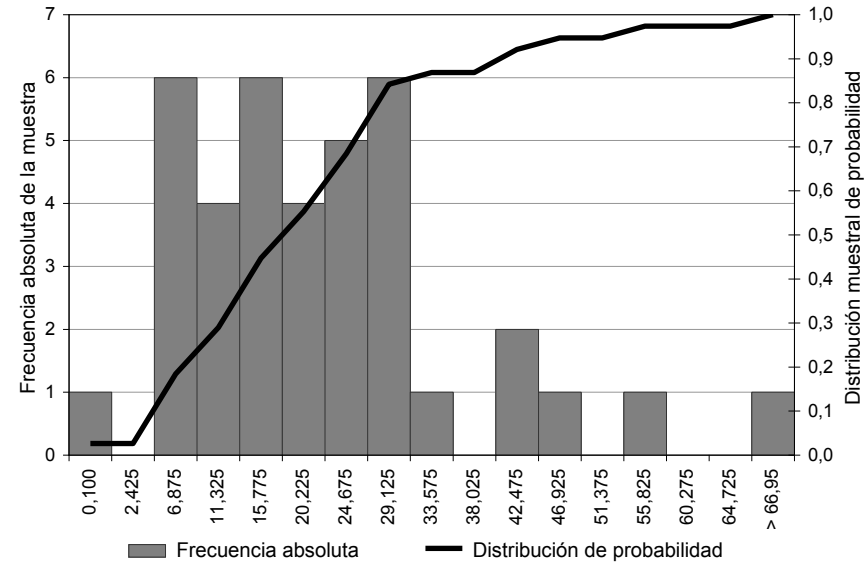
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 0,408$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 0,01$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,18$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$0,388 < \mu < 0,428$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 5\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 9$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,047	RECHAZO	0%
NORMAL	0,038	ACEPTACION	24%
LOG-NORMAL	0,030	RECHAZO	45%
GAMMA	0,032	ACEPTACION	32%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	NORMAL

COHESION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,100	1	0,026	0,026
2,425	0	0,000	0,026
6,875	6	0,158	0,184
11,325	4	0,105	0,289
15,775	6	0,158	0,447
20,225	4	0,105	0,553
24,675	5	0,132	0,684
29,125	6	0,158	0,842
33,575	1	0,026	0,868
38,025	0	0,000	0,868
42,475	2	0,053	0,921
46,925	1	0,026	0,947
51,375	0	0,000	0,947
55,825	1	0,026	0,974
60,275	0	0,000	0,974
64,725	0	0,000	0,974
> 66,95	1	0,026	1,000
Nº de datos: n = 38			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 22,487$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 207,115$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

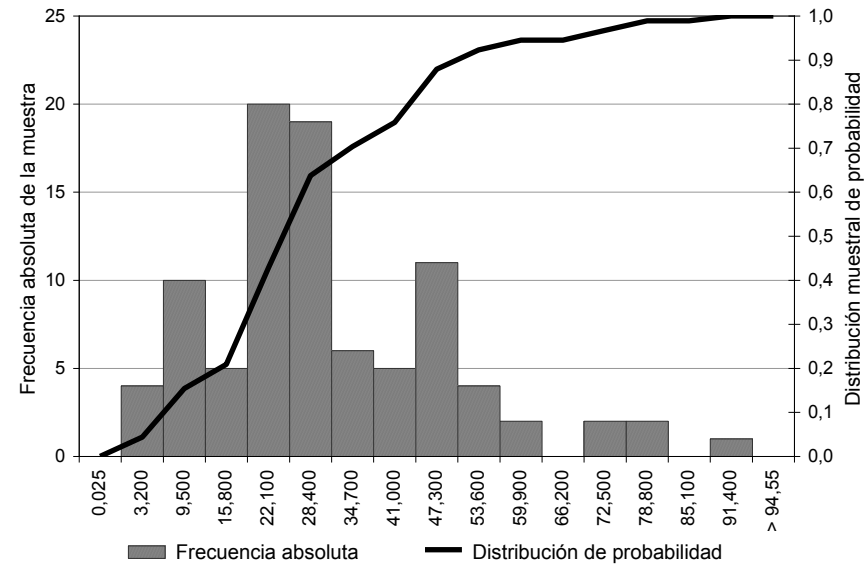
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 22,49$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 212,71$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,65$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$18,50 < \mu < 26,48$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 18\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 114$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,157	RECHAZO	0%
NORMAL	0,094	RECHAZO	30%
LOG-NORMAL	0,046	RECHAZO	29%
GAMMA	0,034	ACEPTACION	36%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

RESISTENCIA AL CORTE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,025	0	0,000	0,000
3,200	4	0,044	0,044
9,500	10	0,110	0,154
15,800	5	0,055	0,209
22,100	20	0,220	0,429
28,400	19	0,209	0,637
34,700	6	0,066	0,703
41,000	5	0,055	0,758
47,300	11	0,121	0,879
53,600	4	0,044	0,923
59,900	2	0,022	0,945
66,200	0	0,000	0,945
72,500	2	0,022	0,967
78,800	2	0,022	0,989
85,100	0	0,000	0,989
91,400	1	0,011	1,000
> 94,55	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 91			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRÍA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 31,560$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 329,738$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

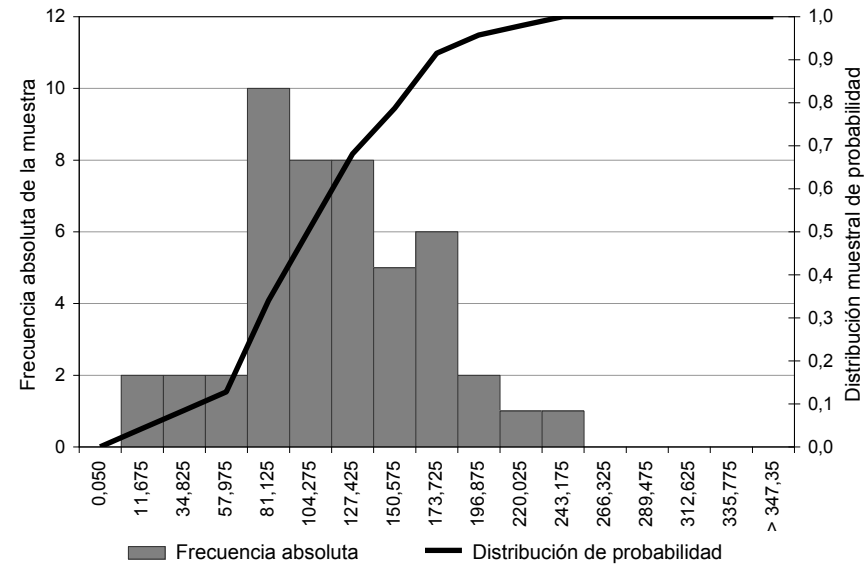
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 31,56$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 333,40$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,58$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$28,38 < \mu < 34,74$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 10\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 91$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,106	RECHAZO	0%
NORMAL	0,092	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,036	RECHAZO	0%
GAMMA	0,042	RECHAZO	2%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

RESISTENCIA AL CORTE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	0	0,000	0,000
11,675	2	0,043	0,043
34,825	2	0,043	0,085
57,975	2	0,043	0,128
81,125	10	0,213	0,340
104,275	8	0,170	0,511
127,425	8	0,170	0,681
150,575	5	0,106	0,787
173,725	6	0,128	0,915
196,875	2	0,043	0,957
220,025	1	0,021	0,979
243,175	1	0,021	1,000
266,325	0	0,000	1,000
289,475	0	0,000	1,000
312,625	0	0,000	1,000
335,775	0	0,000	1,000
> 347,35	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 47			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 115,851$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 2.801,434$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

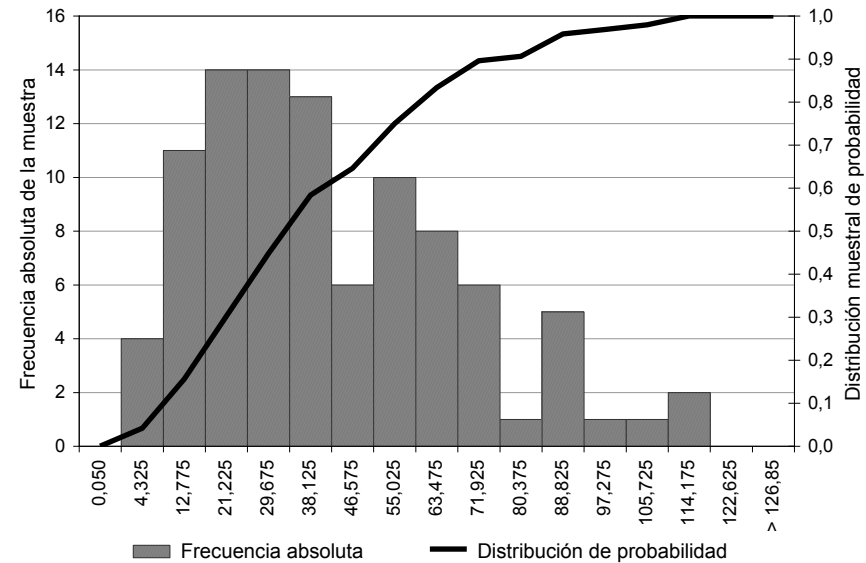
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 115,85$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 2862,33$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,46$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$102,75 < \mu < 128,95$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 11\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 58$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,047	RECHAZO	0%
NORMAL	0,032	ACEPTACION	4%
LOG-NORMAL	0,033	RECHAZO	0%
GAMMA	0,018	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	NORMAL

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	0	0,000	0,000
4,325	4	0,042	0,042
12,775	11	0,115	0,156
21,225	14	0,146	0,302
29,675	14	0,146	0,448
38,125	13	0,135	0,583
46,575	6	0,063	0,646
55,025	10	0,104	0,750
63,475	8	0,083	0,833
71,925	6	0,063	0,896
80,375	1	0,010	0,906
88,825	5	0,052	0,958
97,275	1	0,010	0,969
105,725	1	0,010	0,979
114,175	2	0,021	1,000
122,625	0	0,000	1,000
> 126,85	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 96			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 42,399$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 664,919$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

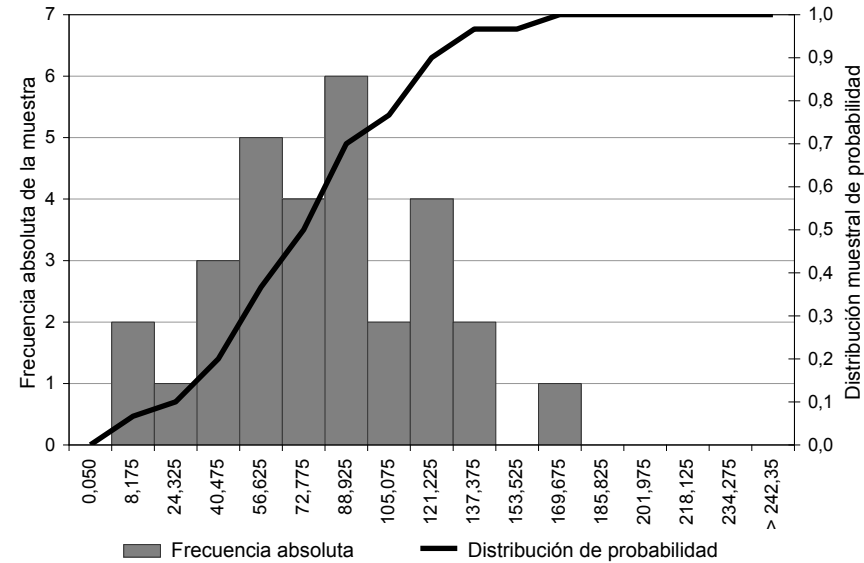
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 42,40$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 671,92$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,61$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$38,00 < \mu < 46,79$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 10\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 102$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,084	RECHAZO	0%
NORMAL	0,068	RECHAZO	1%
LOG-NORMAL	0,023	RECHAZO	0%
GAMMA	0,028	ACEPTACION	47%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	0	0,000	0,000
8,175	2	0,067	0,067
24,325	1	0,033	0,100
40,475	3	0,100	0,200
56,625	5	0,167	0,367
72,775	4	0,133	0,500
88,925	6	0,200	0,700
105,075	2	0,067	0,767
121,225	4	0,133	0,900
137,375	2	0,067	0,967
153,525	0	0,000	0,967
169,675	1	0,033	1,000
185,825	0	0,000	1,000
201,975	0	0,000	1,000
218,125	0	0,000	1,000
234,275	0	0,000	1,000
> 242,35	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 30			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 80,897$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 1.480,617$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

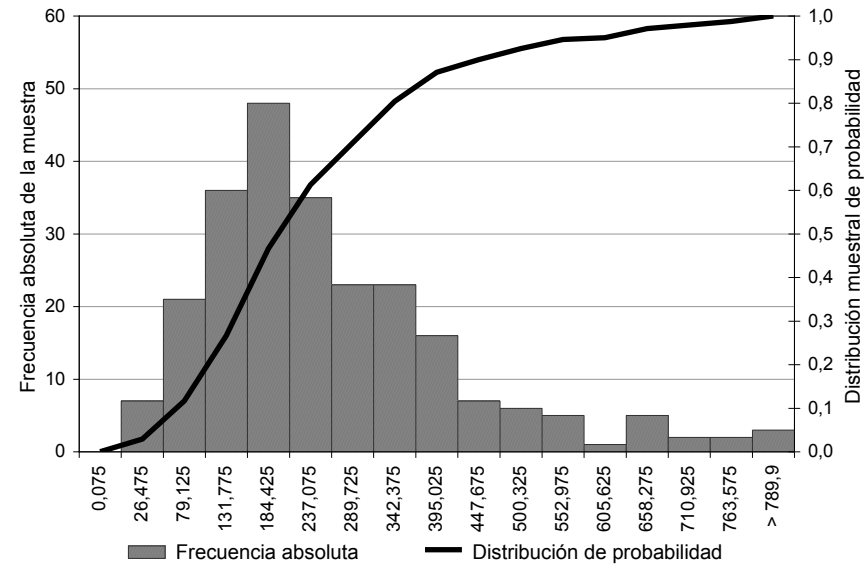
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 80,90$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 1531,67$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,48$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$68,76 < \mu < 93,04$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 15\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 64$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
<u>Función teórica</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,052	RECHAZO	0%
NORMAL	0,041	ACEPTACION	5%
LOG-NORMAL	0,073	RECHAZO	0%
GAMMA	0,029	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	NORMAL

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,075	0	0,000	0,000
26,475	7	0,029	0,029
79,125	21	0,088	0,117
131,775	36	0,150	0,267
184,425	48	0,200	0,467
237,075	35	0,146	0,613
289,725	23	0,096	0,708
342,375	23	0,096	0,804
395,025	16	0,067	0,871
447,675	7	0,029	0,900
500,325	6	0,025	0,925
552,975	5	0,021	0,946
605,625	1	0,004	0,950
658,275	5	0,021	0,971
710,925	2	0,008	0,979
763,575	2	0,008	0,988
> 789,9	3	0,013	1,000
N° de datos: n = 240			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 263,410$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 26.291,457$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 263,41$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 26401,46$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,62$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	246,09 < μ < 280,73
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	e = 7%
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	n > 103

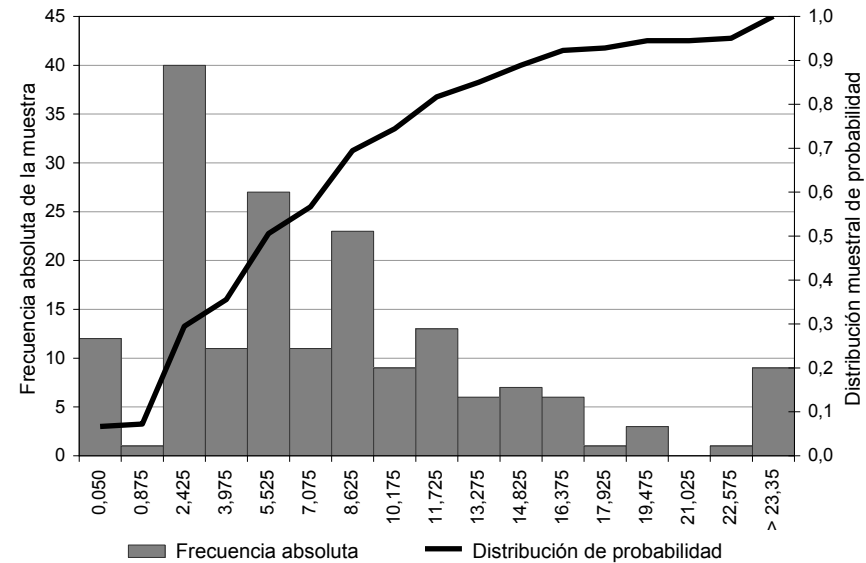
RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,146	RECHAZO	0%
NORMAL	0,107	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,025	RECHAZO	0%
GAMMA	0,036	RECHAZO	46%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (SPT)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS

PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	12	0,067	0,067
0,875	1	0,006	0,072
2,425	40	0,222	0,294
3,975	11	0,061	0,356
5,525	27	0,150	0,506
7,075	11	0,061	0,567
8,625	23	0,128	0,694
10,175	9	0,050	0,744
11,725	13	0,072	0,817
13,275	6	0,033	0,850
14,825	7	0,039	0,889
16,375	6	0,033	0,922
17,925	1	0,006	0,928
19,475	3	0,017	0,944
21,025	0	0,000	0,944
22,575	1	0,006	0,950
> 23,35	9	0,050	1,000
Nº de datos: n = 180			
ESTADÍSTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 7,889$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 40,345$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

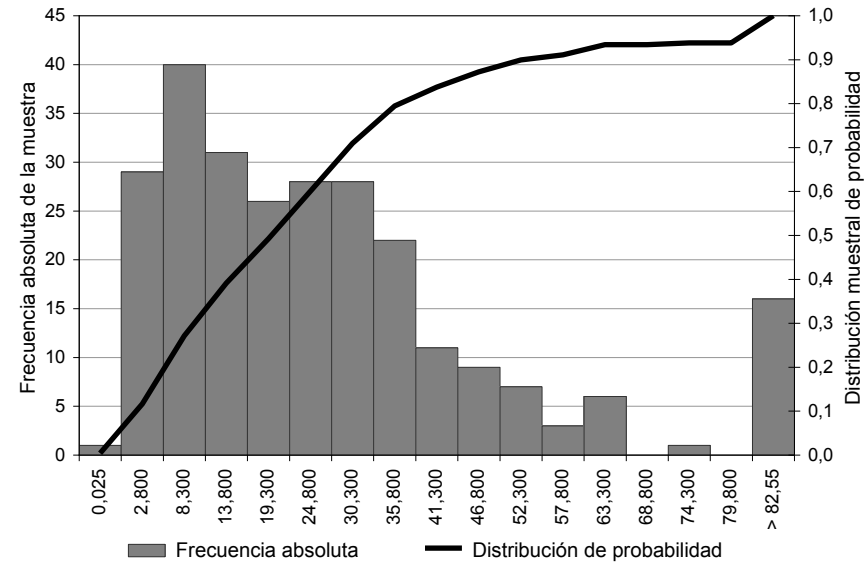
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADÍSTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 8$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 40,57$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,81$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$7 < \mu < 9$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 10\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 177$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,320	RECHAZO	0%
NORMAL	0,107	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,076	RECHAZO	0%
GAMMA	0,030	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	LOGNORMAL

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B2> (SPT)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,025	1	0,004	0,004
2,800	29	0,112	0,116
8,300	40	0,155	0,271
13,800	31	0,120	0,391
19,300	26	0,101	0,492
24,800	28	0,109	0,601
30,300	28	0,109	0,709
35,800	22	0,085	0,795
41,300	11	0,043	0,837
46,800	9	0,035	0,872
52,300	7	0,027	0,899
57,800	3	0,012	0,911
63,300	6	0,023	0,934
68,800	0	0,000	0,934
74,300	1	0,004	0,938
79,800	0	0,000	0,938
> 82,55	16	0,062	1,000
Nº de datos: n = 258			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 27,589$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 577,636$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

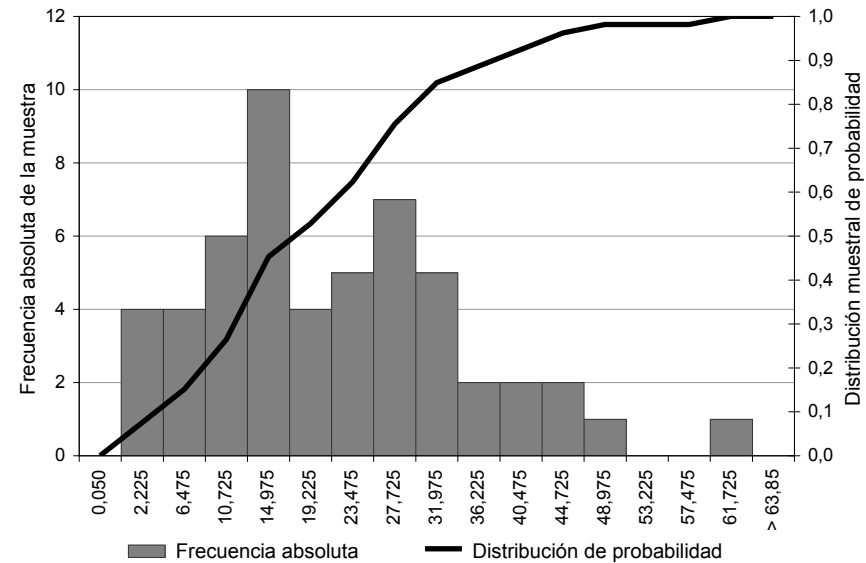
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 28$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 579,88$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,87$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$25 < \mu < 30$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 9\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 207$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,457	RECHAZO	0%
NORMAL	0,151	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,027	RECHAZO	0%
GAMMA	0,027	RECHAZO	10%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	GAMMA

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (SPT)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	0	0,000	0,000
2,225	4	0,075	0,075
6,475	4	0,075	0,151
10,725	6	0,113	0,264
14,975	10	0,189	0,453
19,225	4	0,075	0,528
23,475	5	0,094	0,623
27,725	7	0,132	0,755
31,975	5	0,094	0,849
36,225	2	0,038	0,887
40,475	2	0,038	0,925
44,725	2	0,038	0,962
48,975	1	0,019	0,981
53,225	0	0,000	0,981
57,475	0	0,000	0,981
61,725	1	0,019	1,000
> 63,85	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 53			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 21,396$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 171,359$		La forma es elevada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

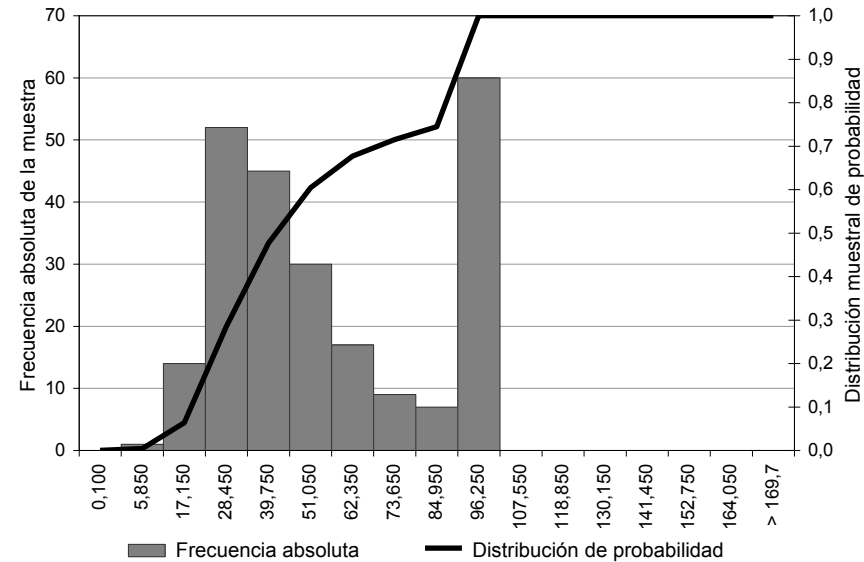
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 21$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 174,65$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,62$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$18 < \mu < 24$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 14\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 104$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,072	RECHAZO	0%
NORMAL	0,047	RECHAZO	8%
LOG-NORMAL	0,038	RECHAZO	0%
GAMMA	0,022	ACEPTACION	43%
Mejor ajuste global y extremal	GAMMA	Extremal (colas):	GAMMA
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	GAMMA

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (SPT)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,100	0	0,000	0,000
5,850	1	0,004	0,004
17,150	14	0,060	0,064
28,450	52	0,221	0,285
39,750	45	0,191	0,477
51,050	30	0,128	0,604
62,350	17	0,072	0,677
73,650	9	0,038	0,715
84,950	7	0,030	0,745
96,250	60	0,255	1,000
107,550	0	0,000	1,000
118,850	0	0,000	1,000
130,150	0	0,000	1,000
141,450	0	0,000	1,000
152,750	0	0,000	1,000
164,050	0	0,000	1,000
> 169,7	0	0,000	1,000
N° de datos: n = 235			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 56,723$		Función sesgada hacia la derecha	
Varianza: $s^2 = 831,141$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 57$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 834,69$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,51$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$54 < \mu < 60$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 5\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 71$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,083	RECHAZO	0%
NORMAL	0,117	RECHAZO	0%
LOG-NORMAL	0,078	RECHAZO	0%
GAMMA	0,087	RECHAZO	0%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	GAMMA
		Cola superior:	UNIFORME

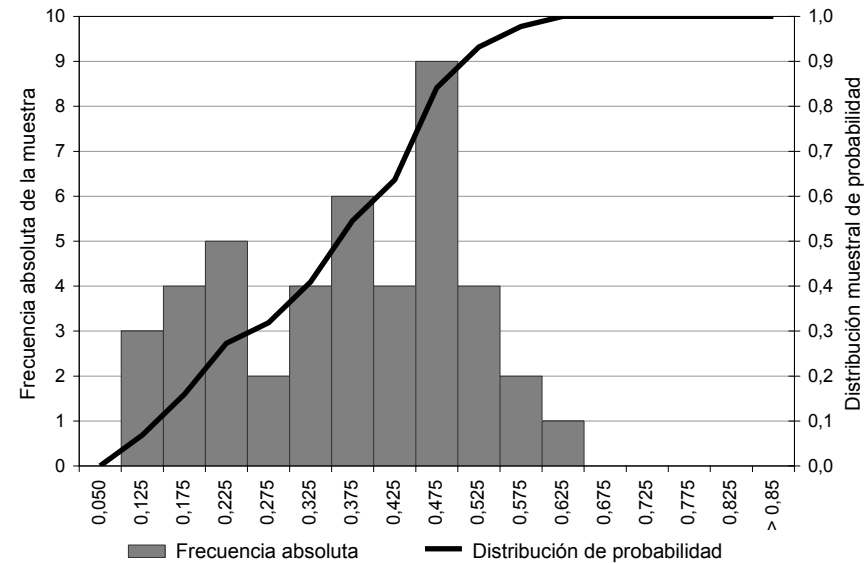
INDICE DE COMPRESION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1>

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS

PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,050	0	0,000	0,000
0,125	3	0,068	0,068
0,175	4	0,091	0,159
0,225	5	0,114	0,273
0,275	2	0,045	0,318
0,325	4	0,091	0,409
0,375	6	0,136	0,545
0,425	4	0,091	0,636
0,475	9	0,205	0,841
0,525	4	0,091	0,932
0,575	2	0,045	0,977
0,625	1	0,023	1,000
0,675	0	0,000	1,000
0,725	0	0,000	1,000
0,775	0	0,000	1,000
0,825	0	0,000	1,000
> 0,85	0	0,000	1,000

Nº de datos: n = 44

ESTADISTICOS DE LA MUESTRA	ASIMETRIA Y CURTOSIS
Media: $\bar{x}_m = 0,363$	Función sesgada hacia la izquierda
Varianza: $s^2 = 0,019$	La forma es achatada respecto a la Normal



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

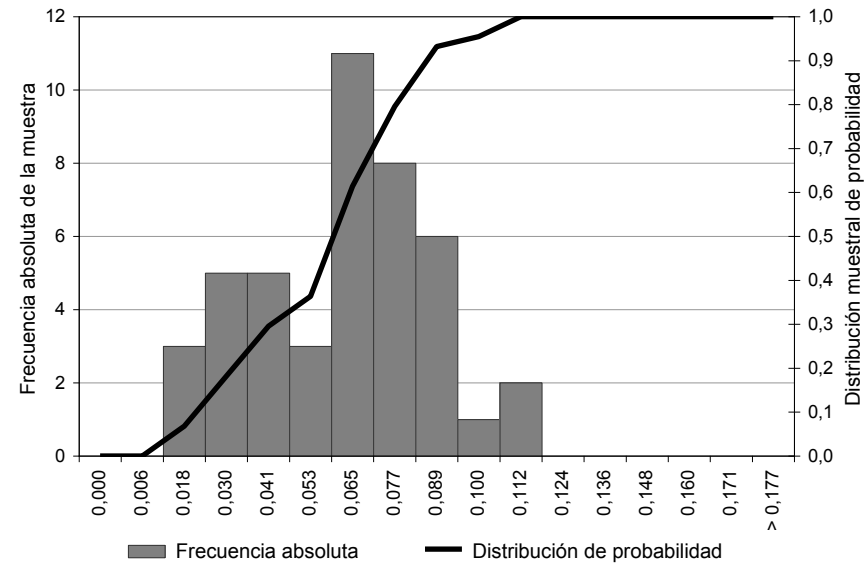
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 0,363$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 0,02$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,38$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$0,328 < \mu < 0,398$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 10\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir $e < 10\%$	$n > 40$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,032	RECHAZO	0%
NORMAL	0,031	ACEPTACION	42%
LOG-NORMAL	0,061	RECHAZO	0%
GAMMA	0,047	RECHAZO	15%
Mejor ajuste global y extremal	NORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	UNIFORME
		Cola superior:	NORMAL

INDICE DE ENTUMECIMIENTO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1>

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS			
PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,000	0	0,000	0,000
0,006	0	0,000	0,000
0,018	3	0,068	0,068
0,030	5	0,114	0,182
0,041	5	0,114	0,295
0,053	3	0,068	0,364
0,065	11	0,250	0,614
0,077	8	0,182	0,795
0,089	6	0,136	0,932
0,100	1	0,023	0,955
0,112	2	0,045	1,000
0,124	0	0,000	1,000
0,136	0	0,000	1,000
0,148	0	0,000	1,000
0,160	0	0,000	1,000
0,171	0	0,000	1,000
> 0,177	0	0,000	1,000
Nº de datos: n = 44			
ESTADISTICOS DE LA MUESTRA		ASIMETRIA Y CURTOSIS	
Media: $\bar{x}_m = 0,062$		Función sesgada hacia la izquierda	
Varianza: $s^2 = 0,001$		La forma es achatada respecto a la Normal	



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 0,062$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 0,00065$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,41$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$0,055 < \mu < 0,068$
	Error "±e" en la estimación puntual de la media:	$e = 10\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 46$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,047	RECHAZO	0%
NORMAL	0,031	ACEPTACION	21%
LOG-NORMAL	0,052	RECHAZO	2%
GAMMA	0,034	RECHAZO	36%
Mejor ajuste global y extremal	NORMAL	Extremal (colas):	NORMAL
		Cola inferior:	NORMAL
		Cola superior:	NORMAL

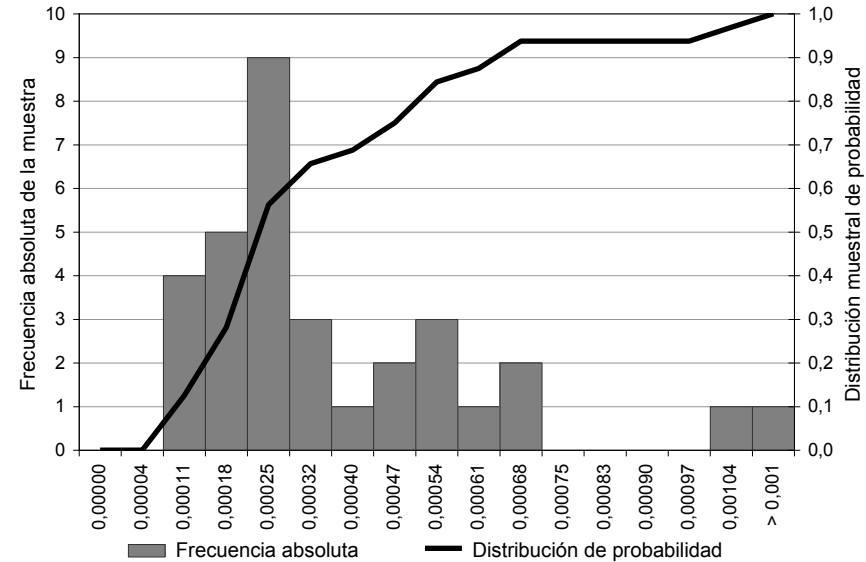
COEFICIENTE DE CONSOLIDACION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (cm²/s)

DISTRIBUCION DE LA MUESTRA POR INTERVALOS

PUNTO MEDIO DEL INTERVALO	FRECUENCIA ABSOLUTA DE LA MUESTRA	FRECUENCIA RELATIVA DE LA MUESTRA	DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE LA MUESTRA
0,00000	0	0,000	0,000
0,00004	0	0,000	0,000
0,00011	4	0,125	0,125
0,00018	5	0,156	0,281
0,00025	9	0,281	0,563
0,00032	3	0,094	0,656
0,00040	1	0,031	0,688
0,00047	2	0,063	0,750
0,00054	3	0,094	0,844
0,00061	1	0,031	0,875
0,00068	2	0,063	0,938
0,00075	0	0,000	0,938
0,00083	0	0,000	0,938
0,00090	0	0,000	0,938
0,00097	0	0,000	0,938
0,00104	1	0,031	0,969
> 0,001	1	0,031	1,000

Nº de datos: n = 32

ESTADISTICOS DE LA MUESTRA	ASIMETRIA Y CURTOSIS
Media: $\bar{x}_m = 0,00036$	Función sesgada hacia la derecha
Varianza: $s^2 = 0,0000001$	La forma es elevada respecto a la Normal



INFERENCIA ESTADISTICA DE LA POBLACION

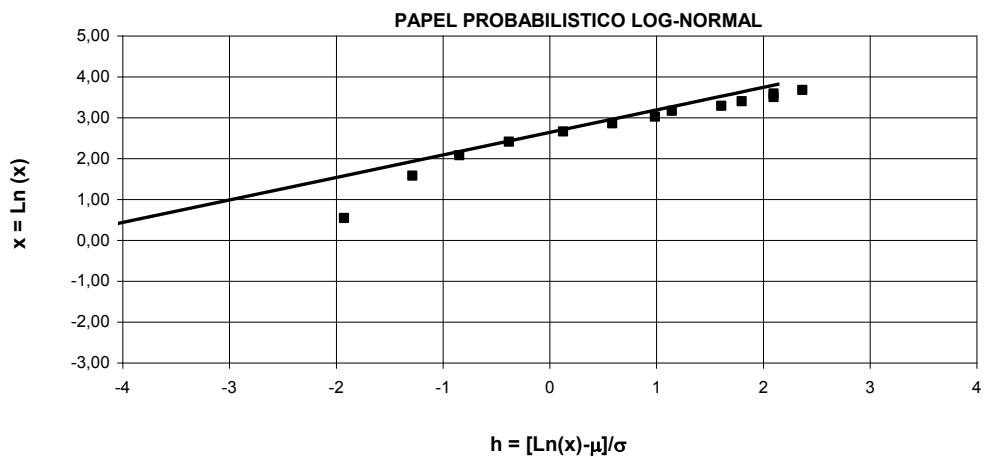
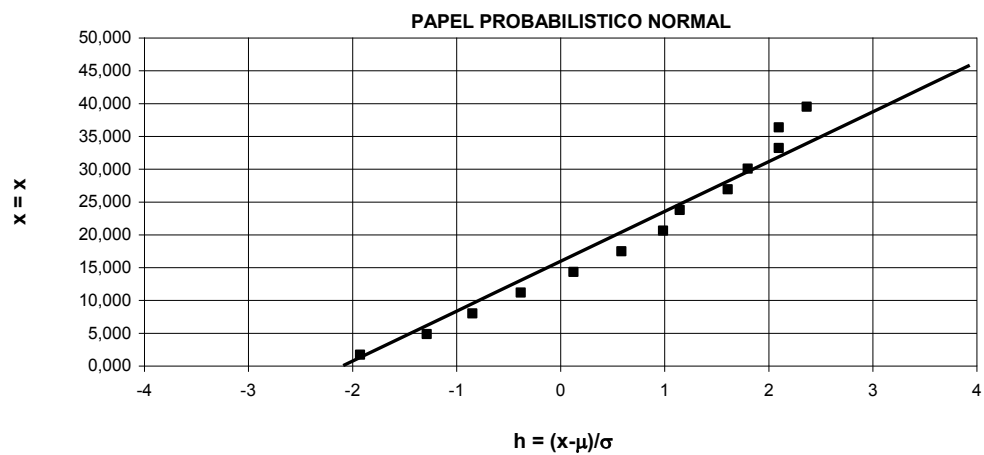
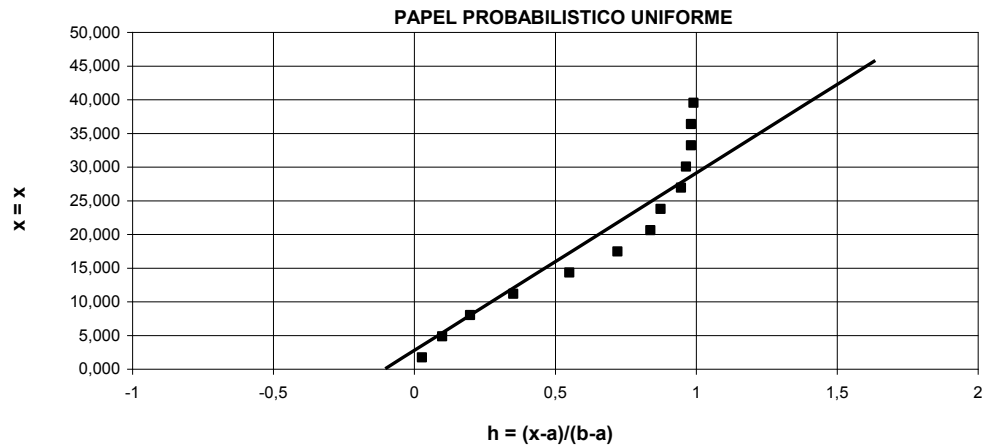
ESTIMACION PUNTUAL DE ESTADISTICOS	Media:	$\mu = \bar{x}_m = 0,00036$
	Varianza:	$\sigma^2 = s^2 \cdot n / (n-1) = 0,0000001$
	Coefficiente de variación:	$v = \sigma / \mu = 0,73$
ESTIMACION DEL INTERVALO DE LA MEDIA	Nivel de confianza del intervalo:	$1 - \alpha = 90\%$
	Intervalo de confianza para la media:	$0,00028 < \mu < 0,00044$
	Error "+e" en la estimación puntual de la media:	$e = 22\%$
	Tamaño de muestra necesario para conseguir e < 10%	$n > 144$

RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE CONTRASTE DE HIPOTESIS

Ajuste de la muestra	Papel probabilístico (ajuste global)	Prueba χ^2 (ajuste de colas)	
Función teórica	Σ diferencias cuadráticas	Resultado	Probabilidad de error
UNIFORME	0,278	RECHAZO	0%
NORMAL	0,160	RECHAZO	1%
LOG-NORMAL	0,042	RECHAZO	42%
GAMMA	0,044	RECHAZO	26%
Mejor ajuste global y extremal	LOGNORMAL	Extremal (colas):	LOGNORMAL
		Cola inferior:	LOGNORMAL
		Cola superior:	GAMMA

INDICE DE PLASTICIDAD DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (IP=LL-LP)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



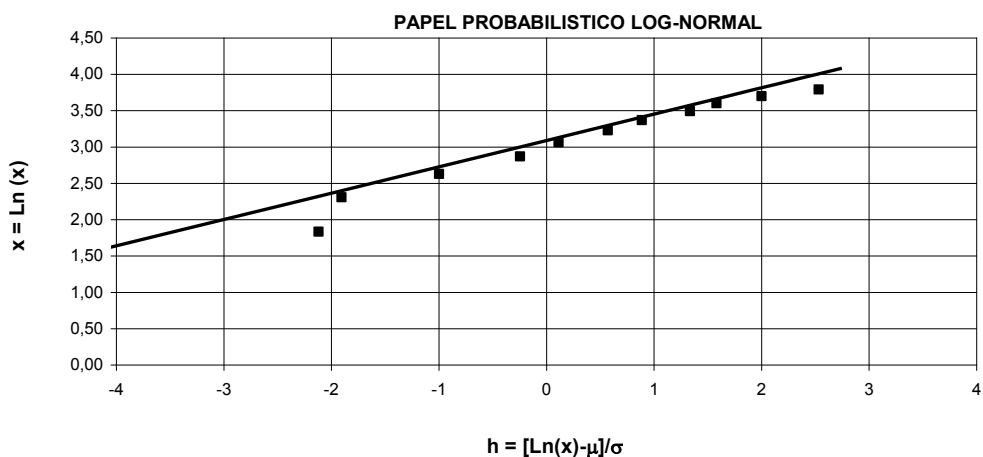
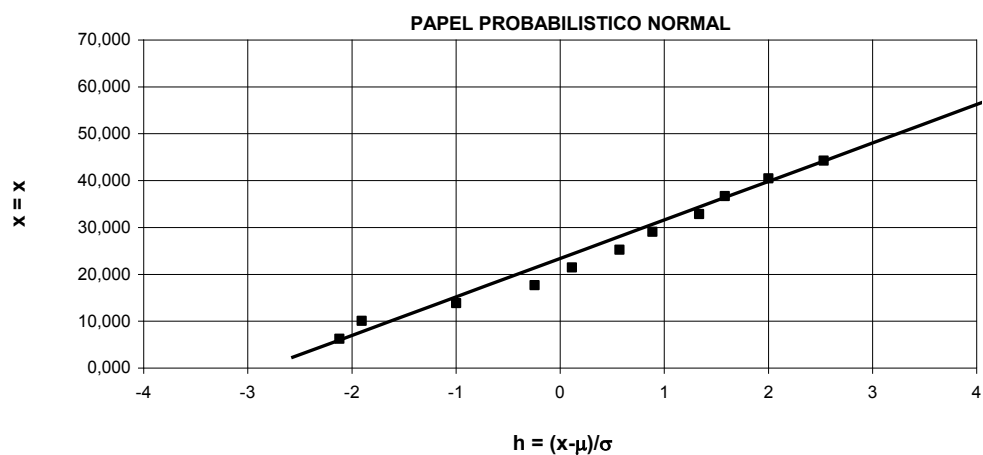
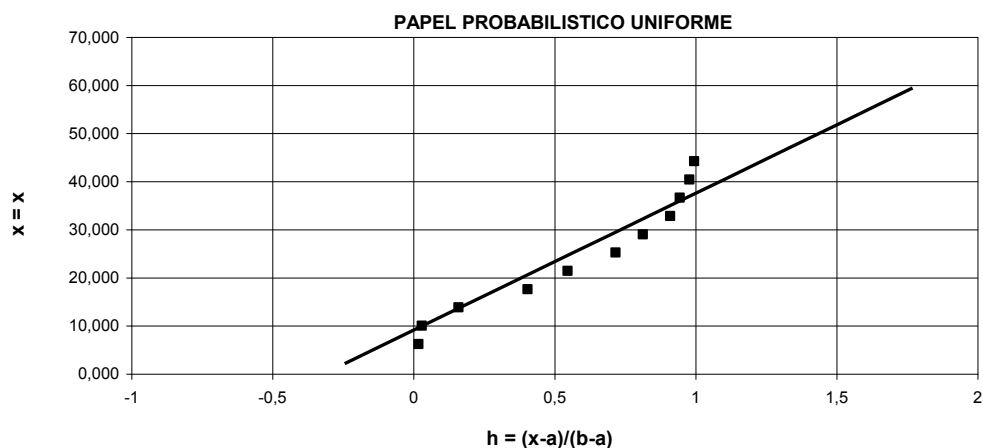
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,075
NORMAL	0,062
LOG-NORMAL	0,031
GAMMA	0,033

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

INDICE DE PLASTICIDAD DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (IP= LL-LP)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

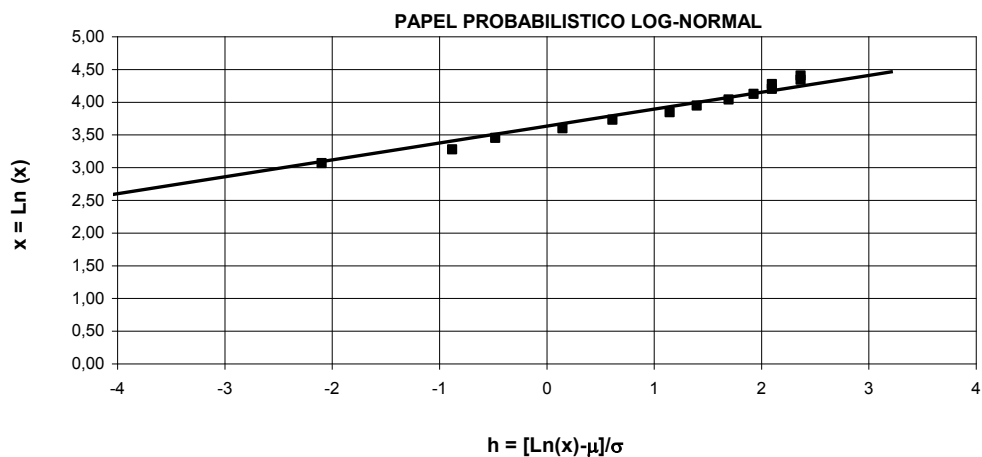
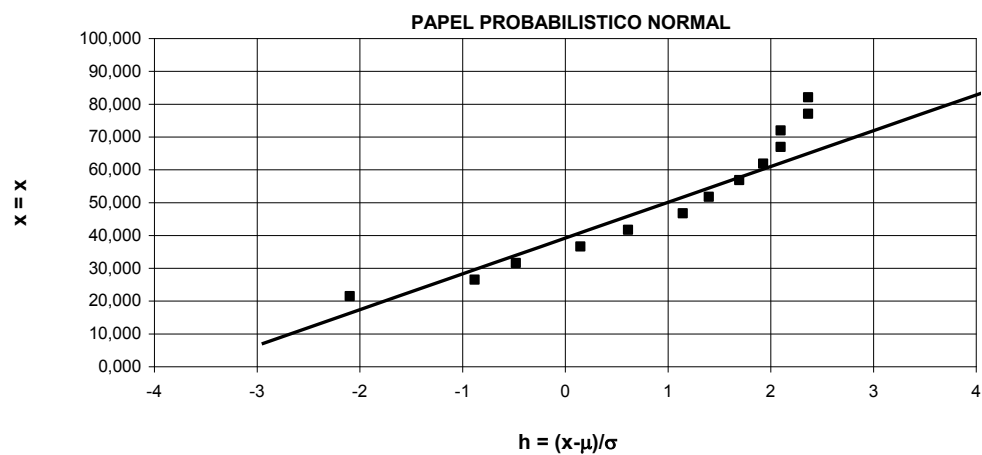
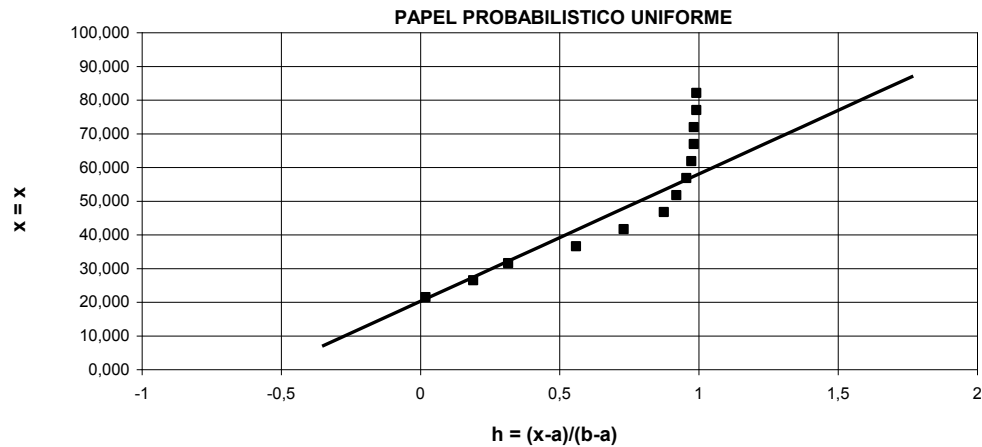


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,066
NORMAL	0,067
LOG-NORMAL	0,035
GAMMA	0,042

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

LIMITE LIQUIDO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (%)

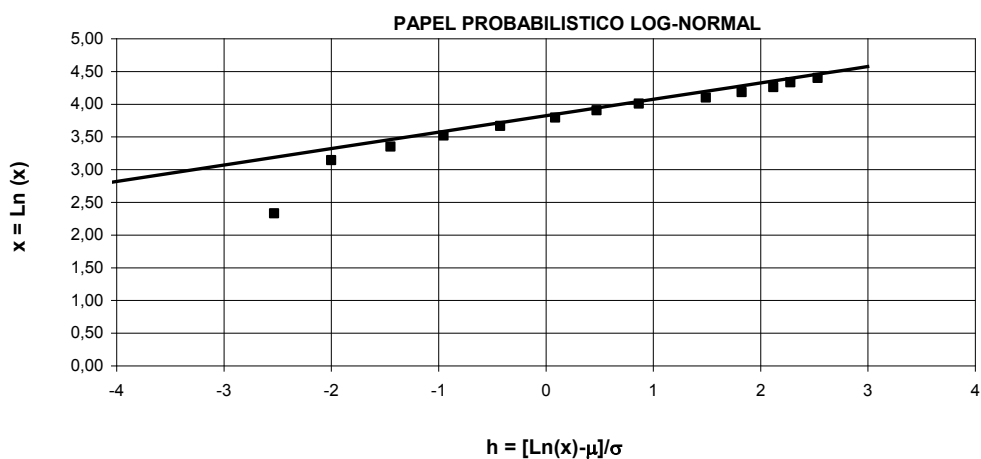
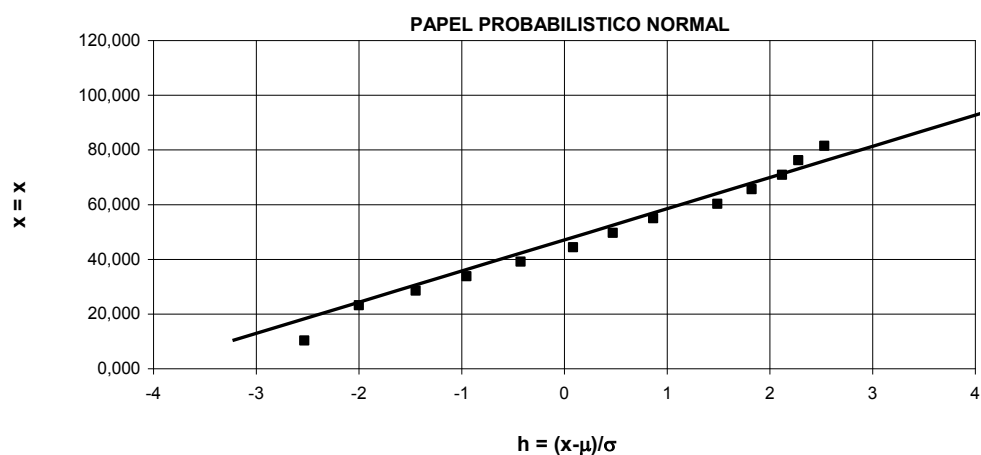
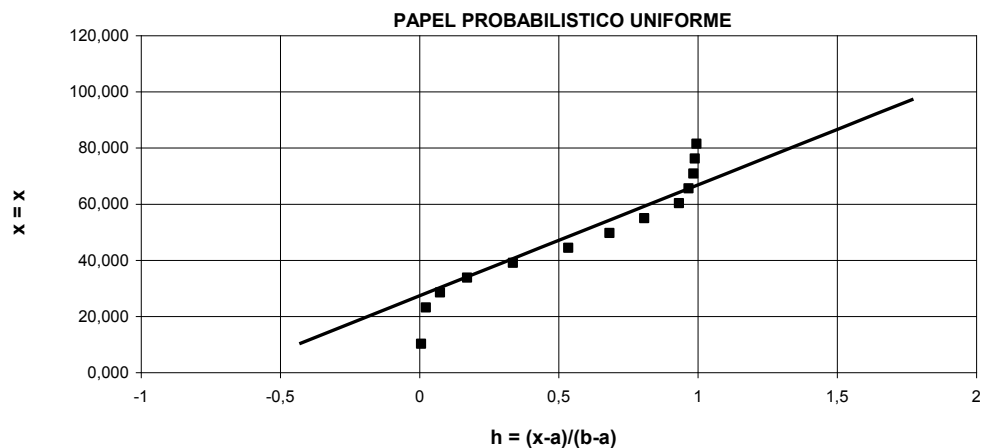
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL
UNIFORME	0,083	
NORMAL	0,070	
LOG-NORMAL	0,044	
GAMMA	0,048	

LIMITE LIQUIDO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (%)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



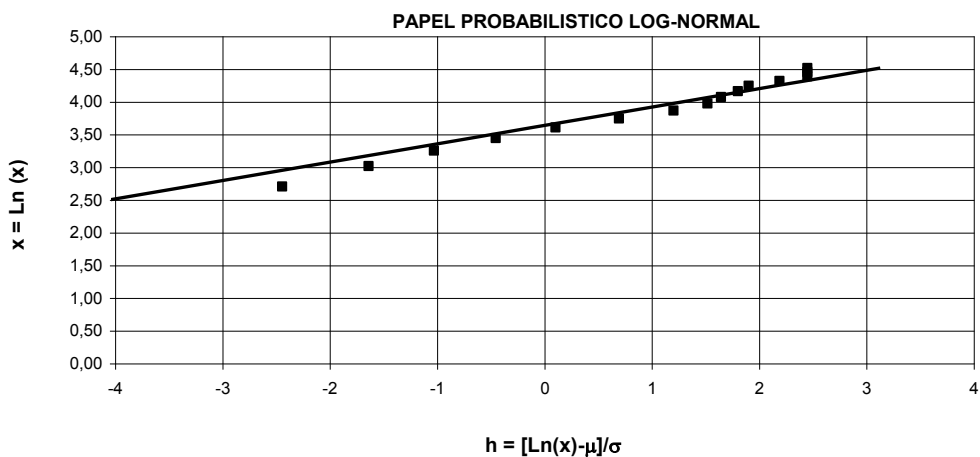
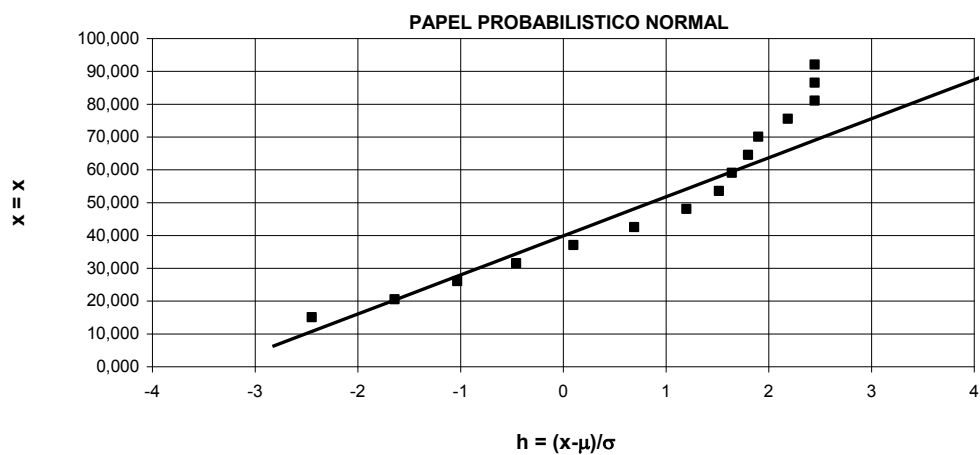
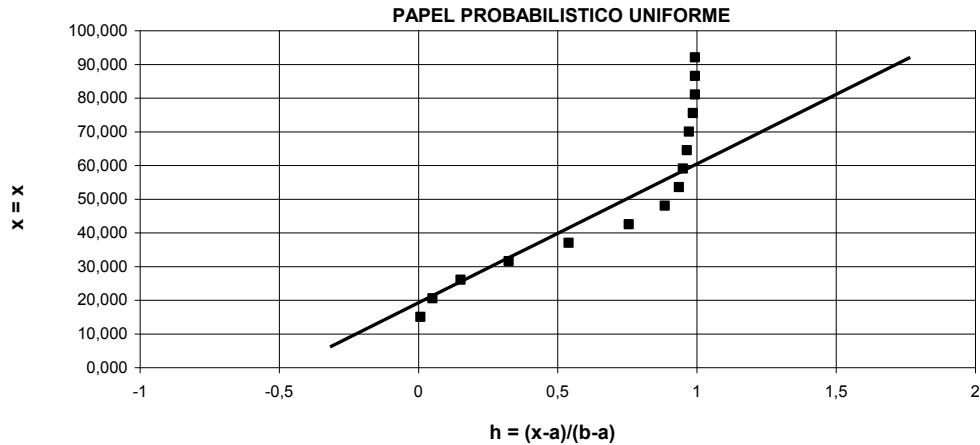
Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,049
NORMAL	0,042
LOG-NORMAL	0,027
GAMMA	0,031

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (%)

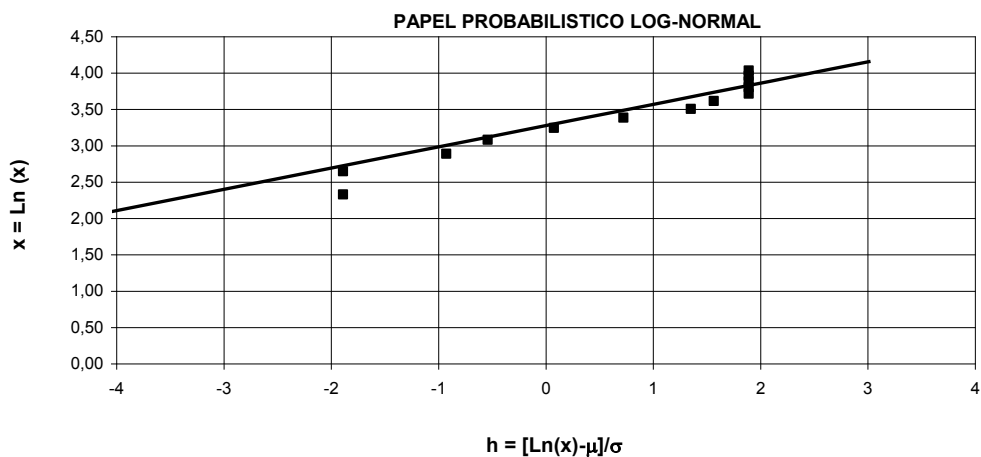
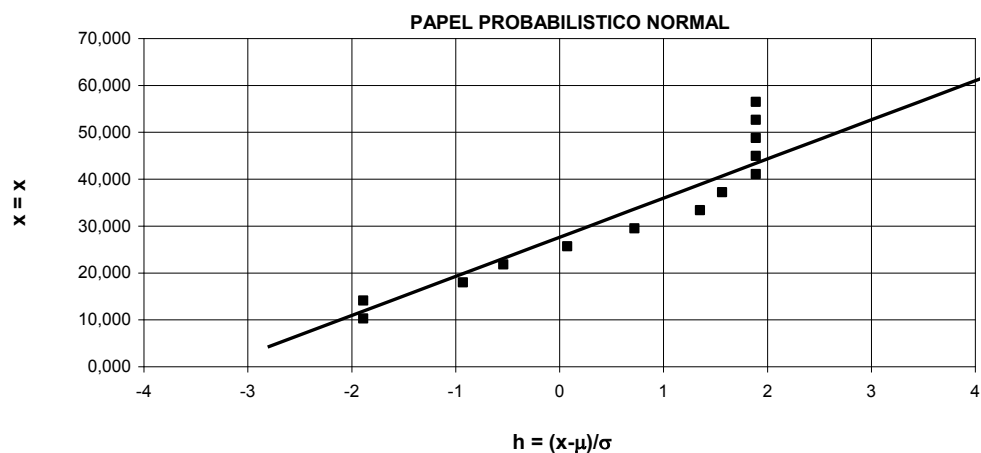
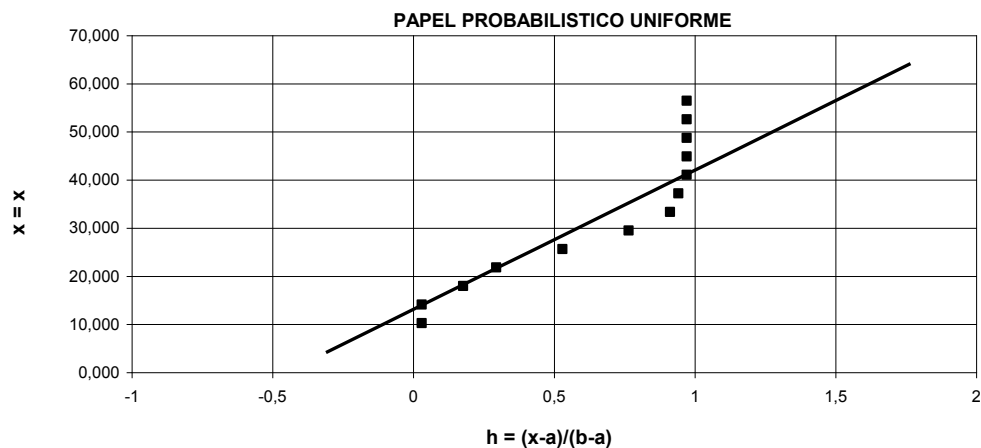
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL
UNIFORME	0,097	
NORMAL	0,074	
LOG-NORMAL	0,043	
GAMMA	0,050	

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B2> (%)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



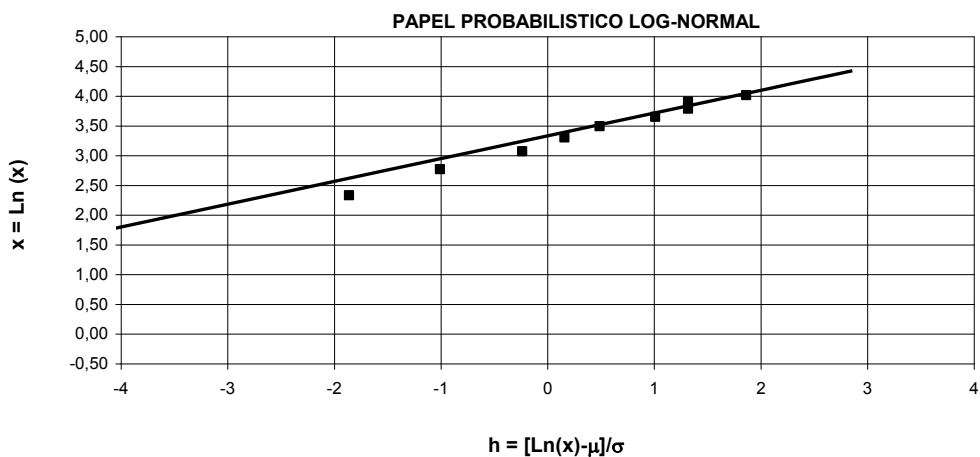
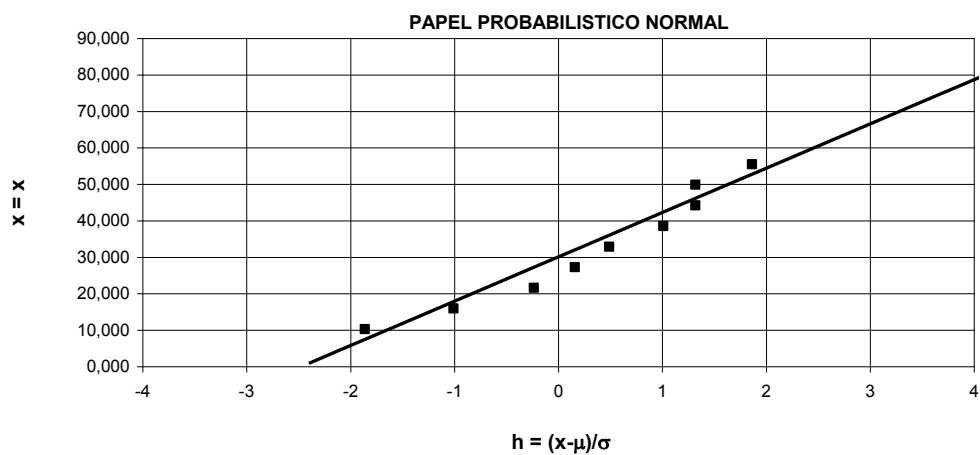
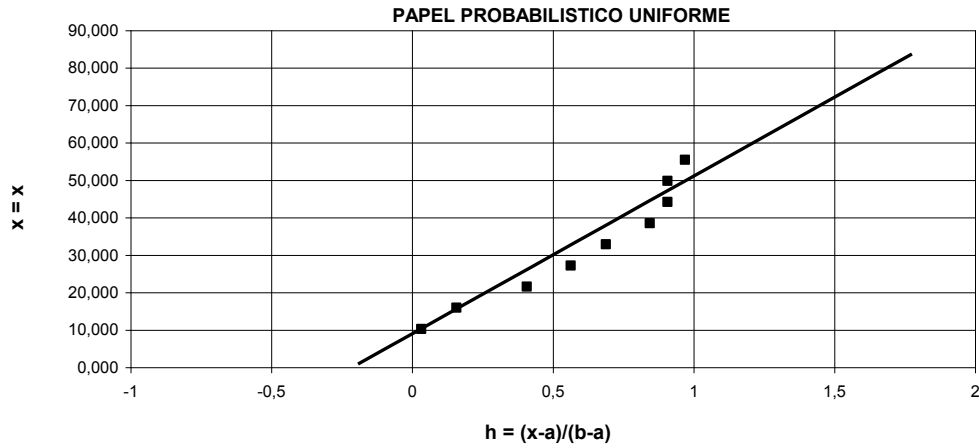
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,110
NORMAL	0,082
LOG-NORMAL	0,052
GAMMA	0,059

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (%)

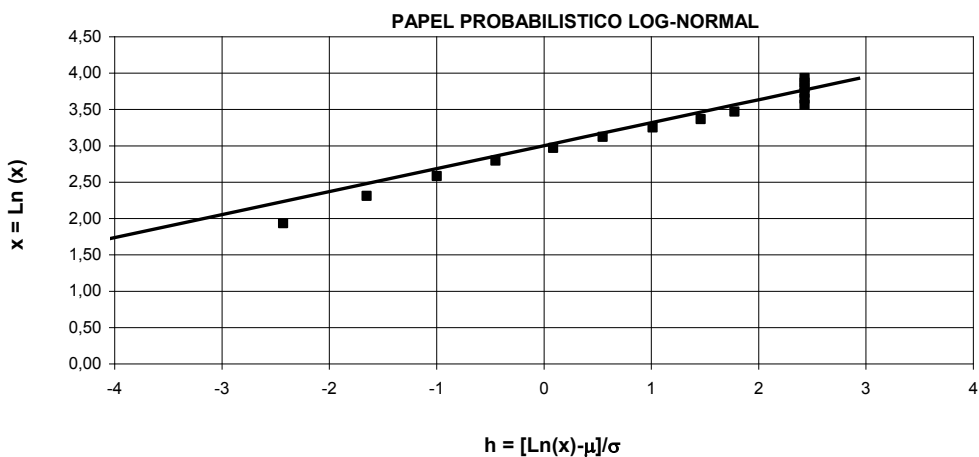
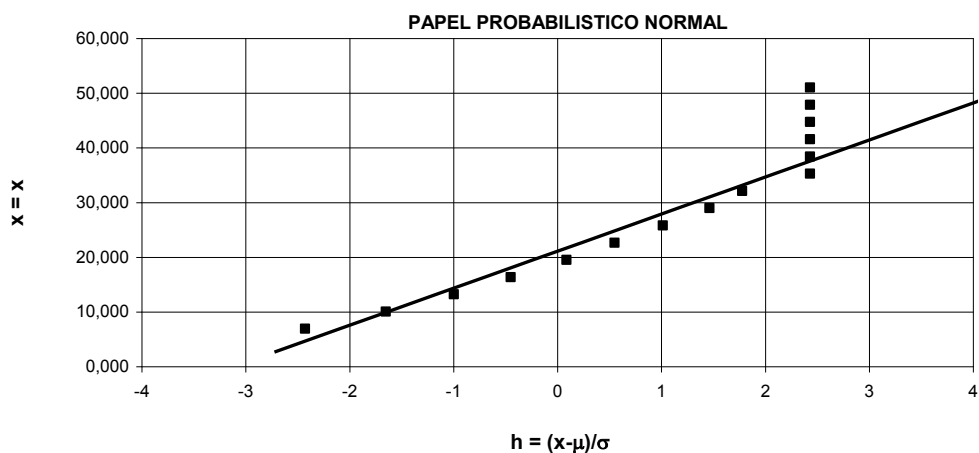
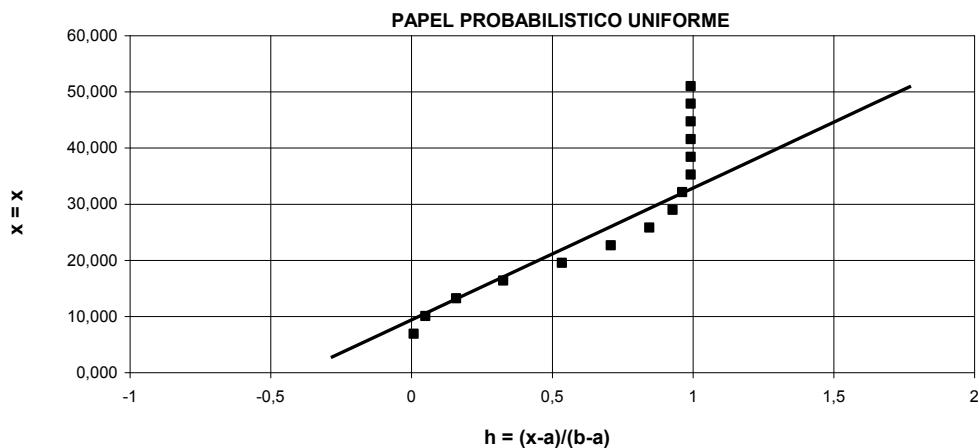
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA
UNIFORME	0,074	
NORMAL	0,073	
LOG-NORMAL	0,046	
GAMMA	0,044	

HUMEDAD NATURAL DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (%)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



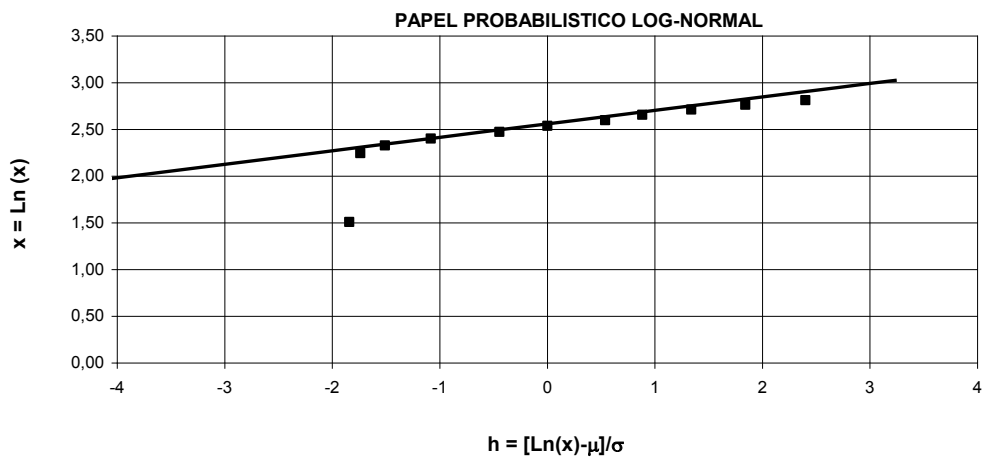
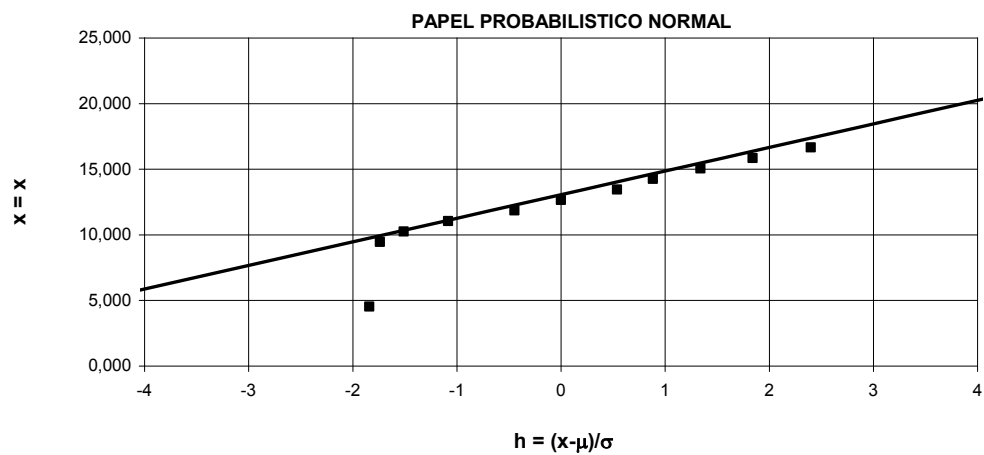
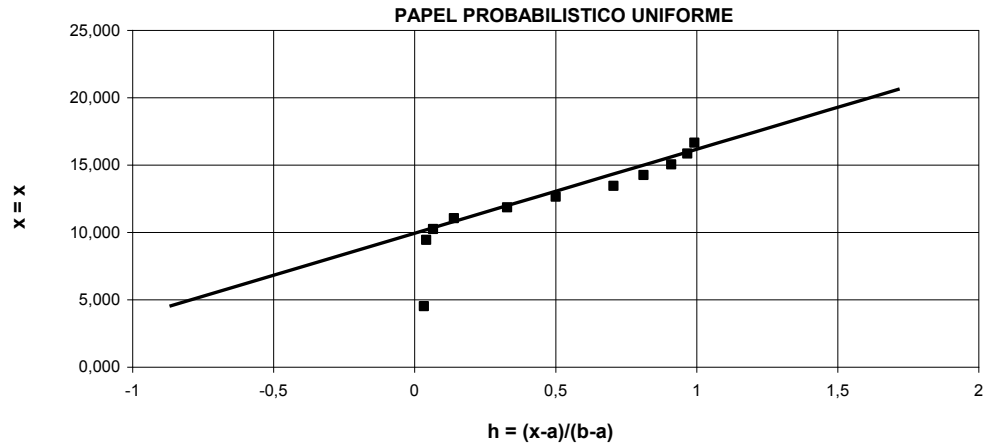
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,062
NORMAL	0,050
LOG-NORMAL	0,027
GAMMA	0,031

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kN/m³)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



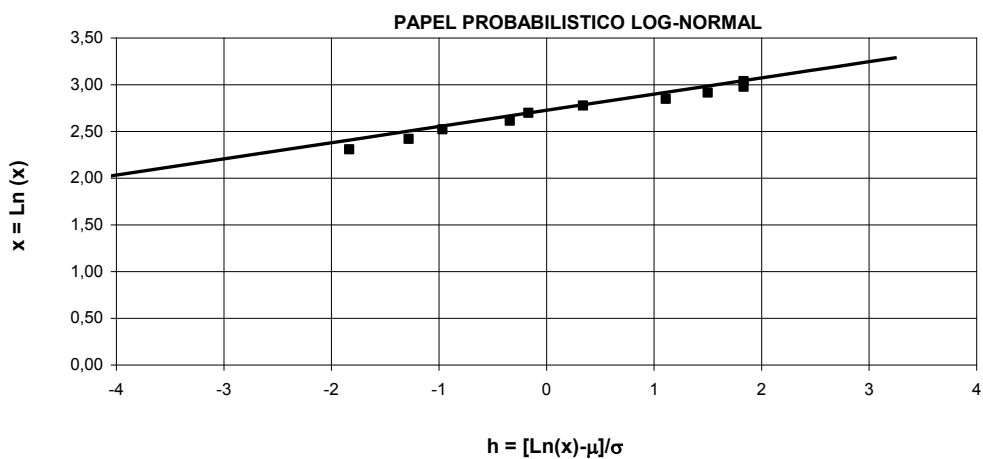
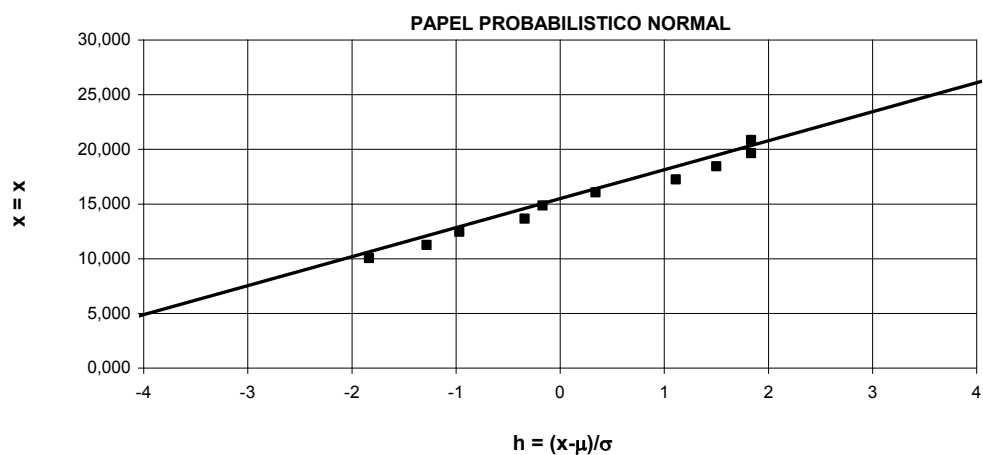
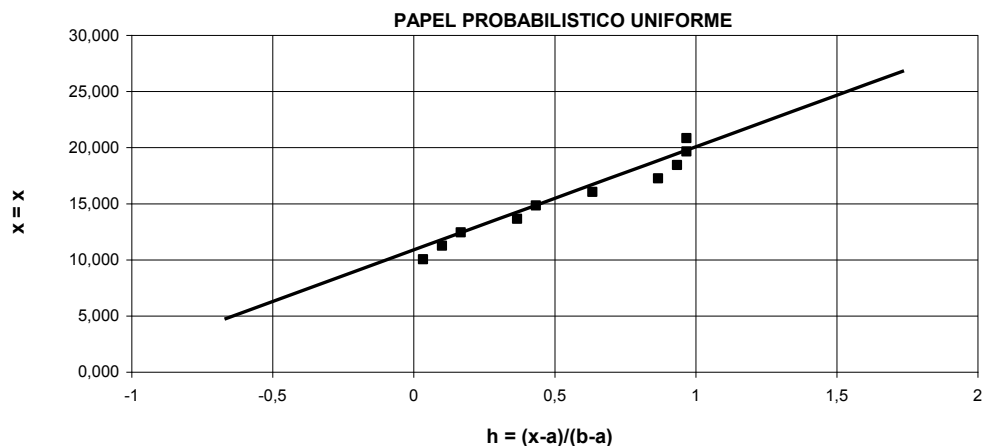
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,052
NORMAL	0,036
LOG-NORMAL	0,028
GAMMA	0,029

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (kN/m3)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

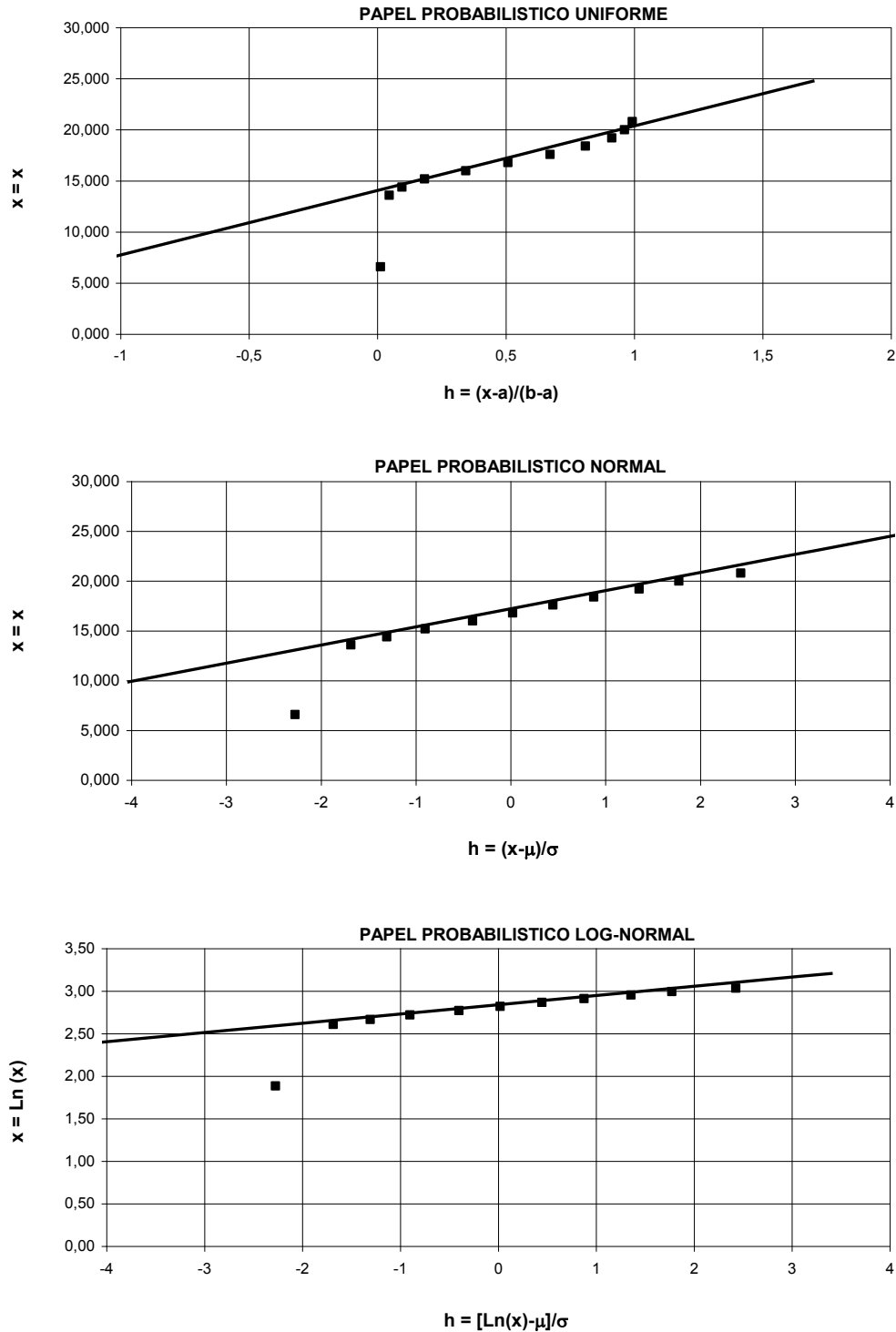


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,058
NORMAL	0,041
LOG-NORMAL	0,036
GAMMA	0,037

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

PESO ESPECÍFICO SECO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kN/m³)

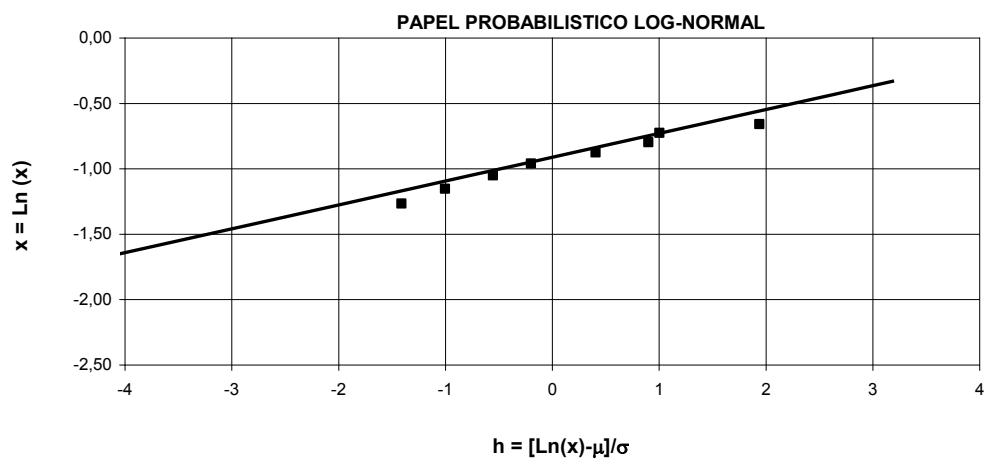
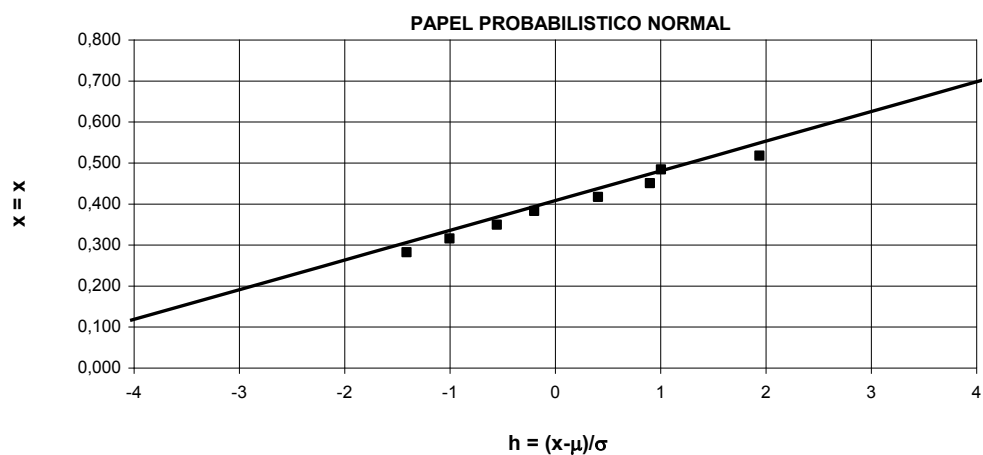
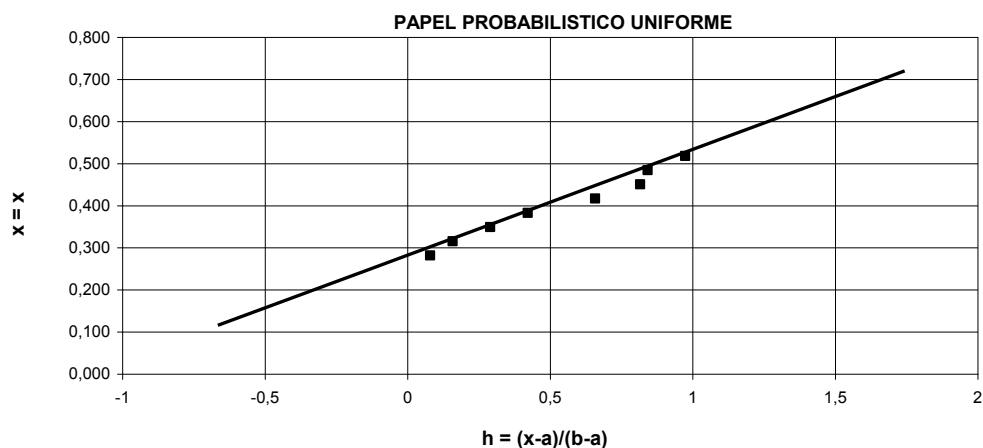
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL
UNIFORME	0,049	
NORMAL	0,039	
LOG-NORMAL	0,032	
GAMMA	0,034	

TANGENTE ANGULO DE ROZAMIENTO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2>

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

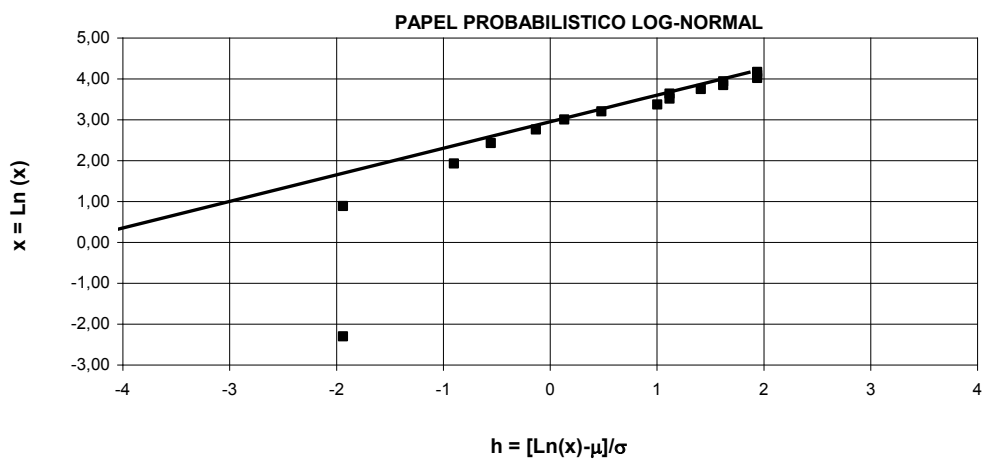
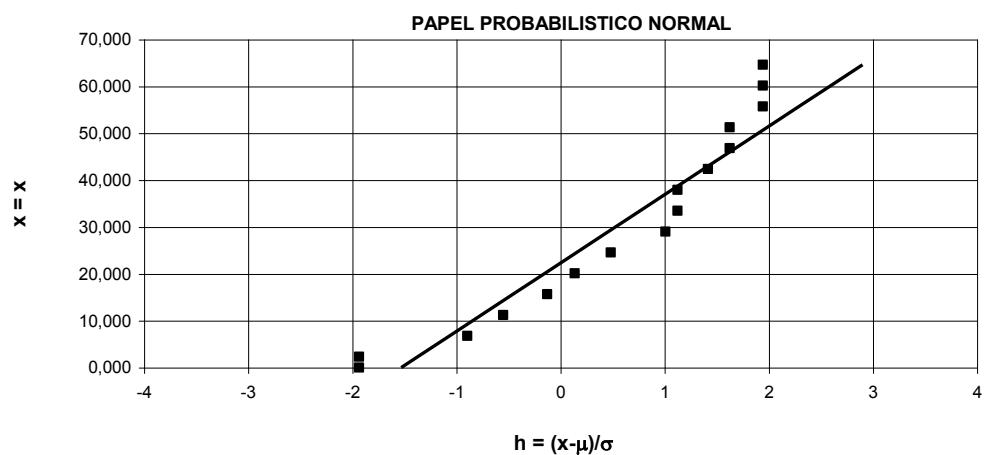
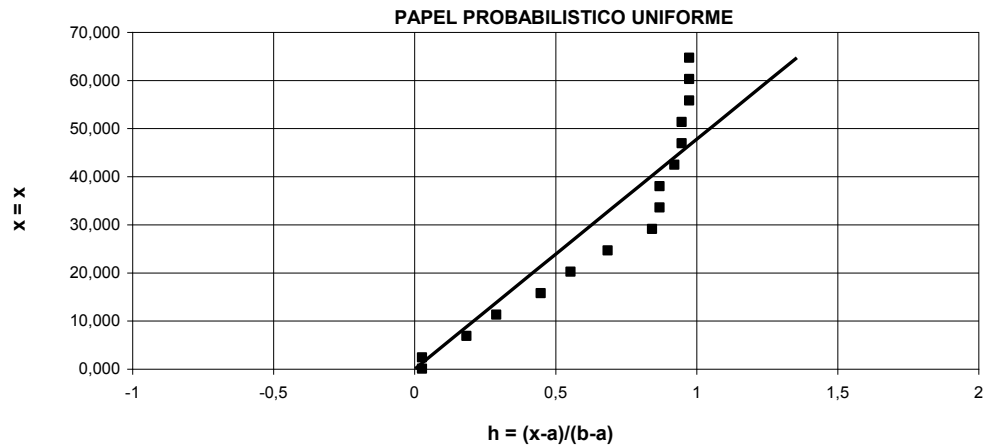


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,047
NORMAL	0,038
LOG-NORMAL	0,030
GAMMA	0,032

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

COHESION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



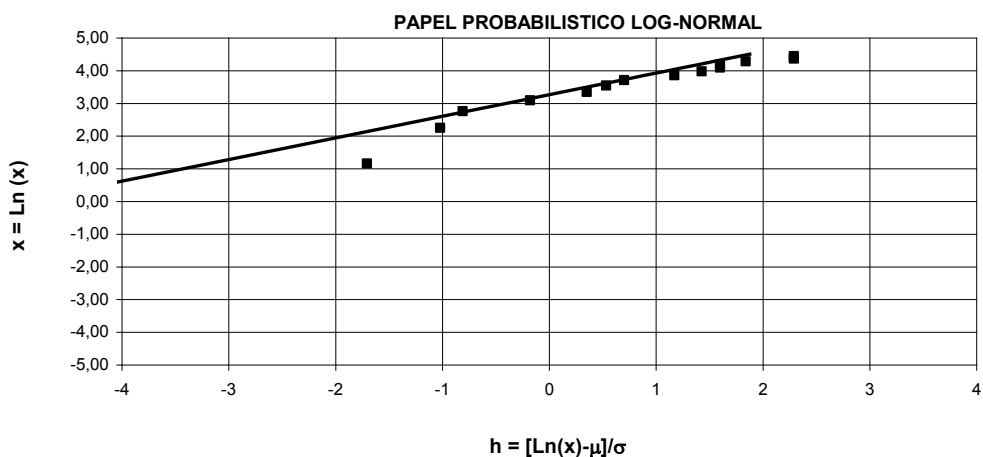
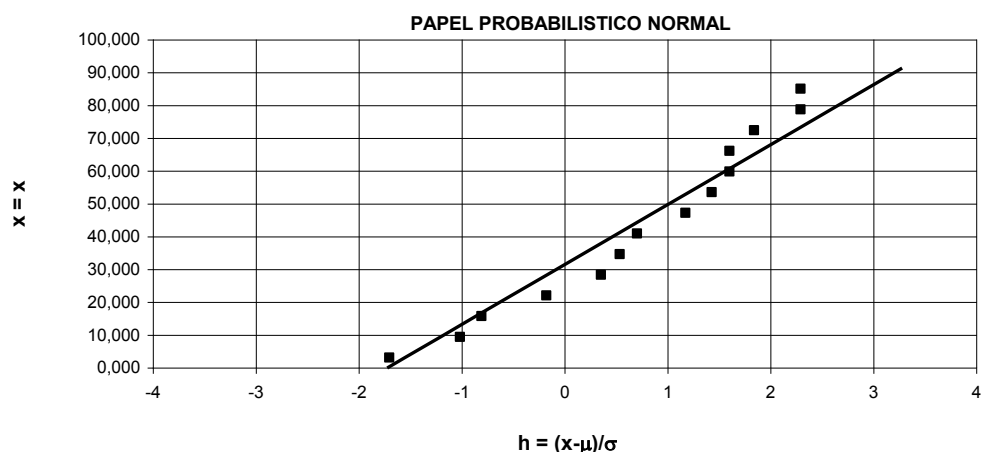
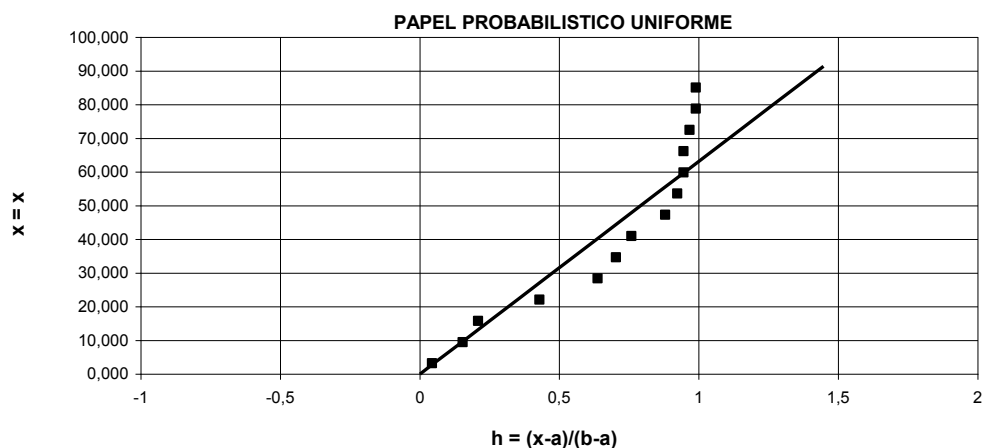
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,157
NORMAL	0,094
LOG-NORMAL	0,046
GAMMA	0,034

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA

RESISTENCIA AL CORTE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

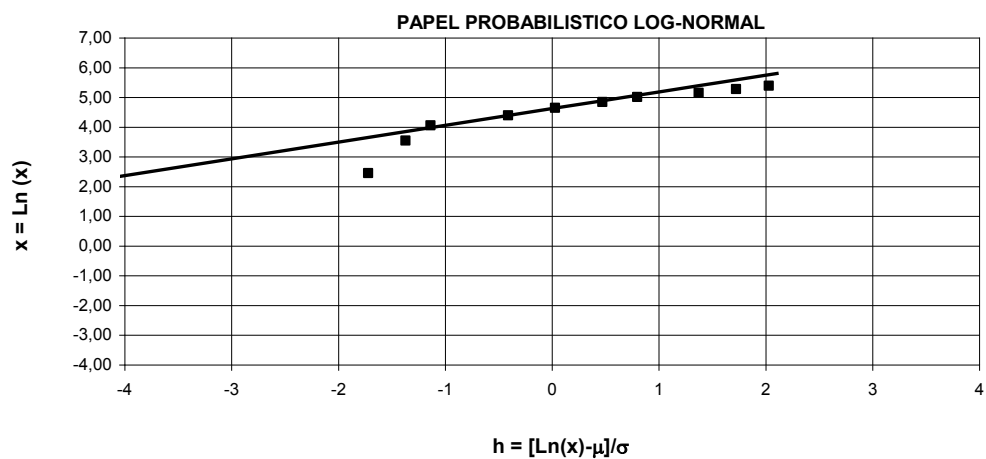
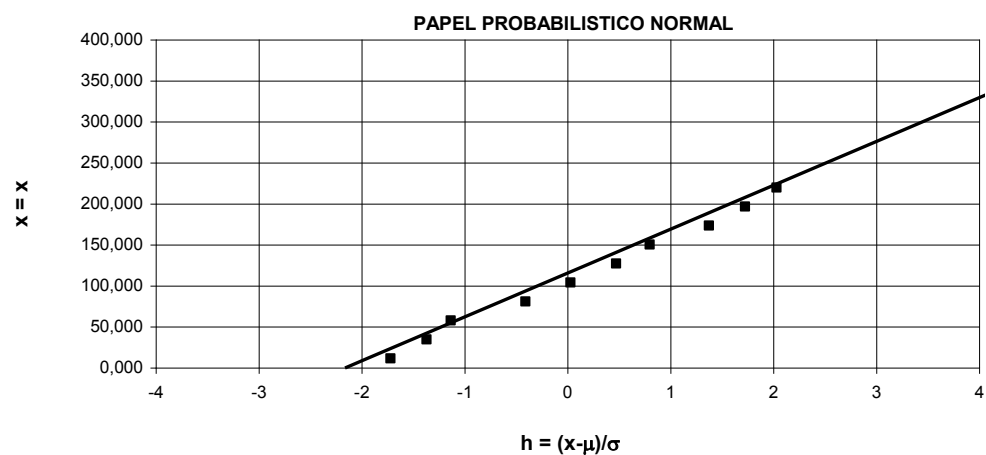
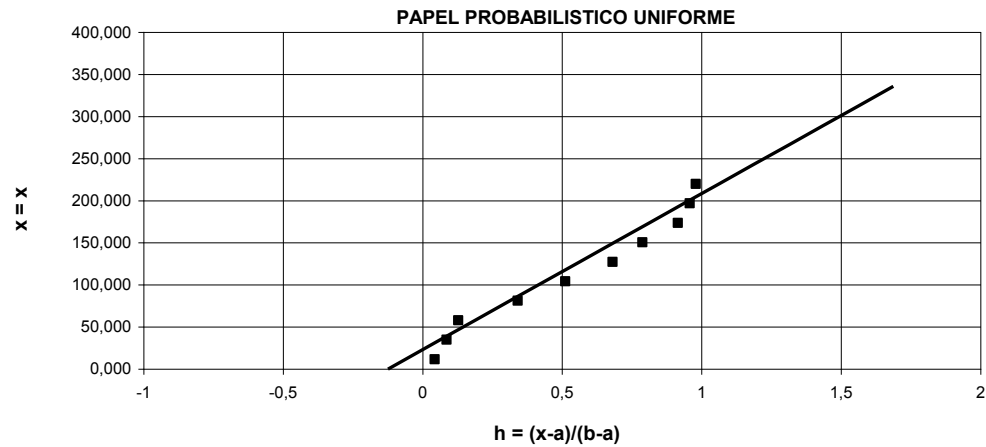


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,106
NORMAL	0,092
LOG-NORMAL	0,036
GAMMA	0,042

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

RESISTENCIA AL CORTE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



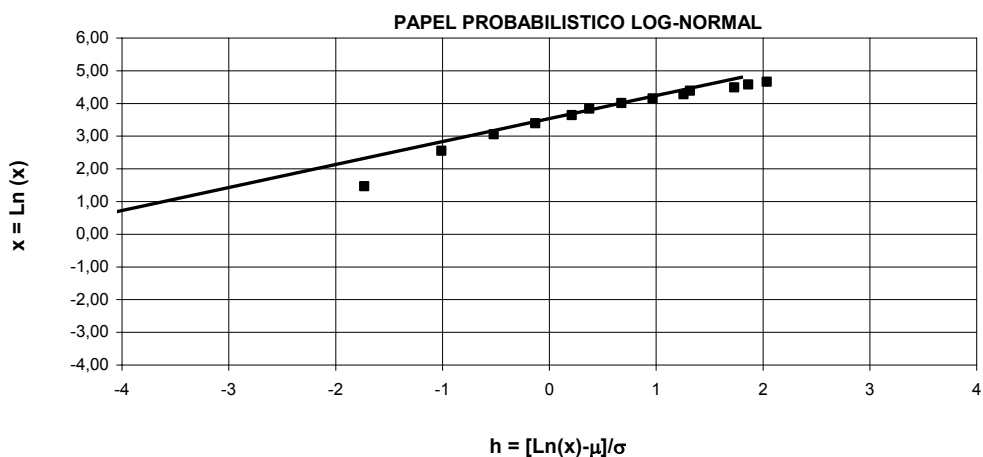
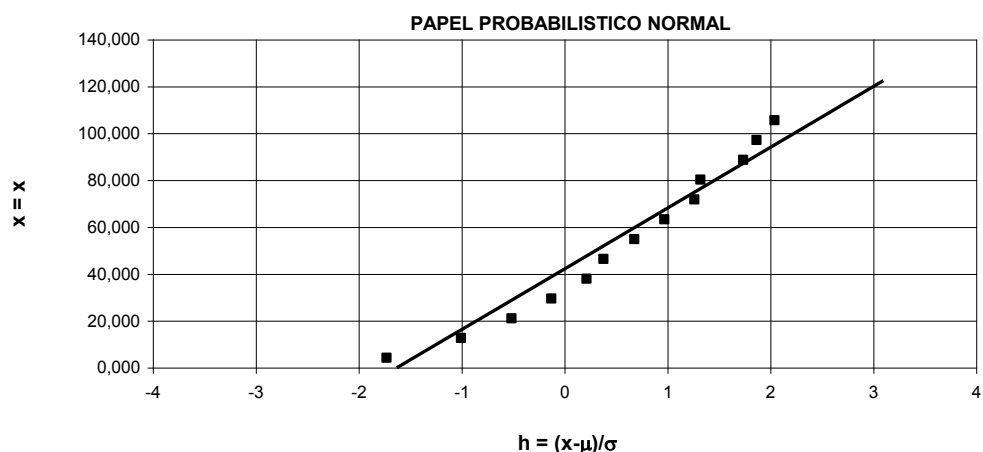
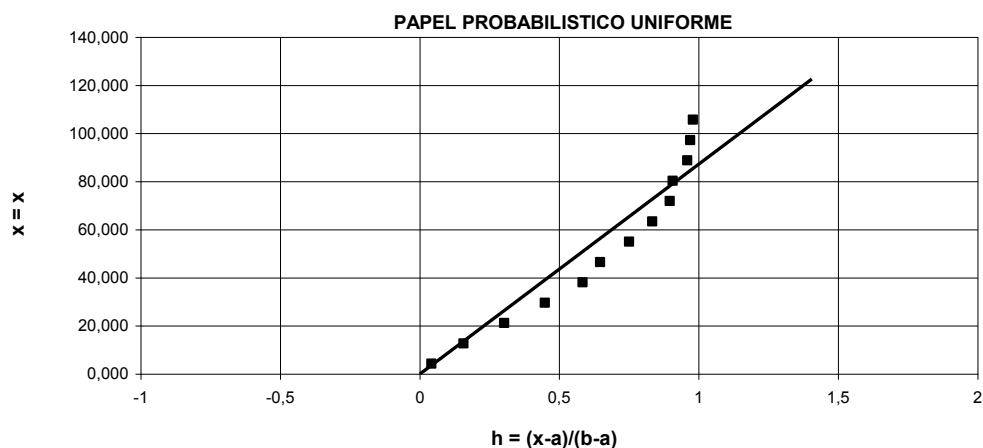
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,047
NORMAL	0,032
LOG-NORMAL	0,033
GAMMA	0,018

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

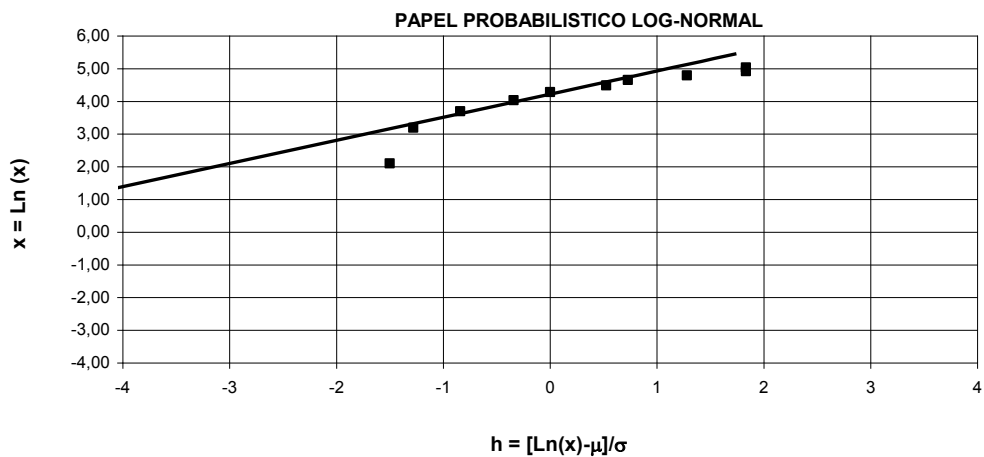
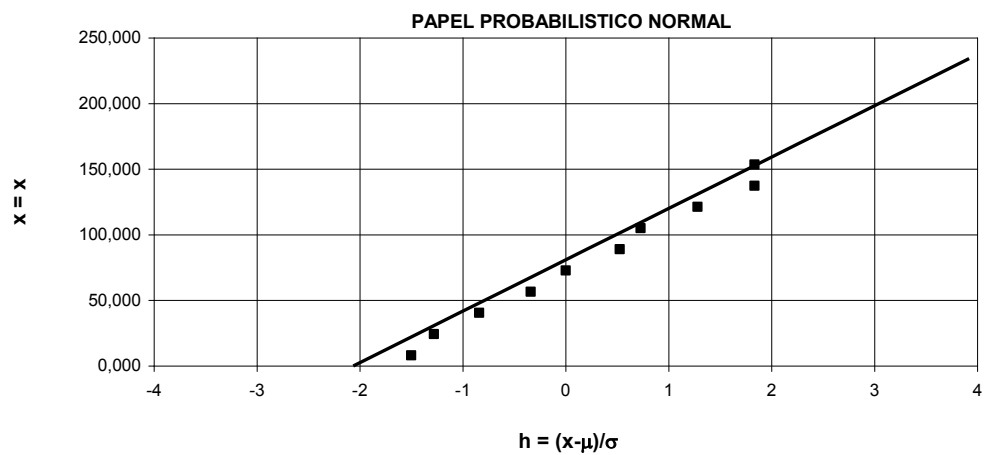
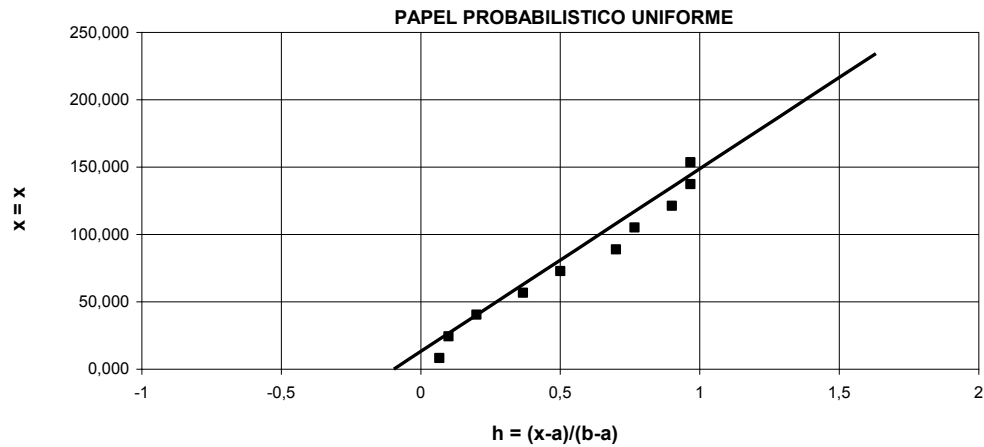


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,084
NORMAL	0,068
LOG-NORMAL	0,023
GAMMA	0,028

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



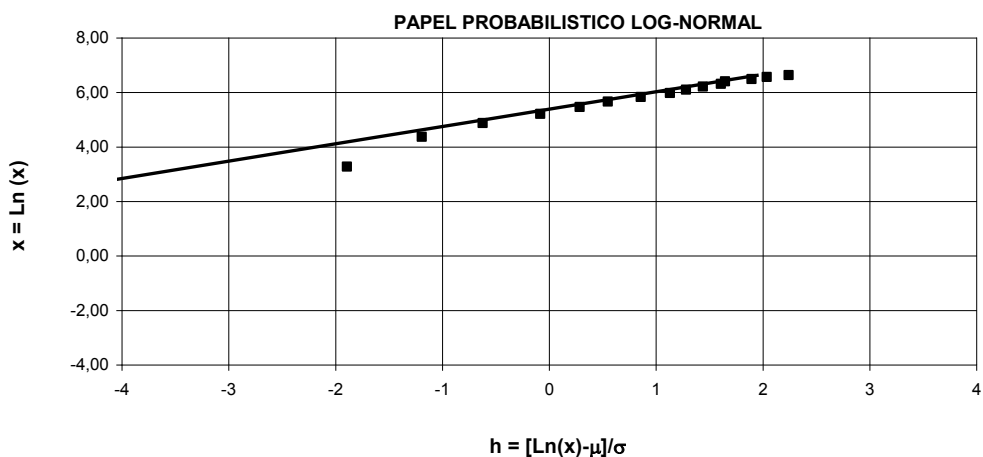
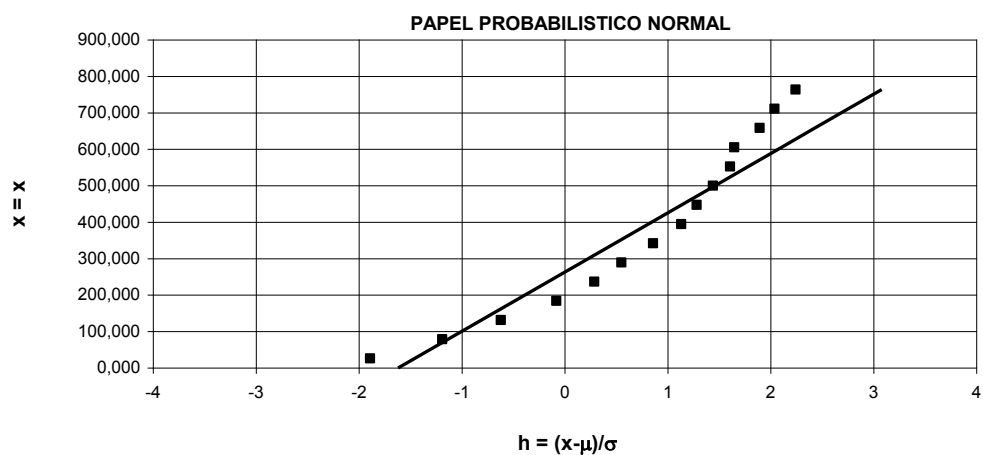
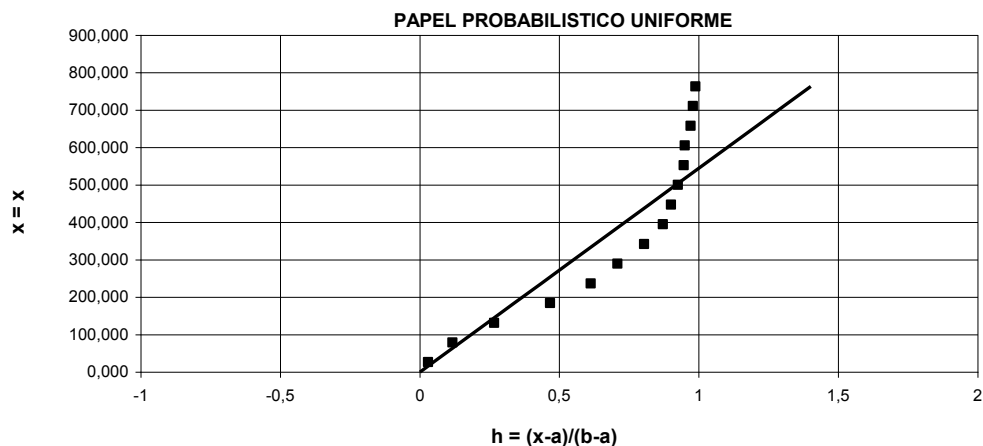
<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,052
NORMAL	0,041
LOG-NORMAL	0,073
GAMMA	0,029

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA

COMPRESION SIMPLE DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (kPa)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

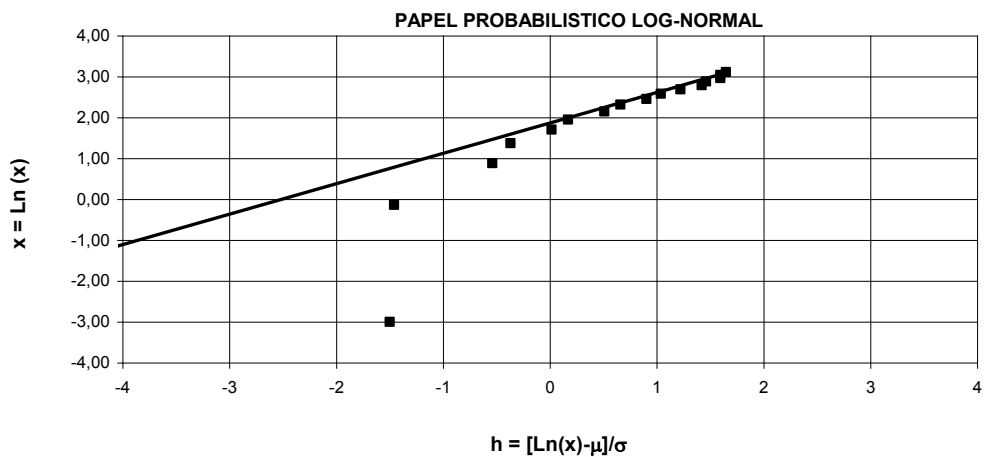
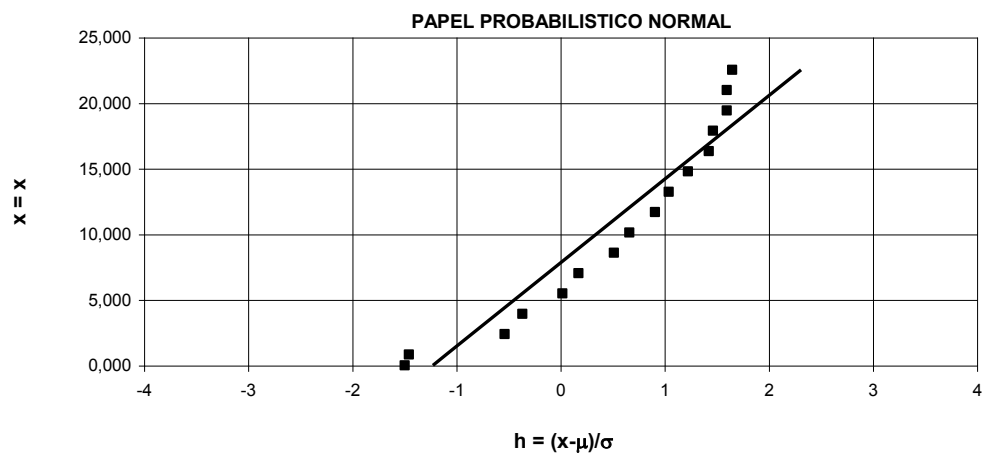
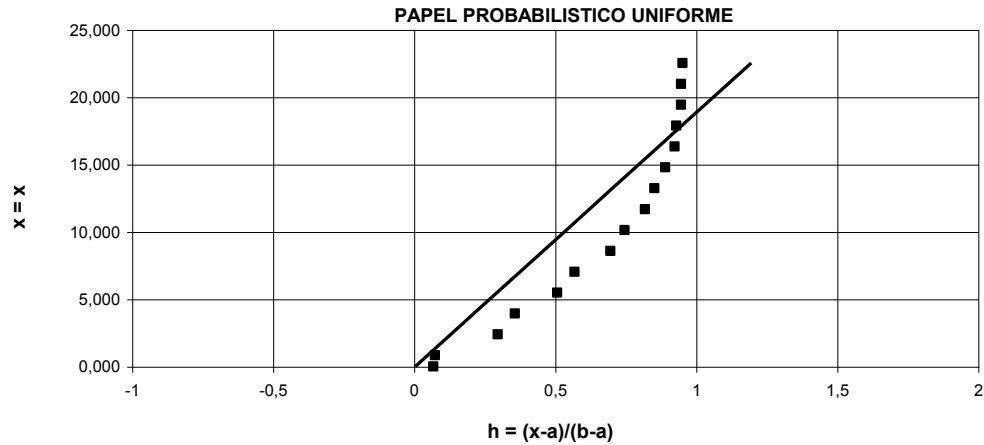


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,146
NORMAL	0,107
LOG-NORMAL	0,025
GAMMA	0,036

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (SPT)

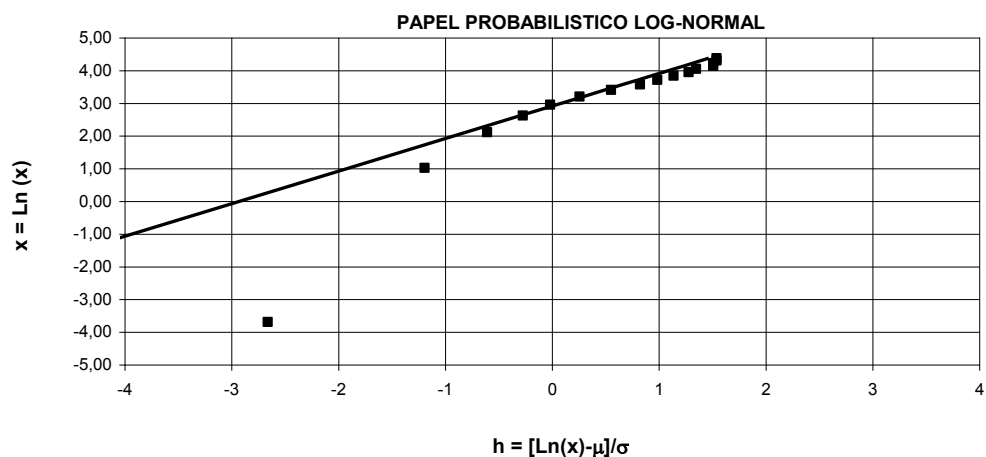
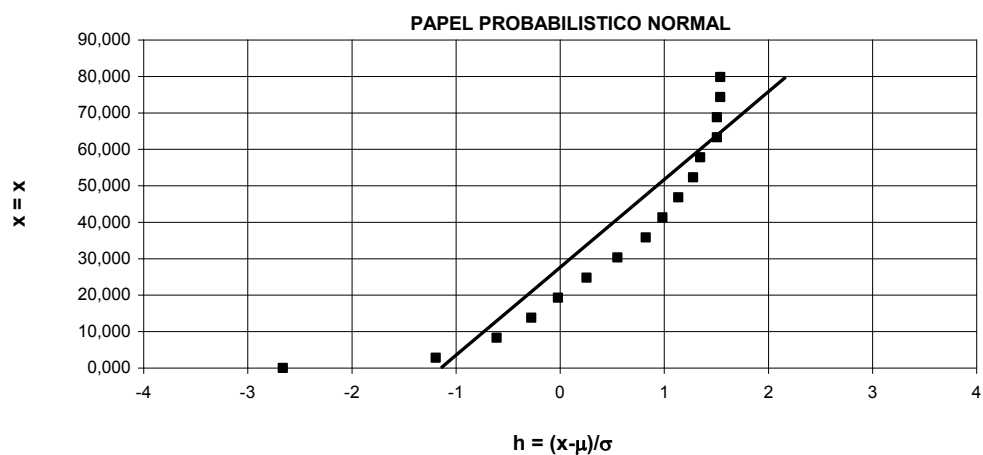
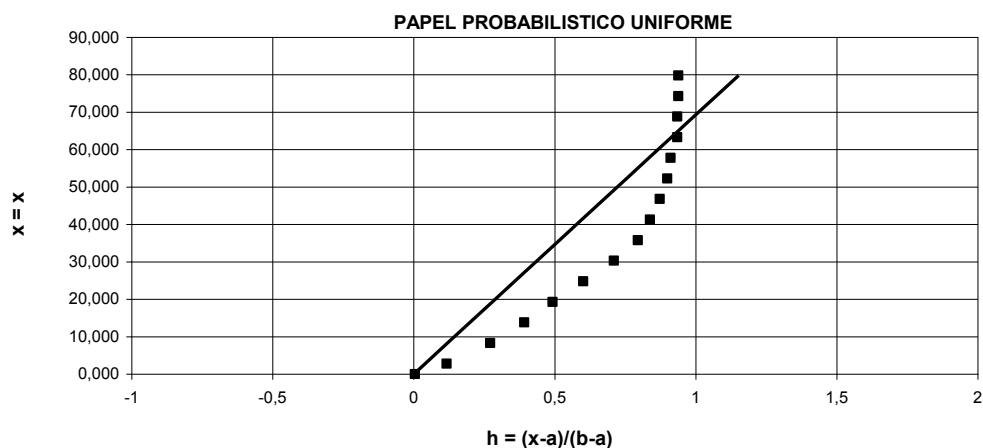
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA
UNIFORME	0,320	
NORMAL	0,107	
LOG-NORMAL	0,076	
GAMMA	0,030	

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B2> (SPT)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



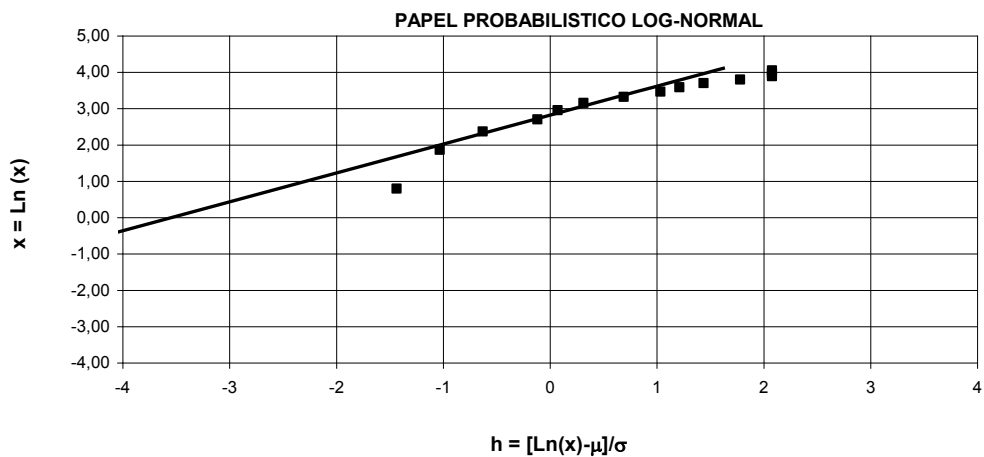
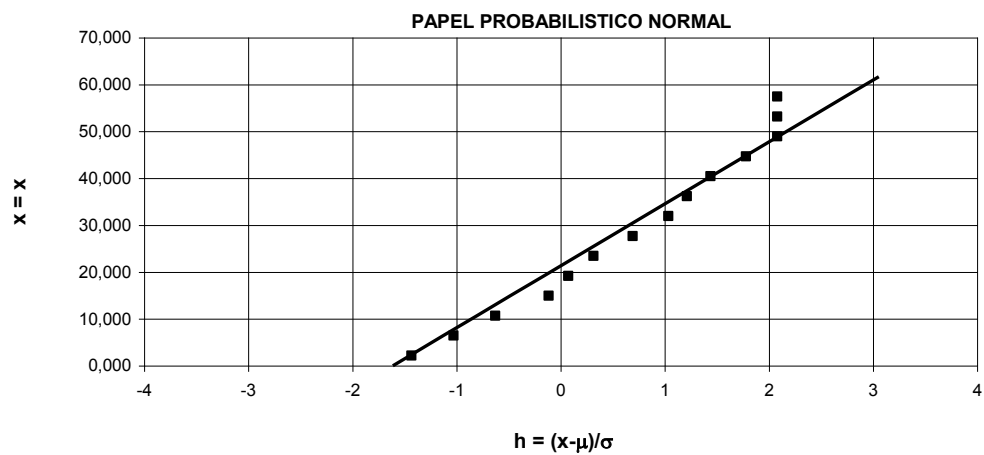
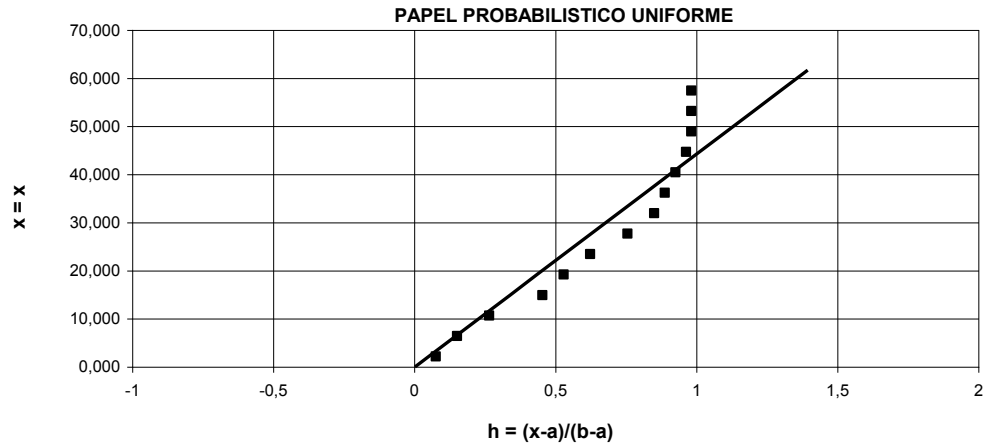
Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,457
NORMAL	0,151
LOG-NORMAL	0,027
GAMMA	0,027

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K1> (SPT)

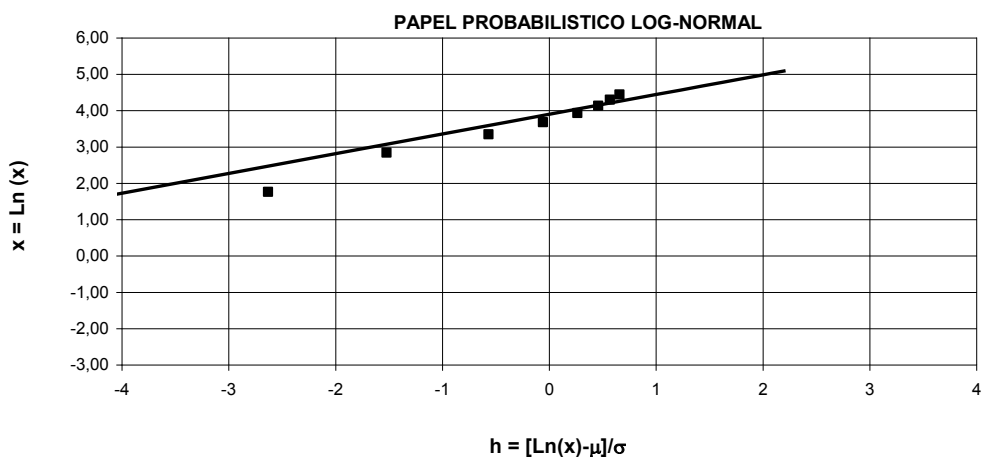
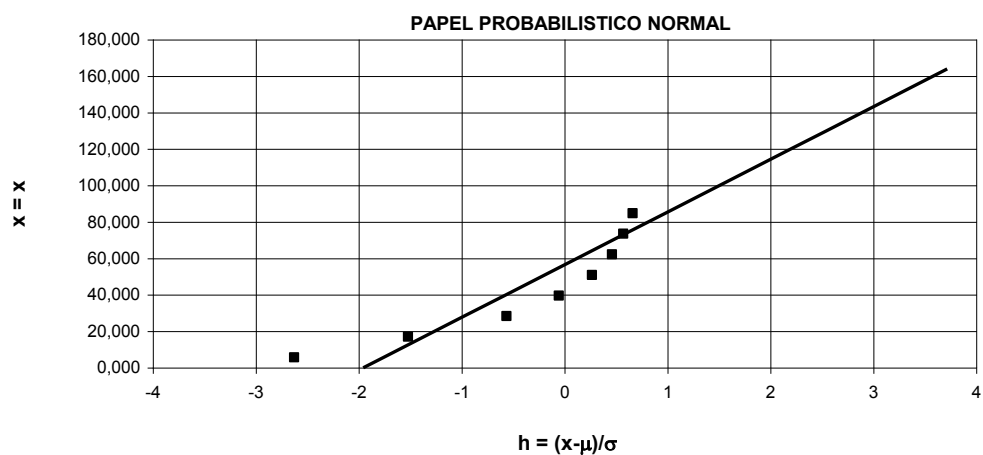
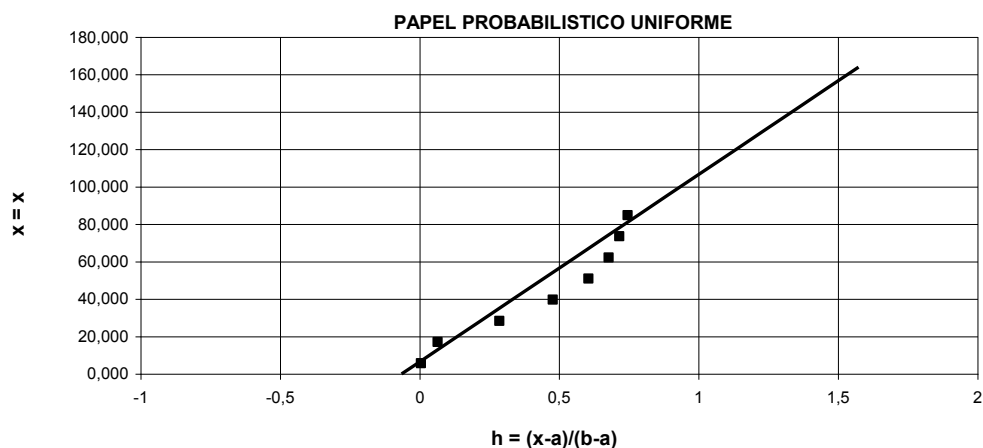
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN GAMMA
UNIFORME	0,072	
NORMAL	0,047	
LOG-NORMAL	0,038	
GAMMA	0,022	

PENETRACION ESTANDAR DE LA UNIDAD GEOTECNICA <K2> (SPT)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO

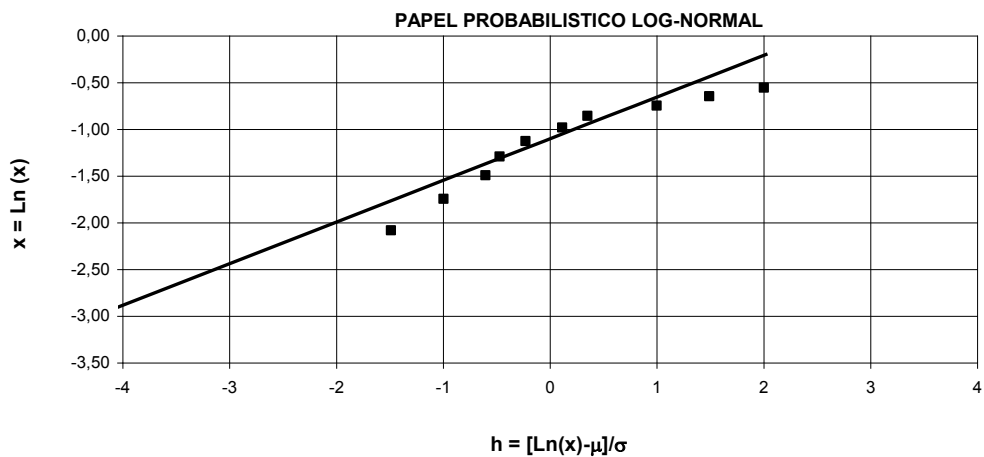
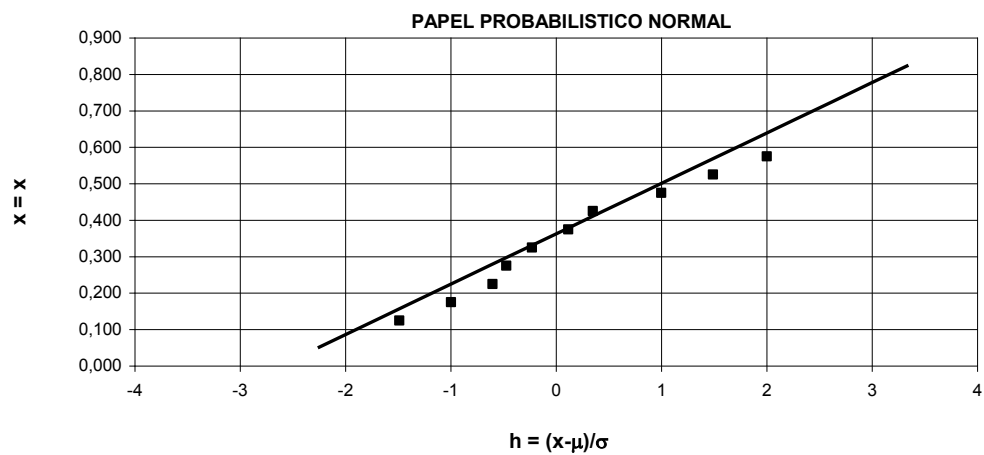
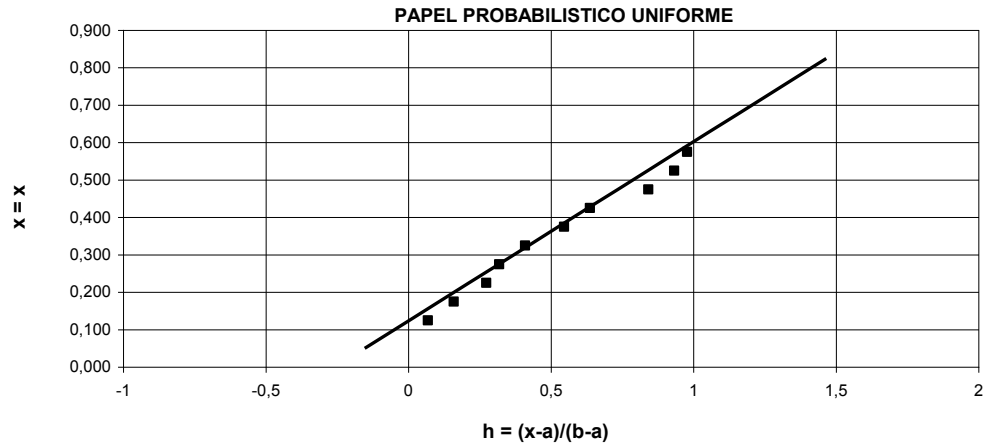


Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,083
NORMAL	0,117
LOG-NORMAL	0,078
GAMMA	0,087

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:
Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

INDICE DE COMPRESION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1>

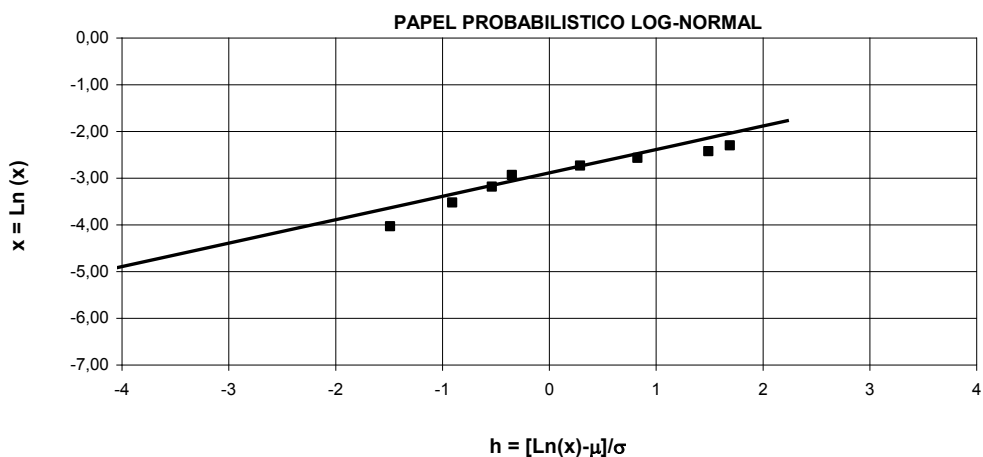
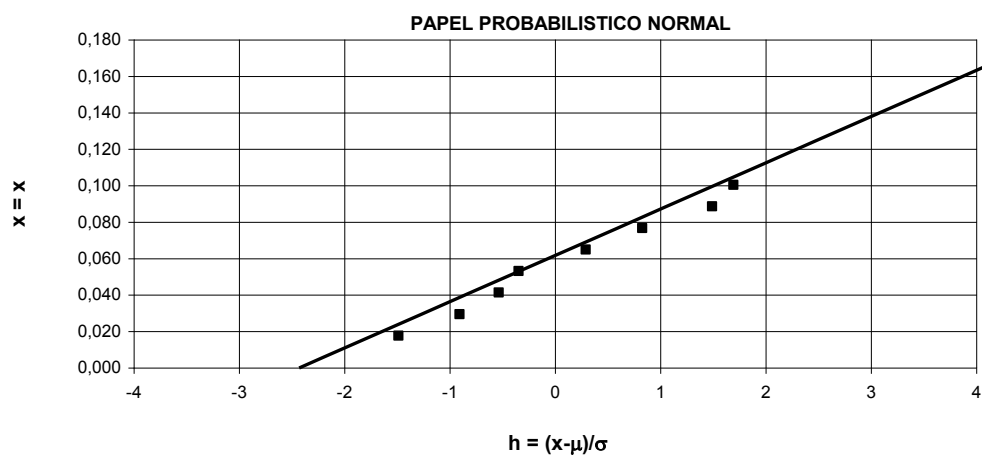
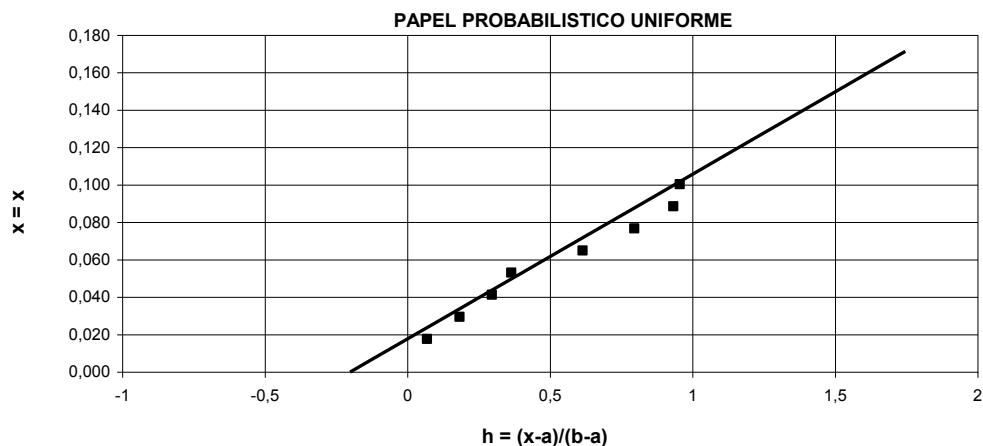
CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>	Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada: Mejor ajuste con la FUNCIÓN NORMAL
UNIFORME	0,032	
NORMAL	0,031	
LOG-NORMAL	0,061	
GAMMA	0,047	

INDICE DE ENTUMECIMIENTO DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1>

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



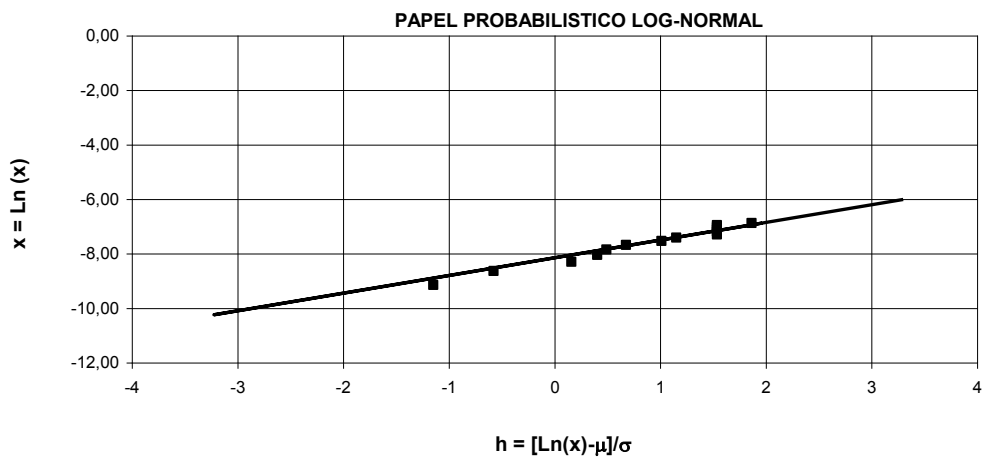
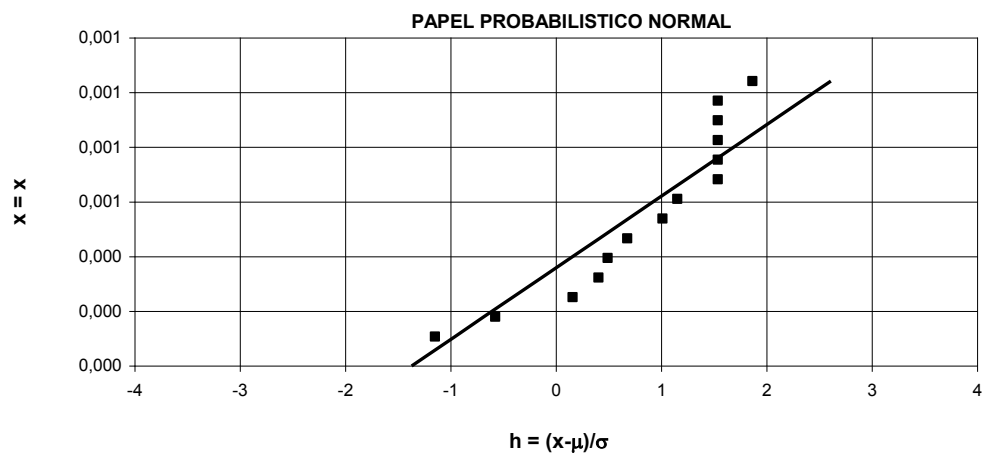
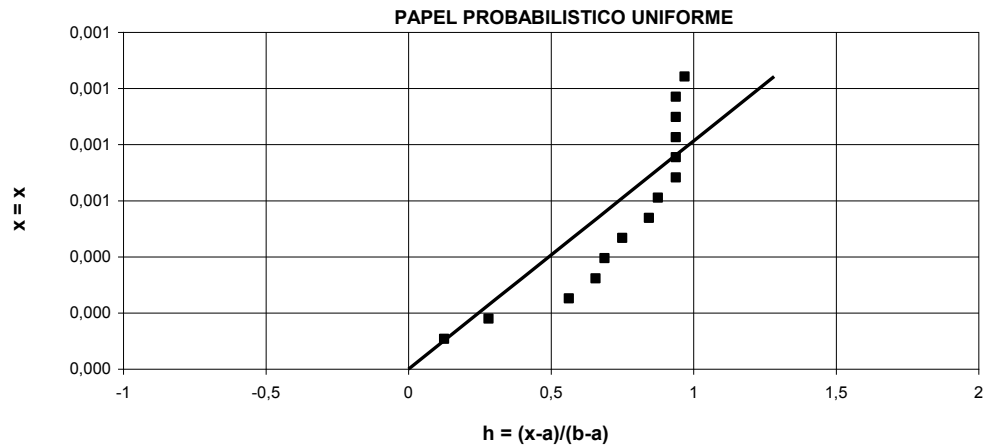
Distribución	Σ diferencias cuadráticas
UNIFORME	0,047
NORMAL	0,031
LOG-NORMAL	0,052
GAMMA	0,034

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN NORMAL

COEF. DE CONSOLIDACION DE LA UNIDAD GEOTECNICA <B1> (cm²/s)

CONTRASTE DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION EN PAPEL PROBABILISTICO



<u>Distribución</u>	<u>Σ diferencias cuadráticas</u>
UNIFORME	0,278
NORMAL	0,160
LOG-NORMAL	0,042
GAMMA	0,044

Análisis del mejor ajuste global entre la distribución de probabilidad de la muestra y la función teórica ajustada:

Mejor ajuste con la FUNCIÓN LOGNORMAL

Apéndice E
CORRELACIONES ENTRE
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Apéndice E: CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

SUELOS DE LA BAHÍA DE SANTANDER

En este Apéndice se presentan las expresiones de correlación entre parámetros geotécnicos. En la tabla siguiente aparecen sombreadas las más fiables, valoradas con su coeficiente de Pearson R y un tamaño de muestra suficiente ($n \geq 30$).

El coeficiente de Pearson, o coeficiente momento producto, refleja el porcentaje en que la variación de una variable influye en la otra. El signo indica si los parámetros correlacionados varían en el mismo sentido o en el contrario.

CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS (suelos de la Bahía de Santander)			
Parámetro geotécnico	Expresión	n	R
Índice de plasticidad, IP (IP y LL expresados en %)	IP = 0,68.(LL – 13,21)	398	0,91
Peso específico seco, γ_d	$1/\gamma_d \text{ (m}^3/\text{kN)} = 0,10.w + 0,0384$	281	0,98
Compresión simple, q_u ($c_u \leq 250 \text{ kPa}$)	$q_u = 1,38.c_u(\text{vanette})$	161	0,87
	$q_u = 1,10.c_u(\text{penetrómetro de mano})$	175	0,69
Resistencia al corte sin drenaje, c_u ($c_u = 1/2q_u \leq 250 \text{ kPa}$) (IP expresado en %)	$c_u/\sigma'_v = 0,17 \text{ (NC)}$	78	0,68
	$c_u/\sigma'_v = 0,14 + 0,0067.IP \text{ (NC)}$	42	0,22
	$c_u \text{ (kPa)} = 97,64 / e^{2,475.IP}$	198	-0,75
	$w + 17,79.Ln(c_u) = 99,64$	431	-0,69
	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3) - 3,79.Ln(c_u(\text{kPa})) = 0,64$	431	0,69
Ángulo de rozamiento crítico, ϕ_{cr} ([Finos] e IP expresados en %)	$\phi_{cr} = 37,9^\circ - 0,165.[\text{Finos}]$	60	-0,69
	$\phi_{cr} = 28,4^\circ - 0,179.IP$	47	-0,36
Índice de compresión, C_c (IP y LL expresados en %)	$C_c = 0,0212.IP$	27	0,63
	$C_c = 0,0402 - 0,0084.LL$	27	0,51
Índice de hinchamiento, C_s (IP expresado en %)	$C_c/C_s = 5,97$	44	0,79
	$C_s = 0,0034.IP$	27	0,60
Coef. de consolidación, c_v (escalón de carga 150 a 300 kPa) (IP expresado en %)	$c_v \text{ (cm}^2/\text{s)} = 0,00011 / C_c$	32	0,32
	$c_v \text{ (cm}^2/\text{s)} = 0,00359 / IP$	17	0,56



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales