

GEOTECNIA: UNA CIENCIA PARA EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

Antonio Gens Solé

Excm. Sr. President
Srs. Acadèmics
Excmes. Autoritats
Senyores i Senyors

Les meves primeres paraules han de ser d'agraïment per la consideració que han tingut en escollir-me per formar part d'aquesta Il·lustre Corporació, tan honorablement presidida per l'Excm. Sr. Doctor Josep Casajuana. Es veritablement un gran honor que aprecio molt profundament.

M'agradaria començar aquest discurs amb uns versos del Dant que es podrien interpretar com un retret, gairebé personal

*el cel roda damunt teu
mostrant la seva eterna glòria
i tu tens l'esguard sobre el sòl*

Efectivament, en lloc d'admirar les esferes celestials, mantindrem els nostres ulls ben fixats en el sòl, doncs voldria aprofitar aquesta oportunitat per a compartir algunes reflexions sobre la relació entre nosaltres, les nostres obres i el terreny. Aquells que, com a conseqüència de la nostra activitat acadèmica i professional, mantenim una relació constant amb el terreny, estem permanentment submergits en una dialèctica entre experiència i teoria. El focus d'aquest discurs estarà centrat sobre el desenvolupament dels fonaments científics de la nostra disciplina. Com va dir Karl Terzaghi, el fundador de la Geotècnia moderna,

La teoria és el llenguatge amb el que es poden expressar les lliçons de l'experiència. Quan no hi ha teoria, no hi ha saviesa compartida, simplement fragments incomprensibles

Explorarem quina ha estat l'evolució històrica d'aquests coneixements i quins han estat els problemes reals que han estimulat el seu desenvolupament. Com en qualsevol àmbit de l'enginyeria, les nostres teories estan constantment subjectes al seu contrast amb la realitat, en el nostre cas amb el comportament del terreny. Aquesta exposició no seria per tant completa si no incorporés referències a casos reals que son testimoni del èxit o fracàs de les nostres construccions científiques. Inevitablement, un bon nombre d'aquests casos estan associats a fallides i fins i tot catàstrofes perquè són les ocasions en les que el comportament del terreny es manifesta amb més claredat.

I

EL TERRENO, UN MEDIO COMPLEJO

Aún a riesgo de incrementar en una las ya numerosas definiciones de Geotecnia, se podría describir a esta disciplina como el conjunto de conocimientos que permiten abordar racionalmente la solución de los problemas causados por la modificación del entorno geológico. El objeto de estudio de la Geotecnia es, por tanto, el terreno.

La alteración del medio geológico puede tener varias causas. La más frecuente será la actividad humana – en sentido amplio – pero hay que recordar que muchos problemas de la ingeniería del terreno responden también a causas naturales, asociadas o no a actuaciones humanas. Piénsese, por ejemplo, en el descalzamiento de una ladera por la erosión de un río o en el cambio de régimen hidrológico por un período de lluvias torrenciales. Cualquiera que sea la causa, el objetivo de la Geotecnia es permitir dar una respuesta eficaz y fundamentada al problema resultante. En general, esta respuesta debería asegurar dos cosas: en primer lugar tener un suficiente margen de seguridad frente a la posibilidad de rotura y en segundo lugar asegurar que los movimientos causados en y por el terreno son lo suficientemente pequeños para no afectar seriamente a las funciones de nuestra estructura. Rotura y deformación serán dos hilos conductores permanentes a lo largo de toda esta exposición.

Un hecho obvio, pero fundamental, es que el terreno forma parte del medio natural, a diferencia de muchos de los materiales de ingeniería. Si hubiera que caracterizarlo con una sola palabra, ésta sería probablemente complejidad. Es compleja por ejemplo, la disposición geométrica de las distintas unidades geotécnicas en el subsuelo. Suelos y, sobre todo, rocas ya han tenido una larga historia, medida en tiempo geológico, cuando los encontramos en nuestro camino. Esta historia resulta frecuentemente en perfiles del terreno que pueden ser muy cambiantes y atormentados. Las láminas de la figura 1 están extraídas del tratado renacentista *De Re Metallica* de Georgius Agricola, cuya primera edición se publicó en 1556. En el libro hay todavía más ilustraciones con otras disposiciones estratigráficas indicando que las posibilidades son casi infinitas. Además, incluso dentro de cada capa de terreno considerada globalmente homogénea, el material exhibirá un cierto grado de heterogeneidad. Las propiedades del material presente en un determinado lugar de un estrato pueden ser distintas – de hecho serán distintas en mayor o menor medida – de las propiedades en otro punto del mismo estrato. Tratando con el terreno, actuaremos, inevitablemente, con un alto grado de incertidumbre; solo un buen reconocimiento del subsuelo permitirá disminuir esta incertidumbre a niveles manejables.

A pesar de su relevancia, no me propongo explorar este tema en este discurso. Me interesa más explorar otro nivel de complejidad, la del comportamiento mecánico de un material geotécnico concreto una vez ya ha sido individualizado y separado del resto de materiales que le han acompañado durante su historia geológica. Consideremos por ejemplo una arcilla o una arena. La figura 2 presenta fotografías realizadas con microscopio electrónico de la estructura profunda de estos materiales. Observamos que tanto la arena como la arcilla están constituidas por partículas formando estructuras

desordenadas. Este conjunto de partículas forma un esqueleto sólido que deberá resistir las cargas que le apliquemos. “A priori” la posibilidad de establecer leyes de comportamiento generales para estos conjuntos de miles de partículas sin una estructura interna sistemática parece remota.

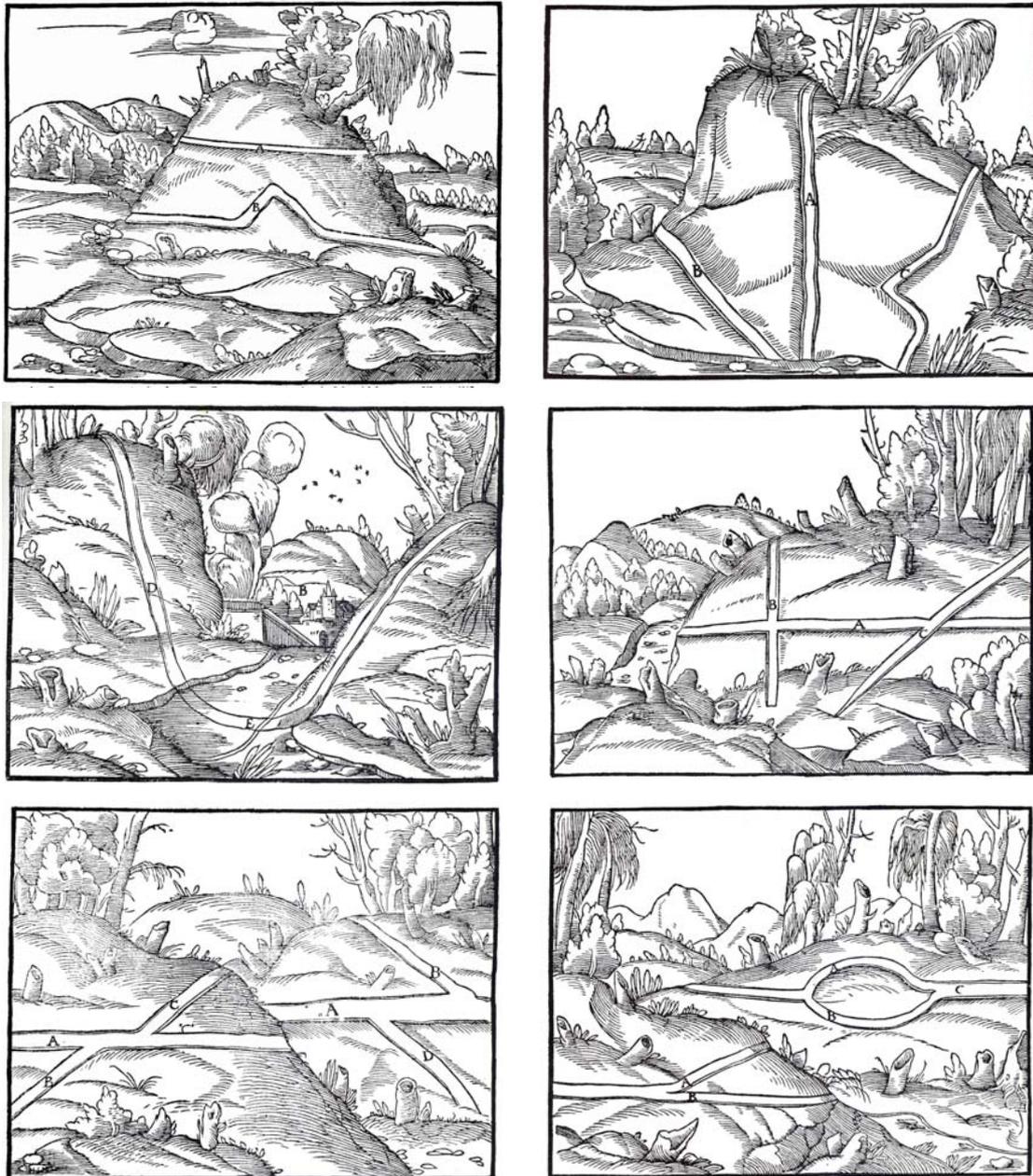


Figura 1. Distintos perfiles del terreno tomados del libro de Georgius Agricola (1556) *De Re Metallica*. Una muestra de las posibles complejidades estratigráficas del terreno

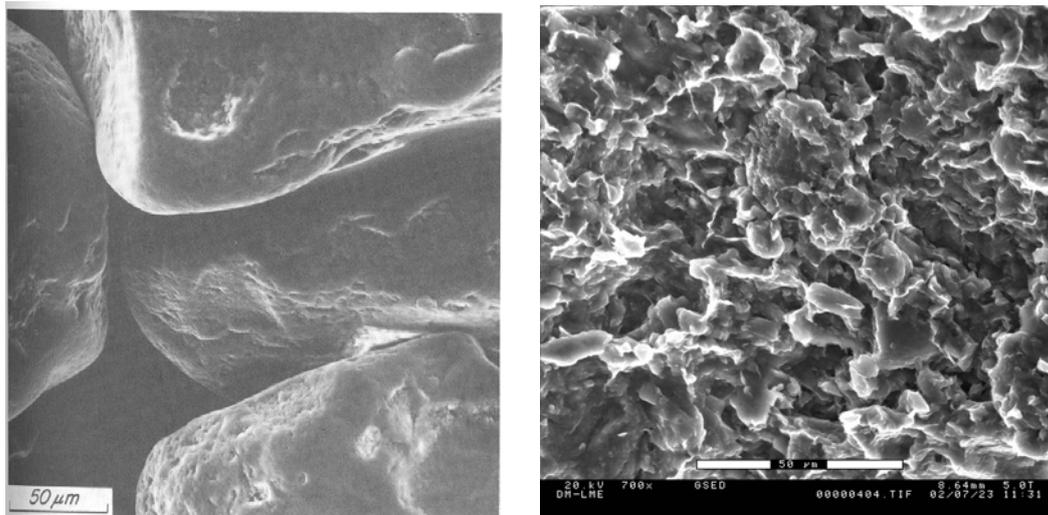


Figura 2. Microestructura de una arena (izquierda) y de una arcilla (derecha). La escala en las dos fotografías es similar

De hecho, todavía debemos considerar un nivel adicional de complicación originado por el hecho de que los materiales que componen el terreno son porosos y polifásicos. En efecto, las partículas dejan entre sí poros que están rellenas de uno o más fluidos. El caso más habitual es que los poros estén completamente llenos de agua; se habla entonces de materiales saturados. En ocasiones, o incluso frecuentemente en climas como el nuestro, los poros se encuentran rellenos parcialmente de aire y agua; nos referimos entonces a materiales no saturados. Hay otras posibilidades, pero el hecho relevante es que los fluidos presentes en los poros interactúan con el esqueleto sólido y modifican, a veces de forma radical, su comportamiento. En la figura 2 se puede también observar la gran diferencia entre los tamaños de las partículas, y consecuentemente entre el tamaño de los poros, de dos materiales geotécnicos distintos. La intensidad y modo de interacción entre la fase sólida y la fase fluida de estos materiales están también estrechamente relacionados con el tamaño del poro. La elucidación de las leyes que rigen estas interacciones ha sido una de las constantes del desarrollo de la Geotecnia.

No es por tanto sorprendente que el comportamiento mecánico de los materiales que componen el terreno exhiba un elevado grado de complejidad. Por ejemplo, el mismo material se comporta a veces como friccional y a veces como cohesivo si variamos las condiciones de drenaje de los poros. Frente a una misma acción los suelos a veces se contraen y en otras ocasiones se dilatan, dependiendo de la historia de cargas que han sufrido. Son materiales con memoria, una memoria que a veces se remonta a decenas de miles de años atrás. Además, las relaciones tensión-deformación que exhiben son fuertemente no lineales. Esta lista podría prolongarse casi indefinidamente.

Con la definición de Geotecnia propuesta anteriormente, el conjunto de conocimientos no se restringe a ningún tipo en especial y puede tener un carácter tanto empírico como más propiamente científico. En Geotecnia tanto cabe el procedimiento constructivo que ha dado buenos resultados en numerosas ocasiones, pero que puede no estar rigurosamente justificado, como el desarrollo teórico más reciente. Es decir, que la

Geotecnia es siempre una mezcla de arte (práctica) y ciencia. Sin embargo el objeto de este discurso es ilustrar y comentar el desarrollo de la Geotecnia como ciencia, con una atención especial a los avances efectuados en los últimos cien años aproximadamente. Es durante este período cuando se puede a empezar a hablar realmente de la Geotecnia como una disciplina científica definida, como una nueva ciencia de la ingeniería.

Hay que afirmar enseguida que esta ciencia es una rama, reciente, de la mecánica que usa conceptos, variables, métodos y resultados de la mecánica teórica aunque con algunos rasgos especiales. De hecho, estas disciplinas han sido tradicionalmente más conocidas como Mecánica del Suelo y Mecánica de Rocas, haciendo de este modo explícito su condición de teorías mecánicas. En este documento, se ha preferido utilizar la voz Geotecnia para abarcar todos los tipos de terreno y poner de manifiesto el carácter general de los avances que aquí se comentan. Históricamente la Mecánica del Suelo tuvo un desarrollo más temprano y presenta, aún hoy, un contenido más avanzado y completo. Por ello, y sin renunciar a la generalidad de nuestro enfoque, se da prioridad a los aspectos de comportamiento más relacionados con los suelos.

II

UNA APROXIMACIÓN HISTÓRICA

La proporción de arte y ciencia en la Geotecnia depende en buena parte del periodo histórico en que nos encontremos; indudablemente la componente científica ha adquirido una relevancia creciente a lo largo de los dos últimos siglos. No se puede obviar, sin embargo, el hecho que, sin unas bases científicas sobre las que sustentarse, los constructores de todas las épocas han sido capaces de llevar a cabo construcciones muy notables, frecuentemente sobre suelos que planteaban importantes dificultades geotécnicas. El asentamiento de las primeras civilizaciones en zonas aluviales o costeras de subsuelo blando tiene que haber estimulado de forma notable el arte geotécnico.

Invariablemente, los textos que tratan de la historia de la Geotecnia mencionan como primer ejemplo a los poblados de palafitos en los lagos, en los que las viviendas se sustentaban sobre pilotes de madera hincados en el subsuelo lacustre. Frecuentemente se cita la fecha de 10,000 años a.C. como el momento en el surgen por primera vez este tipo de estructuras aunque la evidencia arqueológica cierta se remonta solo al período entre 5000 a.C. y 4000 a.C. en diversos lagos europeos y a lo largo de las orillas del Danubio. Por ejemplo se ha estimado que se emplearon más de 100.000 pilotes en el asentamiento de Robenhausen (Suiza) y en Lough Drumkery (Irlanda) se han hallado más de 30.000 pilotes antiguos (Fleming et al., 1992).

No es una sorpresa que la primera referencia escrita se encuentra en las Historias de Herodoto que, como de costumbre, relata una curiosa historia sobre el uso de pilotes en la tribu de los Peonios:

Las casas de estos habitantes del lago están efectivamente en el agua, y se sostienen sobre plataformas colocadas sobre largos pilotes y se accede a ellas desde tierra a través un estrecho puente. Se supone que, originalmente, el trabajo de hincar los pilotes era realizado por toda la tribu pero más tarde adoptaron un método diferente; ahora los pilotes se traen del monte Orbelus y cada hombre hinca tres por cada mujer con la que se casa – y cada uno de ellos tiene muchas esposas. (Libro V).

Aunque hay que usar una cierta dosis de escepticismo cuando este autor se refiere a pueblos alejados de su entorno inmediato, probablemente Herodoto tenía información de primera mano de los Peonios, una tribu semi-griega habitando territorios al Norte de Macedonia.

Con el advenimiento de las primeras grandes civilizaciones en la zona denominada la media luna fértil hacia el 3000 a.C., aparecen las grandes construcciones (zigurats en Mesopotamia, pirámides en Egipto) que aplican grandes cargas sobre el terreno que en ocasiones son inclinadas. Además muchas de estas construcciones implicaban interacciones adicionales con el terreno en forma de galerías y excavaciones subterráneas (figura 3). Las cargas de algunas de estas estructuras son formidables. Por ejemplo la

pirámide de Keops aplica una carga perimetral de 70MN/m. Como comparación se puede mencionar que una estructura pesada como una central nuclear carga un equivalente de 3 a 9 MN/m (Kerisel, 1985). Afortunadamente las pirámides estaban casi siempre cimentadas sobre una roca de calidad. No todas las construcciones tenían la misma suerte geológica y existen ejemplos antiguos de edificaciones pesadas en terrenos de baja resistencia. Por ejemplo, el monumento budista de Phra Pathom Chedi en Tailandia que pesa no menos de 5000 MN, aplica una carga perimetral de 10 MN/m aproximadamente y está cimentada sobre la arcilla blanda de Bangkok (Brand, 1981). La construcción se inició en el año 300 a.C. y ha sufrido asentamientos – afortunadamente bastante uniformes – de unos 2.5 metros.

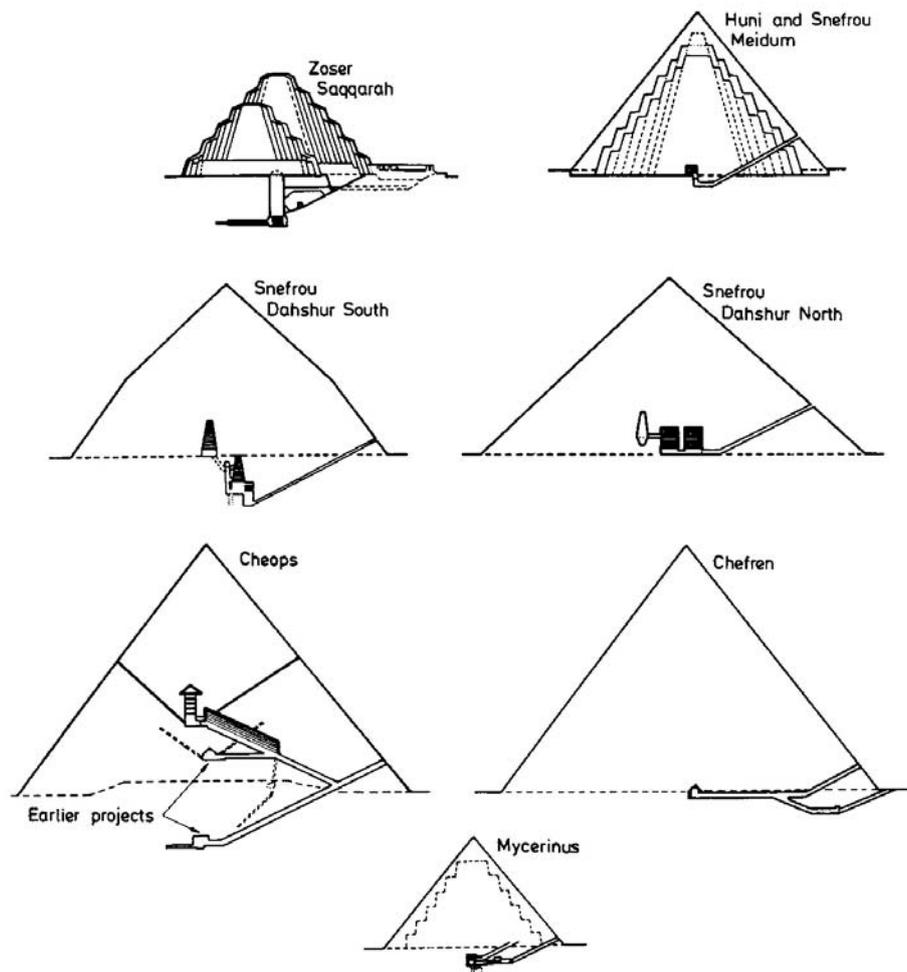


Figura 3. Siete grandes pirámides de Egipto con excavaciones subterráneas asociadas (Kerisel, 1987)

En el mundo antiguo, el arte geotécnico probablemente culminó en la civilización romana que extendió y perfeccionó los avances realizados por los griegos a una escala más modesta. La figura prominente de este período es Vitrubio que puede considerarse el primer tratadista de las cimentaciones aunque sus intereses abarcaban todo el ámbito de la ingeniería civil de la época. En todo caso, sus recomendaciones, útiles y llenas de

sentido común, son eminentemente prácticas:

Los cimientos de cualquier clase de fábrica deben excavarse hasta tierra firme, si puede hallarse, y proseguirse en tierra firme todo lo que la magnitud de la obra proyectada parezca requerir... Ahora bien, si no se halla tierra firme, sino solo tierras echadizas o pantanosas hasta el fondo, habrá de excavarse y extraerse todo y cimentar con estacas de álamo negro, olivo o roble hincadas en el suelo con ayuda de máquinas, unas junto a otras, muy próximas, como pilotes de un pontón, y rellenándose los huecos entre ellas con carbones, sobre esta maniobra se echan los cimientos (Libro III, capítulo IV).

Es inútil rastrear los diez libros de Vitrubio en busca a alguna referencia a la mecánica teórica de la época a pesar de que algunos de los descubrimientos de Arquímedes son directamente relevantes a la construcción de cimentaciones bajo el agua.

La continuidad intelectual con el mundo clásico se perdió al iniciarse la Edad Media pero sobrevivieron algunos de los aspectos más aplicados de la práctica geotécnica lo que permitió algunos éxitos notables de construcción como fueron el desarrollo de ciudades en terrenos de ínfima calidad como los de Venecia o Amsterdam. Es evidente que las ventajas de habitar en un territorio fácilmente defendible y con grandes perspectivas comerciales compensaba ampliamente las dificultades de cimentación que el subsuelo pudiese plantear. Acuciados por la necesidad, los venecianos desarrollaron soluciones estructurales y geotécnicas ingeniosas para resolver, por ejemplo, los problemas asociados a la aparición de asientos de magnitud considerable y frecuentemente irregulares. Como muestra la figura 4, los muros exteriores de los edificios se cimentan mediante un grupo de pilotes cortos y las vigas horizontales descansan libremente sobre soportes verticales. El sistema a veces incluye un procedimiento de ajuste que debía utilizarse con cierta periodicidad, especialmente en el período inmediatamente posterior a la construcción.

Sin embargo, los pocos textos escritos, incluyendo autores renacentistas y post-renacentistas, dibujan un panorama bastante desolador. Se proponen reglas de buena práctica para el diseño de cimentaciones basadas en razonamientos puramente geométricos en función del elemento estructural a soportar. De forma sorprendente, ninguna de estas reglas hace referencia al terreno que finalmente ha de soportar las cargas. Quizás para remediar esta situación, Leonardo da Vinci diseñó, en medio de sus múltiples ocupaciones, una máquina de sondeos pero no parece que haya sido nunca utilizada ni siquiera construida (figura 5). Incluso la buena costumbre de profundizar hasta encontrar terreno firme parece haberse abandonado y solo la práctica de construir sobre los restos de antiguas construcciones puede haber evitado un buen número de desastres.

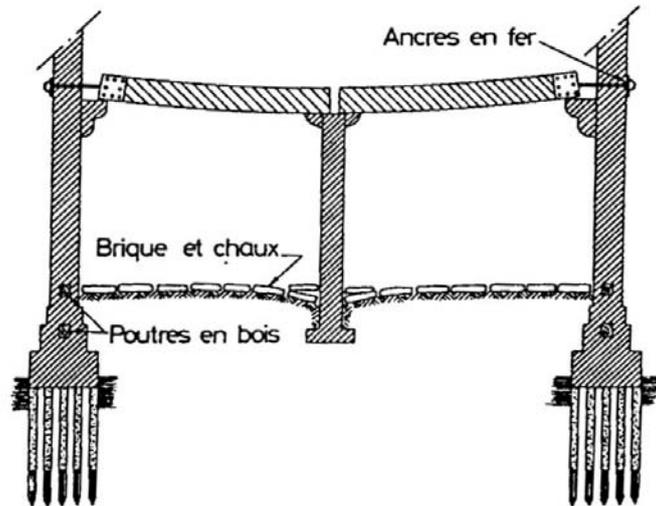


Figura 4. Cimentación de un palacio veneciano (Kerisel, 1985)

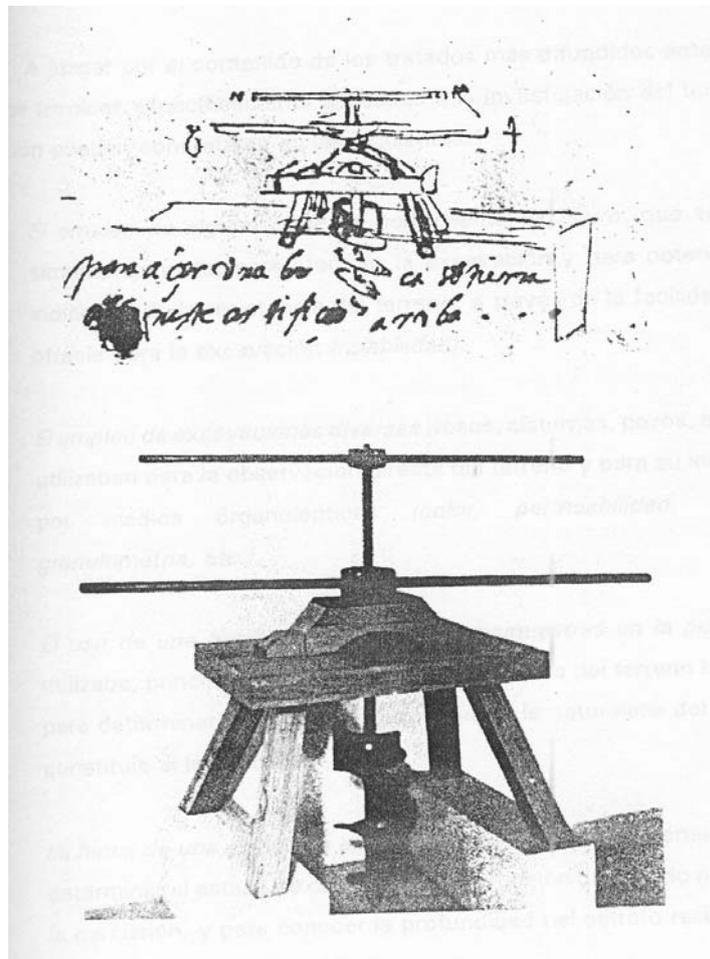


Figura 5. Diseño de una máquina de sondeos de Leonardo da Vinci y reconstrucción posterior (García Gamallo, 1997)

De todas formas, la Edad Media fue una época de sonados colapsos, a pesar de que el número de construcciones de gran envergadura era limitado. En nuestros días nos maravillamos – con razón – del triunfo de las grandes construcciones románicas y góticas de los siglos X al XV. Sin embargo, el número de colapsos fue considerable; solo algunos ejemplos: la torre de la abadía de Ramsey (finales del s. X), la torre de la catedral de Gloucester (s. XI), la iglesia Cluny III (s. XII), la torre de la catedral de Worcester (s. XII), la catedral de Beauvais (s. XIII), la torre central de la catedral de York (s. XIII), aunque es posible que problemas estructurales también contribuyeran a estas roturas.

Cuando finalmente algunos autores deciden considerar la necesidad de investigar el terreno para obtener una buena cimentación, los resultados no son demasiado prometedores. Así, en el siglo XV Alberti (1414-1472) propone que la calidad del subsuelo se caracterice con el siguiente ensayo (citado en García Gamallo, 1997):

Dejais caer cosa pesada desde lo alto y el lugar no temblase abajo, o el agua de un plato puesto allí no se encrespare...

El mismo autor debe albergar dudas respecto al éxito del procedimiento porque también recomienda:

Consultar con doctos y ejercitados habitadores y vecinos arquitectos

Un siglo más tarde, el mejor tratadista sobre los problemas del terreno, el arquitecto francés Philibert De L'Orme (c. 1515 – 1570), mantiene:

Se pueden conocer también las tierras buenas cuando las tomáis y manejáis y se encuentren secas, mojadas o húmedas si se colocan sobre un lienzo blanco o trazo de lana o de seda, y después sacudís y no deja ninguna mancha, esta tierra es buena para cimentar, pero si mancha el trazo o lienzo no os fiéis de él de ninguna manera porque el cimientto no valdrá nada (Libro II, capítulo VIII).

Es evidente que un avance sólido en la comprensión del comportamiento del terreno requería un giro fundamental en la manera de abordar la cuestión. Era necesario tratar estas cuestiones en el marco de la nueva manera de pensar científicamente, pensar mecánicamente si queremos ser más precisos, que había tomado carta de naturaleza en el siglo XVII. Sería la única manera de hacer frente a los nuevos retos de construcción que plantearía la Revolución Industrial. Los primeros pasos en esa dirección no se dieron hasta finales del siglo XVIII, la complejidad del terreno explica probablemente los limitados esfuerzos en este campo antes de esa fecha.

III

LOS PRECURSORES

Las condiciones existían, las piedras angulares de la mecánica clásica estaban disponibles gracias a los gigantescos avances de los siglos XVII y XVIII por personajes como Galileo, Hooke, Newton, Lagrange y Laplace. Con estos mimbres las bases de la Teoría de la Estructuras se desarrollaron rápidamente con los trabajos de Euler, Navier, Poisson, Lamé y St. Venant, entre muchos otros. En cambio, los desarrollos equivalentes en la mecánica del terreno se hicieron esperar más.

El primer nombre significativo es el de Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) con su contribución fundamental para el cálculo de los empujes del terreno sobre muros, un tema que había cobrado especial importancia en el diseño, de acuerdo con principios racionales, de las grandes fortalezas propias de los siglos XVII y XVIII (figura 6). Sin duda Coulomb se interesó por estos temas cuando se encontraba, como joven oficial, en la isla de la Martinica a cargo de la construcción del Fuerte Bourbon. Su forma de abordar los problemas resuena de forma muy reconocible en nuestros días:

Me he encontrado con muchos casos en los que todas las teorías basadas en hipótesis o en ensayos a pequeña escala han resultado ser inadecuadas en la práctica: yo personalmente realicé la investigación necesaria...

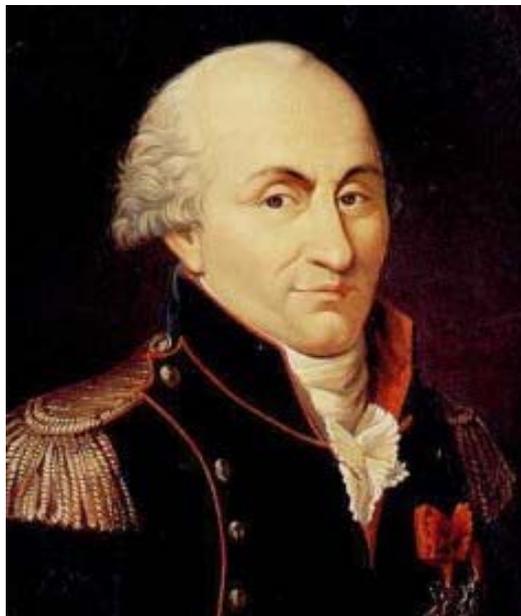


Figura 6. Charles Augustin de Coulomb (1736-1806)

Al volver a Francia en 1773, presenta a la Academia su famoso artículo: *Essai sur une application des regles de Maximis et Minimis a quelque problemes de statique, relatif à l'architecture*. En 1781, fue elegido miembro de la Academia de Ciencias. Cuando estalló la Revolución tuvo que abandonar París por su pertenencia a la nobleza y se

trasladó a Blois lo que le obligó a perder sus cargos, incluido el de Teniente-Coronel de Ingeniería y el de miembro de la Comisión de Pesos y Medidas. En 1795 regresa a París al Instituto de Francia, y en 1802 Coulomb es nombrado Inspector-General de Instrucción Pública.

La contribución de Coulomb a la Academia se recoge en su libro *Théorie des Machines Simples, en ayant égard au frottement de leurs parties et a la roideur des cordages* que también contiene su otra contribución fundamental sobre los fenómenos de rozamiento: *Essai sur la théorie du frottement*. Podemos distinguir por tanto dos aportaciones fundamentales: la propuesta de un criterio de rotura para materiales geotécnicos y el desarrollo de una teoría matemática para calcular los empujes sobre muros.

El criterio de rotura, que continuamos utilizando en su forma básica hasta el presente, puede expresarse (utilizando nomenclatura moderna) por

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

donde τ_f es la resistencia a la rotura, c , la cohesión, es un término constante y φ es el ángulo de fricción. La resistencia dada por el segundo término de la ecuación es proporcional a la tensión aplicada, σ , característica de un material friccional. Coulomb llama la atención acerca de las peculiaridades de este nuevo tipo de fuerzas:

El rozamiento y la cohesión no son fuerzas activas como la gravedad, que ejerce todo el tiempo su efecto al completo, sino solamente fuerzas coercitivas; uno estima estas dos fuerzas por los límites de su resistencia. Cuando uno dice, por ejemplo, que en cierta madera pulida, el rozamiento sobre un plano horizontal de un cuerpo que pesa nueve libras, es de tres libras, quiere decir que toda fuerza por debajo de tres libras no cambiará su estado de reposo.

Utilizando este criterio de rotura, suponiendo una superficies determinadas de rotura en el interior de la masa de suelo soportado por el muro y aplicando las reglas matemáticas de búsqueda de máximos y mínimos, Coulomb es capaz de obtener expresiones exactas para los empujes del terreno, tanto activos como pasivos, sobre muros rígidos; expresiones que continuamos utilizando en la actualidad (figura 7).

Unas décadas más tarde surge la figura de William John Macquorn Rankine (1820-1872). Un escocés, nacido en Edimburgo, entró a los 16 años en la Universidad de su ciudad natal. Dos años más tarde tuvo que dejar los estudios, probablemente por falta de recursos, pero ya había merecido dos premios por sus trabajos titulados “The Undulatory Theory of Light” y “Methods in Physical Investigation”. Sus primeros contactos con la ingeniería fueron como ayudante de su padre, un ingeniero civil involucrado en la construcción de ferrocarriles.

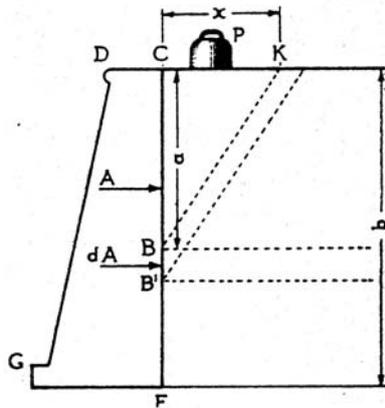


Figura 7. Esquema utilizado por Coulomb (1773) para derivar su fórmula de empujes sobre muros



Figura 8. William John Macquorn Rankine (1820-1872)

A los 28 años dio un giro radical a su vida pasando de su actividad como ingeniero a la investigación en física y mecánica teórica como profesor de la Universidad de Glasgow. Posteriormente, en 1855, fue nombrado Profesor Regio de Ingeniería Civil y Mecánica de en la misma universidad. Precisamente en esa época, Rankine desarrolló sus investigaciones sobre estados de equilibrio límite en una masa de tierra semi-infinita. De hecho el famoso artículo titulado “On the Stability of Loose Earth” (Royal Society Philosophical Transactions, 1857) lo escribió como consecuencia de investigar en este campo mientras preparaba sus lecciones. Según las notas de sus propias clases, se deduce que Rankine se basó en el tratado “The Mechanical Principles of Engineering and Architecture” de Henry Moseley en el cual se encontraba la teoría de las cuñas de

Coulomb. Aunque llegó a las mismas expresiones de empujes activos y pasivos (suponiendo una cohesión nula), Rankine quiso establecer claramente las diferencias de principios metodológicos:

Investigaciones previas en este campo se basan (hasta lo que yo conozco) en artificios matemáticos o hipótesis como la Cuña de Menor Resistencia de Coulomb. Estas investigaciones, aunque llegan a la solución correcta en muchos problemas especiales, dan resultados de limitada aplicabilidad y son insatisfactorias desde un punto de vista científico. Propongo, por tanto, investigar la teoría matemática de la estabilidad friccional de una masa granular sin la ayuda de ningún artificio y solamente a partir de:

Principio: La resistencia al desplazamiento por deslizamiento sobre un plano en una masa granular suelta, es igual a la presión normal ejercida entre las partes de la masa a cada lado de este plano multiplicado por una constante específica.

Dicha constante específica es el coeficiente de fricción de la masa y la tangente del ángulo de reposo. ("On the Stability of Loose Earth")

En definitiva, un enfoque casi axiomático a la Mecánica del Suelo. Se encuentran resonancias de este tipo de enfoque en muchos desarrollos teóricos posteriores. Es probablemente significativo que se mencionan los muros únicamente en una de las veintidós secciones en que se divide la memoria, indicando claramente que la aplicación práctica no era su objetivo. También es revelador que dicho artículo no se incluye en la compilación "Miscellaneous of Scientific Papers" publicado en 1881, después de su muerte. La amplia difusión de sus trabajos en el ámbito de la Geotecnia se debe más a su inclusión en los libros "Manual of Applied Mechanics" (1861) y en el "Manual of Civil Engineering" (1862) de los que se hicieron varias ediciones y gozaron de una enorme circulación, sobre todo en Gran Bretaña.

Tanto Coulomb como Rankine analizaron situaciones en que el terreno se podía considerar que estaba en un estado de rotura. Pero muchas veces, lo que interesa es saber cuanto se va a deformar el terreno en respuesta a las cargas aplicadas sobre él. En este campo destaca la figura, más tardía, de Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929). Nacido en el Departamento del Hérault, se gradúa en matemáticas a los 19 años. Después de varios empleos docentes en diversos colegios del sur de Francia y en la Universidad de Lille, Boussinesq llega a París en 1886 como profesor de mecánica de la Academia de Ciencias. Enseñaría en la Sorbona durante más de treinta años. Apasionado de la mecánica y la física matemática de su tiempo, tan llenas de posibilidades, contribuye al avance de numerosos campos: la óptica, el calor, la elasticidad, la transmisión de la luz, los fluidos y se interesa igualmente por problemas filosóficos y cuestiones religiosas. Sobre su mesa, los libros de Aristóteles, Platón y Tomás de Aquino se mezclan con los tratados de física y matemáticas. Cada día sin excepción, a las tres de la tarde se sentaba en el mismo lugar de la biblioteca y allí permanecía hasta su cierre. Se casó empero tres veces, la última a los 62 años (seguido por un rápido divorcio tres años más tarde).



Figura 9. Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929)

La principal contribución de Boussinesq a la Geotecnia es la solución del problema elástico de una carga puntual colocada sobre un semiespacio elástico isótropo semi-infinito (figura 10). Lord Kelvin había resuelto el mismo problema en 1848 para un espacio infinito. Pero esa solución no era útil en el marco geotécnico ya que el terreno siempre tiene una superficie. En cambio, la solución de Boussinesq, publicada en 1885, daba respuesta al problema fundamental de calcular la deformación de un terreno cuando se le aplica una carga. Esta solución abrió el camino para la aplicación generalizada de la teoría de la Elasticidad a los problemas geotécnicos, camino que ha resultado ser muy fecundo, aunque tiene, hay que decirlo, limitaciones importantes. Aún hoy, cuando los geotécnicos queremos referirnos a un medio elástico semi-infinito, le llamamos espacio de Boussinesq.

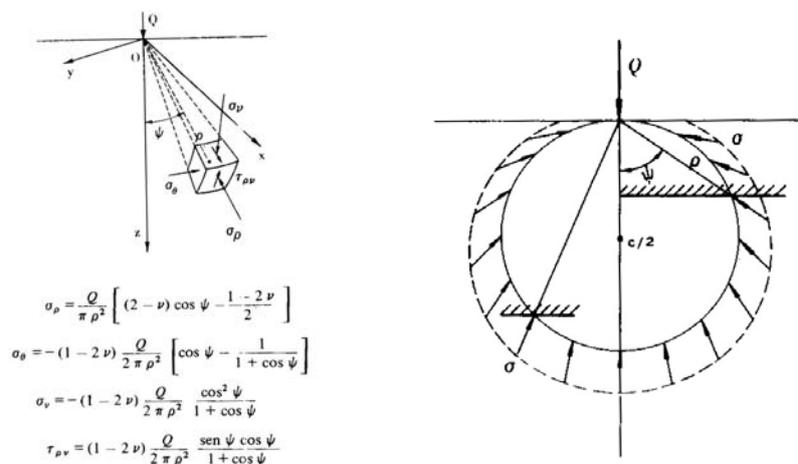


Figura 10. Solución elástica hallada por Boussinesq (1885) para el caso de una carga puntual aplicada en la superficie de un semi-espacio lineal homogéneo

La decisión de concentrar la atención en una pocas figuras especialmente significativas en relación con los avances teóricos en Geotecnia durante este período impide hacer justicia a un buen número de investigadores que contribuyeron a que se empezase a alcanzar una masa crítica en el desarrollo de esta materia. Por citar solo algunos: J.R. Perronet (1769) con el primer estudio sobre estabilidad de taludes, G.C. Prony (1802), J.F. Français (1820), C.V. Poncelet (1840) y C. W. Hope (1845) que trabajan sobre empujes de tierra y muros, A. Collin (1846) que descubre la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas – aunque no puede interpretar los resultados –, H.P.J. Darcy (1856) que propone (en un apéndice a un informe sobre las fuentes públicas de la ciudad de Lyon) la ley de flujo en medio poroso que ha resistido todos los embates del paso del tiempo, O. Reynolds (1887) que descubre, mediante ingeniosos experimentos, el fenómeno de la dilatación de las arenas.

Es interesante, sin embargo, constatar que los trabajos destacados en el desarrollo de la geotecnia teórica ocuparon una parte relativamente menor de la actividad de las tres figuras reseñadas. Coulomb es principalmente famoso por sus aportaciones en el campo de la electricidad y el magnetismo (la unidad de carga eléctrica lleva su nombre), a Rankine se le considera, con Clavius y Kelvin, uno de los fundadores de la teoría moderna de la termodinámica y Boussinesq es principalmente conocido por sus estudios de hidrodinámica. A pesar de la importancia de sus contribuciones, ninguno de ellos escogió el terreno como su objeto principal de estudio. Quizás era necesaria, para establecer los fundamentos de la ciencia geotécnica, la aparición de un personaje dedicado de forma exclusiva, casi obsesiva, a comprender el comportamiento del terreno en todos sus aspectos.

IV

EL NACIMIENTO DE UNA CIENCIA

Aunque ha existido una tendencia entre la comunidad científica geotécnica a reverenciar quizás en exceso la figura de Karl Terzaghi (1883 - 1963), hay ciertamente unanimidad a la hora de fijar en su persona y en el libro *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, publicado en 1925, el nacimiento de la Geotecnia como ciencia con unos principios nuevos y bien establecidos. Concibió explícitamente su misión como la sustitución del conjunto de reglas empíricas de dudosa fiabilidad que se utilizaban en la ingeniería del terreno por procedimientos racionales fundados en principios científicos.

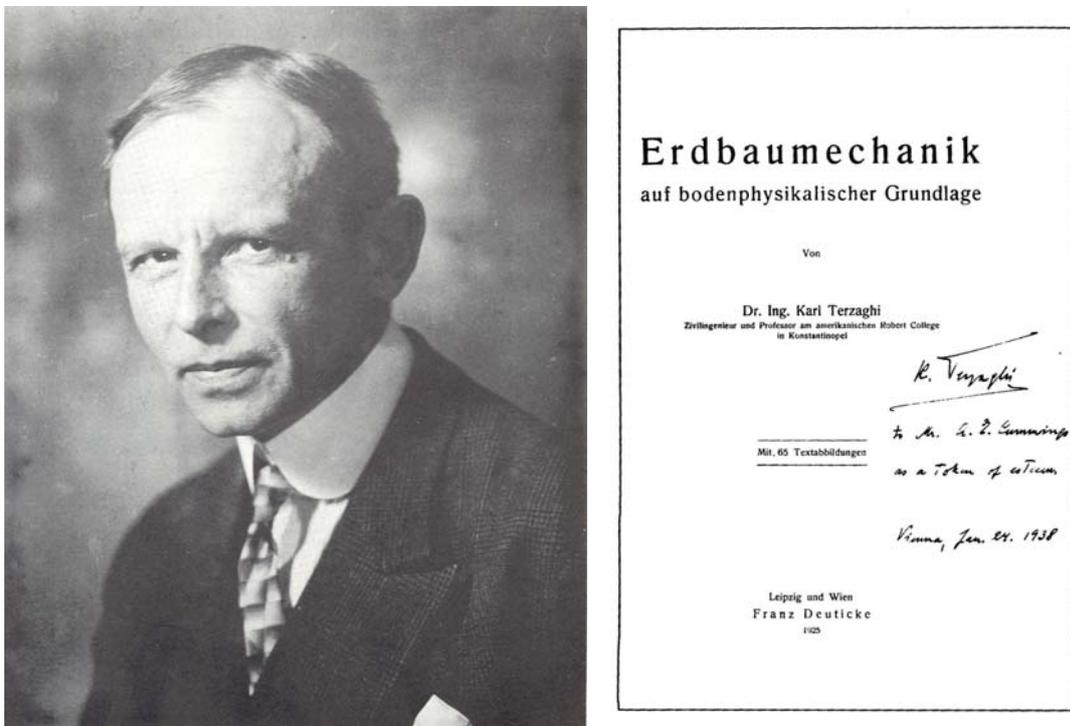


Figura 11. Terzaghi en 1926 (Casagrande, 1960) y portada del libro *Erdbaumechanik* (1925)

Karl von Terzaghi nació en Praga, entonces la capital de la provincia de Bohemia del Imperio austro-húngaro, el descendiente de una larga dinastía de oficiales del ejército austriaco. Se graduó en Graz en 1904 como ingeniero mecánico aunque sus intereses reales oscilaban entre la astronomía, la geología y la filosofía. Sus primeras experiencias profesionales fueron variadas pero siempre expresando una clara preferencia por trabajos con contenido geológico. Después de obtener su Doctorado en 1912 (con una tesis sobre hormigón armado), viajó a Estados Unidos, financiándose con trabajos ocasionales, con el objetivo de desarrollar bases firmes para comprender el comportamiento del terreno. Para ello analizó la gran cantidad de datos existentes en el US Reclamation Service. Fracásó totalmente en su propósito. Su error fue intentar relacionar el comportamiento de suelos y rocas con su origen y clasificación geológicos. Tal relación solo existe de

manera muy indirecta y no es útil como base para desarrollar una ciencia geotécnica. En pocas palabras, el origen geológico del material no contiene suficiente información respecto a sus propiedades mecánicas. Regresó a Europa descorazonado. En una carta a su antiguo profesor de Mecánica en Graz dice:

Estoy pasando por el período más miserable de mi vida hasta ahora; sin empleo y con mi mente dividida y torturada por dudas

El advenimiento de la primera guerra mundial supuso, como para casi todos los europeos, un vuelco en su trayectoria vital. Pero para Terzaghi fue en un sentido inesperado. En 1916, el Ministerio de Asuntos Exteriores Imperial le pide que ocupe un puesto en la Real Universidad de Ingeniería de Estambul, Turquía era por entonces un aliado de las potencias centrales. De esta forma tan inesperada, Terzaghi entró en la vida académica, una profesión por la que, hasta entonces, no había mostrado ninguna inclinación aparente.

Permaneció en Estambul hasta 1925. Cuando fue despedido al final de la guerra de la Universidad, como ciudadano de las naciones perdedoras, se enroló como profesor en el American Robert College. Durante este tiempo, y a pesar de los convulsos tiempos políticos y sociales, Terzaghi tuvo la tranquilidad necesaria para abordar de nuevo su constante obsesión: desarrollar procedimientos racionales para tratar con el terreno. Ahora el enfoque era totalmente diferente. Como relata Bjerrum, “mientras Terzaghi miraba, deprimido, el Cuerno de Oro desde las alturas del Robert College, visualizó de pronto lo que era necesario hacer para conseguir su objetivo. Se dio cuenta que el progreso dependía enteramente de desarrollar equipos de laboratorio que dieran una medida cuantitativa de las propiedades mecánicas de los suelos ensayados. En algunas hojas de papel hizo una lista de los posibles modos de ensayo, dibujó unos diagramas del equipo necesario y sugirió las maneras de interpretar los resultados”. Una tarde bien aprovechada. Como consecuencia, estableció un rudimentario laboratorio de mecánica de suelos y diseñó un completo programa experimental que fue cumpliendo de forma sistemática. Las primitivas condiciones (figura 12) no eran un obstáculo:

Cuanto más simple y barato es el aparato, mejor expresa su objetivo y, por tanto, uno puede iluminar el proceso investigado, confirmar o rechazar hipótesis y formular nuevas, sin malgastar ni tiempo ni dinero. Instrumentos sensibles y costosos pertenecen a la fase en que comprendemos claramente el fenómeno natural y cuando es importante obtener cifras precisas. Cuando uno empieza los experimentos con aparatos costosos, se convierte en un esclavo del aparato, que en vez de establecer la verdad de una idea valiosa sirve solo para establecer un hecho – pero nunca para establecer una ley.

La cita es interesante. Terzaghi no quería utilizar los ensayos de laboratorio para una determinación más o menos precisa de las propiedades del terreno sino para comprender los rasgos fundamentales de su comportamiento mecánico para formular posteriormente, a través de un procedimiento de abstracción, leyes de comportamiento de validez general. Otra idea fundamental fue colocar en el centro mismo de su perspectiva el hecho de que

los materiales geotécnicos son materiales porosos. En su opinión el error fundamental de Coulomb y Rankine es que habían supuesto que se podía tratar el suelo como un sólido y este error se había convertido en un serio obstáculo para el progreso, una vez que los sucesores de Coulomb habían olvidado su carácter de hipótesis. Además tanto Coulomb como Rankine habían ignorado las deformaciones, mientras que en su opinión, éstas desempeñaban un papel fundamental en el establecimiento de un correcto conocimiento del comportamiento del suelo.



Figura 12. Aparato para estudiar empujes de tierras sobre muros en el laboratorio de Estambul

En este nuevo intento, Terzaghi tuvo éxito. Aunque naturalmente quedaba mucho trabajo por hacer, al final de su estancia en Turquía había asentado firmemente las bases científicas fundamentales de la Geotecnia moderna. Escribió una serie de artículos sobre el avance de sus investigaciones, pero la máxima resonancia lo obtuvo con el compendio de los trabajos recogido en su libro *Erdbaumechanik* (1925). Estos desarrollos tuvieron una repercusión enorme en los sectores más avanzados de la Ingeniería Civil. Una consecuencia fue la invitación a formar parte del cuerpo docente del Massachusetts Institute of Technology (MIT); su estancia en Estambul había terminado. Al llegar a los Estados Unidos a finales de 1925, publicó una serie de artículos sobre *Principles of Soil Mechanics* publicados en la revista *Engineering News Record* que difundieron sus ideas a una comunidad científica y técnica muy amplia. Aunque las nuevas teorías fueron criticadas severamente por algunos ingenieros prominentes, esta serie de artículos estableció, por encima de otros acontecimientos, la reputación de Terzaghi como el fundador de una nueva rama de la ciencia de la ingeniería.

Abandonó el MIT en 1929 para regresar a Europa y ocupar una cátedra en la Universidad Técnica de Viena. Esta época de su vida es la que se corresponde más

estrechamente con una actividad académica convencional. Creó un importante grupo de investigación geotécnica para seguir desarrollando las líneas de avance establecidas en la primera mitad de la década de los 20 y, de esta forma, depurar y perfilar las ideas fundamentales entonces apuntadas. Algunos de los nombres más conocidos en la historia de la Mecánica del Suelo fueron parte de este grupo: Rendulic, Hvorslev, Steinbrenner. Su posición dominante en la disciplina fue confirmada cuando fue nombrado Presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo a raíz del primer Congreso Internacional celebrado en Harvard en 1936. Quizás la aportación más importante de esta época es el libro escrito con Otto Fröhlich, *Theorie der Setzung von Tonschichten*, desarrollando la teoría matemática de la consolidación que aprovechaba las analogías con el problema de la transmisión de calor por conducción, un tema intensamente estudiado en la física matemática de la época.

La publicación de este libro condujo a una tragedia. Un colega de su misma Universidad, el profesor Paul Fillunger, publicó en Diciembre de 1936 un feroz ataque a Terzaghi en un panfleto publicado bajo el título *Erdbaumechnik?*. Fillunger era un brillante teórico con un sólido conocimiento de mecánica, que quizás estaba celoso del éxito económico y social que las aplicaciones prácticas de la nueva ciencia geotécnica había proporcionado a Terzaghi. De hecho los dos profesores habían tenido ya serias discrepancias, puramente científicas, sobre un tema de gran importancia en ingeniería civil, la manera de considerar la subpresión en el diseño de presas de hormigón. Fillunger ridiculizó el desarrollo matemático de Terzaghi. En efecto dicho desarrollo era poco riguroso en varios puntos y, a veces, oscuro o ambiguo. Sin embargo, análisis posteriores han puesto de manifiesto que estos defectos no invalidaban las conclusiones finales. Desgraciadamente el panfleto iba más allá. Atacaba el enfoque experimental de la mecánica del suelo, área donde Fillunger tenía poca experiencia, y recurría a la difamación personal implicando, por ejemplo, que Terzaghi había inventado una falsa ciencia y había cometido esta inteligente estafa con el único propósito de enriquecerse. También afirmaba que los colapsos de grandes obras civiles, que inevitablemente resultarían de esta falsa teoría, darían alas a la agitación bolchevique. El escándalo fue considerable y la Universidad estableció un Comité para indagar los hechos y establecer si el profesor Fillunger había violado, con su publicación, las normas de la Institución. Siguió unos meses de actividad febril en la que ambas partes intentaban justificar sus versiones de la disputa. Es impresionante constatar que, en medio de esta vorágine, y para contrarrestar algunos argumentos en su contra, Fillunger estableció, casi por accidente, los principios básicos de la moderna teoría de medios porosos, un trabajo redescubierto unos treinta años más tarde. Más determinante fue el hallazgo por parte de la Comisión que, en el calor de la polémica, Fillunger había cometido errores en sus desarrollos matemáticos; errores que invalidaban algunas de sus más importantes conclusiones. Si fue por esta razón u otra, el caso es que Fillunger se suicidó junto a su esposa la noche del 6 de marzo de 1937. La nueva ciencia geotécnica nacía con un pecado original.

Después del *Anschluss* de Austria en la primavera de 1938, Terzaghi dejó Viena y Europa definitivamente, instalándose como profesor en Harvard. Vivió en los Estados Unidos hasta su muerte en Octubre de 1963. Es muy dudoso que las razones de su emigración fueran principalmente políticas. Durante los años 30 había realizado trabajos

de consultoría tanto para el régimen de Hitler como para la Unión Soviética. El mismo definió su posición política en una conferencia impartida en 1937:

Mi país me considera un nazi, los nazis un bolchevique y los bolcheviques un individualista conservador. Ciertamente solo una de las tres puede ser cierta, los bolcheviques tienen razón.

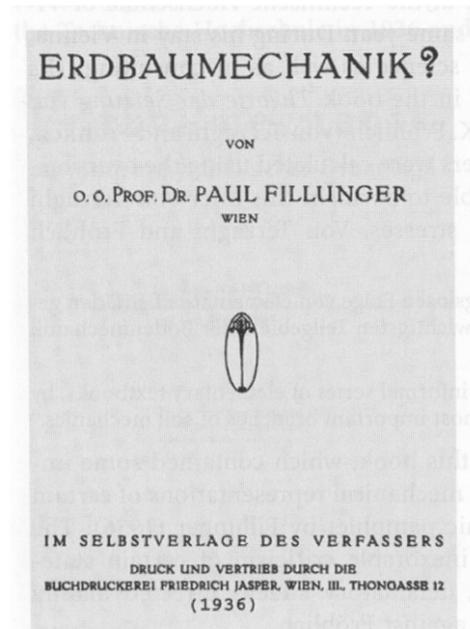
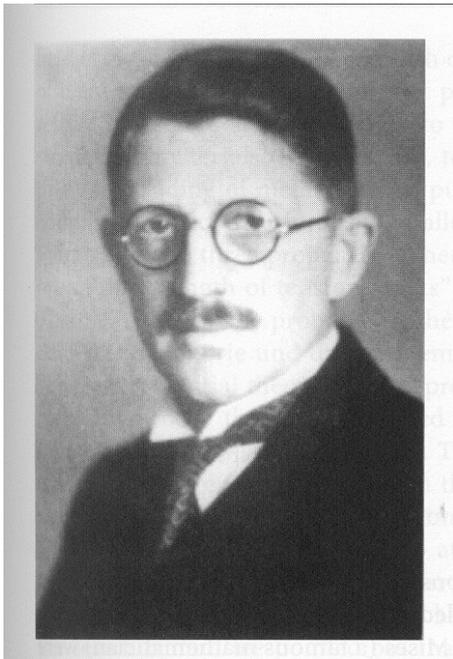


Figura 13. Retrato de Fillunger y portada de la polémica publicación *Erdbaumechanik?* (1936)

En esta última fase de su vida, su principal actividad fue la consultoría internacional, sus contribuciones teóricas fueron poco significativas. Su prestigio era enorme y lo utilizó para intentar dirigir y controlar, con algunas veleidades dictatoriales, el desarrollo de la ciencia que consideraba, en cierta manera, su propiedad. Conservaría la presidencia de la Sociedad Internacional hasta 1960. Terzaghi, tenía una personalidad abrasiva y exigente, un acusado concepto de misión personal que no admitía obstáculos y una gran capacidad de comunicación, tanto oral como escrita. Esta capacidad contribuyó decisivamente a la difusión de sus teorías. Sin embargo, es evidente que, en definitiva, la razón de su aceptación y perduración es que son fundamentalmente correctas y explican el comportamiento mecánico de los suelos. ¿Cuáles son entonces estas ideas?

La más importante es sin duda la formulación del principio de tensiones efectivas para suelos saturados. Como ya se ha comentado, uno de los pasos decisivos de Terzaghi fue considerar desde el inicio al suelo como un material poroso. Los poros, cuando el suelo está saturado están llenos de agua a una cierta presión. Por tanto, cuando se aplica una carga al terreno una parte está soportada por el esqueleto que forman las partículas sólidas y otra por la presión del agua en los poros (figura 14). Terzaghi se dio cuenta que las propiedades de resistencia y deformación de los suelos dependían únicamente de la

parte de carga que se transmite por el esqueleto sólido mientras que el papel de la presión de agua era neutro. Aunque no es exactamente cierto, se puede definir a las tensiones (carga por superficie unidad) efectivas como aquéllas que se transmiten por el esqueleto sólido. La visión esencial de Terzaghi fue postular que todo el comportamiento mecánico de estos materiales es función únicamente de estas tensiones efectivas definidas como

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

donde σ' es la tensión efectiva, σ , la tensión total y u_w la presión de agua. Más correctamente y, poniendo de manifiesto de que son cantidades tensoriales,:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$$

donde δ_{ij} es la delta de Kronecker.

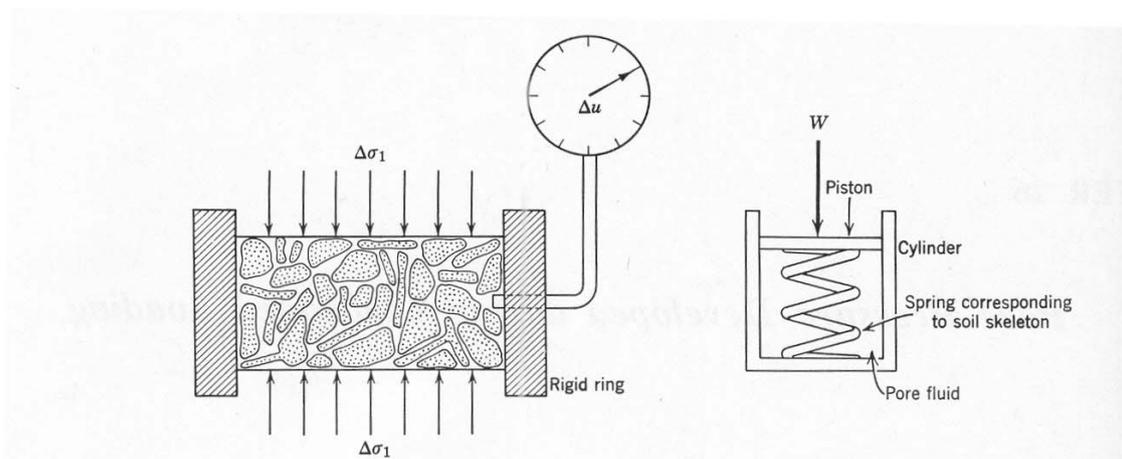


Figura 14. Esquema ilustrativo del principio de tensiones efectivas (Lambe y Whitman, 1968)

Es difícil sobreestimar la importancia de este principio en el desarrollo de la ciencia geotécnica; es el concepto que unifica los efectos hidráulicos y mecánicos y, sin él, sería imposible alcanzar una mínima comprensión del comportamiento real de los materiales geotécnicos saturados. Todas las teorías constitutivas para este tipo de materiales incorporan el principio de tensiones efectivas como una hipótesis de partida. Por ejemplo, el criterio de rotura de Coulomb debería expresarse ahora como:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi = c + (\sigma - u_w) \tan \varphi$$

Es decir, a la hora de determinar la resistencia real de un material geotécnico saturado, tan importante es la carga aplicada como los cambios que puedan producirse en la presión del agua.

Aunque suele citarse el libro *Erdbaumechanik* (e incluso algunos artículos anteriores) como el lugar de la propuesta original del principio de tensiones efectivas, la verdad es que en estos textos no aparece el principio como tal, aunque se puede deducir su aplicación implícita en varios pasajes. Es muy posible que, en esas fechas, Terzaghi no fuera consciente de todas las implicaciones de este principio. Trabajos posteriores fueron asentando y afirmando estas ideas y, en 1936, afirmaba con contundencia:

Las tensiones en cualquier punto de una sección a través de una masa de suelo pueden calcularse a partir de las tensiones principales totales σ_1 , σ_2 y σ_3 que actúan en ese punto. Si los poros del suelo están llenos de agua bajo una tensión u , las tensiones principales totales comprenden dos partes. Una parte, u , actúa sobre el agua y el sólido en todas direcciones con igual intensidad. Se la denomina tensión neutra (o presión del agua en los poros). El resto $\sigma'_1 = \sigma_1 - u$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u$ y $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ representa un exceso sobre la tensión neutra u y se asienta únicamente en la fase sólida del suelo.

Esta fracción de las tensiones principales totales se llamará tensiones principales efectivas... Un cambio en la tensión neutra u no produce prácticamente ningún cambio de volumen y no tiene prácticamente ninguna influencia sobre las condiciones de tensión de rotura... Los materiales porosos (como arena, arcilla, hormigón) reaccionan a cambios de u como si fueran incompresibles y como si su fricción interna fuera nula. Todos los efectos medibles de un cambio de tensión tales como compresión, distorsión y cambio de resistencia son debidos exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 . Por lo tanto toda investigación sobre la estabilidad de un cuerpo saturado de suelo requiere el conocimiento de las tensiones totales y de las tensiones neutras.

Se podría expresar mejor y con más precisión, pero el principio y las consecuencias de su adopción están meridianamente claros. Como todos los conceptos básicos, el concepto de tensiones efectivas es engañosamente simple y sus implicaciones últimas se fueron desvelando lentamente en las décadas siguientes a su formulación. Como también es habitual, había habido sugerencias previas en el mismo sentido, aunque sus proponentes no se habían percatado de su profunda significación ni de sus consecuencias. Por ejemplo Fillunger interpretó algunos ensayos sobre muestras de cemento de una manera consistente con el principio de las tensiones efectivas y el mismo Boussinesq había escrito, refiriéndose a las propiedades mecánicas de la arena seca,:

Uno puede ignorar la presión atmosférica... porque actúa en todas direcciones dentro de la arena y alrededor de cada grano. ... Por lo tanto no tiene influencia sobre su acción mutua y consecuentemente no modificará la presión suplementaria que actúa en los contactos entre granos... Solo debe considerarse esta presión suplementaria (citado en Skempton, 1960).

Terzaghi procedió a explorar enseguida algunas de las consecuencias de la aplicación del principio de tensiones efectivas. Tuvo dos éxitos inmediatos: explicó de forma coherente la rotura por sifonamiento en arenas y proporcionó una descripción racional al desarrollo de asientos a lo largo del tiempo de estructuras cimentadas sobre arcillas saturadas compresibles. Era el germen de su famosa teoría de consolidación (utilizada aún profusamente en la actualidad) en la que el principio de tensiones efectivas juega un papel central.

Dicha teoría explica el desarrollo de las deformaciones de la arcilla por el aumento progresivo de las tensiones efectivas dentro del estrato de arcilla (figura 15). La baja

permeabilidad del terreno hace que el flujo de agua se produzca de forma lenta, necesiándose en ocasiones décadas para volver a un estado de equilibrio. A medida que se van disipando las presiones de agua provocadas por la aplicación de las cargas, el esqueleto sólido va siendo sometido a tensiones cada vez mayores lo que provoca su deformación. El material se comprime cada vez más y la acumulación de estas deformaciones se traduce en el desarrollo de asientos en superficie y en las estructuras. Un fenómeno que había sido considerado misterioso por muchos practicantes de la ingeniería del terreno tenía una explicación simple y precisa a la luz de la nueva teoría.

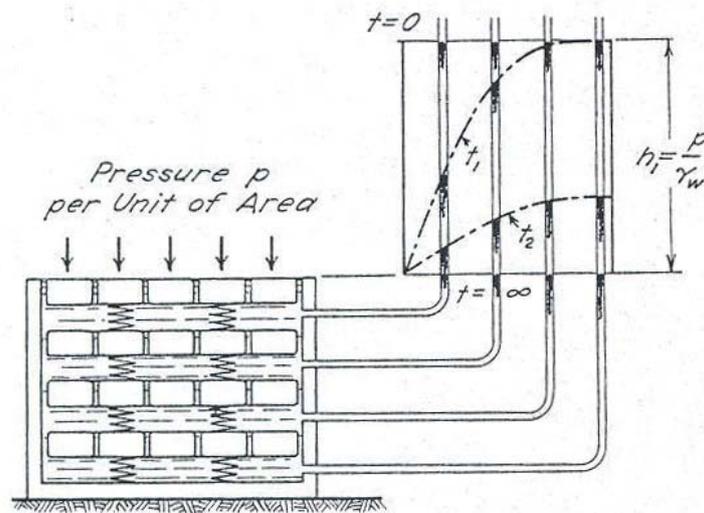


Figura 15. Esquema ilustrando la teoría de la consolidación de Terzaghi (Terzaghi y Peck, 1948)

Después de este intenso período de trabajos, dominado por las personalidades de Terzaghi y algunos de sus seguidores (Skempton, Peck, Bjerrum, Casagrande), cabe preguntarse si se había terminado la fase principal de desarrollo de la ciencia geotécnica. En 1948, Terzaghi pasaba revista al estado de la ciencia geotécnica en su discurso presidencial a la segunda Conferencia de la Sociedad Internacional:

Toda ciencia, pura o aplicada, se basa en lo que se conoce como investigación fundamental. Antes de 1936, la investigación fundamental en mecánica del suelo consistía principalmente en la investigación de las propiedades significativas del suelo mediante ensayos de laboratorio, y en el desarrollo de teorías de empuje de tierras, estabilidad y asiento. En 1936, se había completado la etapa pionera de la investigación en mecánica del suelo. Se había creado lo que puede ser denominado un modelo ideal de comportamiento del suelo y había dado al ingeniero un conjunto de conceptos teóricos que cubrían todos los aspectos importantes del comportamiento del suelo. Los conceptos estaban basados en las leyes de la mecánica aplicada y en resultados de ensayos de laboratorio realizados bajo condiciones estrictamente controladas...

y concluía:

Los días en los que se podían hacer descubrimientos significativos en el laboratorio o en la mesa de trabajo parece que han acabado para siempre.

Terzaghi estaba equivocado. Nuevos desarrollos iban a proporcionar un nuevo paradigma para abordar de una forma más completa el perpetuo problema de comprender y describir con realismo el comportamiento mecánico del terreno.

V

UN NUEVO PARADIGMA

Desde los trabajos seminales de Terzaghi en los años 20, habían transcurrido más de tres décadas empleadas en explorar las consecuencias, tanto teóricas como prácticas, de la nueva ciencia geotécnica. Los avances habían sido numerosos, pero, en los círculos más perceptivos había un cierto grado de insatisfacción. Aunque el principio de tensiones efectivas había implicado una gran unificación de los aspectos hidráulicos y mecánicos del comportamiento del terreno, la integración era incompleta. El comportamiento del terreno debía formar un todo coherente pero continuaba considerándose por separado la rotura (desarrollos a partir de los trabajos de Coulomb y Rankine) de la deformación (desarrollos a partir de las soluciones elásticas de Boussinesq y la teoría de la consolidación de Terzaghi). Ciertamente el principio de las tensiones efectivas subyacía a ambos aspectos de comportamiento pero éstos continuaban siendo independientes. Más aún, no había una consistencia real entre los comportamientos drenados (cuando se permite que el agua fluya a través de los poros del material) y el comportamiento no drenado (en el que se considera el agua inmóvil y no existe flujo). La consideración de las situaciones sin drenaje comportaba la aplicación de reglas semi-empíricas para deducir la presión de agua generada, reglas de dudosa validez general. Era evidente la necesidad de un avance cualitativo, pero los instrumentos disponibles eran inadecuados. Se necesitaba un enfoque radicalmente nuevo.

En esta ocasión, el impulso decisivo no se originó a partir de observaciones geológicas en el campo ni de necesidades constructivas. Surgió como un objetivo puramente académico en una tranquila ciudad universitaria situada en los “fens” del este de Inglaterra. El grupo de Geotecnia de la Universidad de Cambridge se planteó como objetivo hallar un modelo unificado que permitiera abarcar los aspectos del comportamiento del terreno que en ese momento constituían entidades separadas. El líder del grupo era el profesor Ken H. Roscoe, cuya muerte prematura daría lugar a la prominencia de sus primeros colaboradores, Andrew N. Schofield, C. Peter Worth and John B. Burland (figura 16).

En 1958, Roscoe, Schofield y Wroth publicaron en *Géotechnique* – la revista más importante en el ámbito geotécnico, entonces y ahora – un artículo de título anodino *On the yielding of soils* pero que significaba el principio de una revolución en la forma de comprender el comportamiento del terreno. Hasta ahora se había hablado de rotura, deformación, consolidación pero no de fluencia (yield), es decir de los cambios de comportamiento brusco que a veces exhiben los materiales. El grupo de Cambridge proponía olvidar los temas clásicos y centrarse en el fenómeno de fluencia como clave para una comprensión unificada del comportamiento del terreno. Era una apuesta arriesgada.



Figura 16. Kenneth Harry Roscoe (1914-1970). El río Cam dio nombre a la familia de modelos que incorporan el nuevo paradigma

En dicho artículo, aparecen por primera vez gráficos que ahora son comunes en cualquier texto geotécnico pero que entonces eran desconocidos. El gráfico de la figura 17, representa una superficie de fluencia que conecta por primera vez los aspectos de rotura, deformación y consolidación de un suelo. Más aún, el gráfico incorpora el concepto de estado crítico, es decir el estado del suelo a grandes deformaciones, de una forma natural e integrada. Nunca antes se había publicado un gráfico de este tipo; a partir de ahora los avances de la teoría geotécnica se expresarán en ese lenguaje. Hasta ese momento, el grupo de Cambridge se había concentrado en los desarrollos teóricos y, para contrastar experimentalmente sus ideas, tomó prestado los resultados de ensayos realizados en el Imperial College de Londres, cuyo laboratorio era probablemente el más avanzado del mundo en esos momentos. Este hecho no contribuyó precisamente a establecer unas relaciones cordiales entre estos dos centros punteros en investigación geotécnica.

Este primer paso era, empero, insuficiente. Se había encontrado un principio-guía para la unificación del comportamiento pero lo que se necesitaba era una teoría que predijera cual sería el comportamiento del suelo bajo cualquier tipo de acción. En la nomenclatura de la Mecánica, se requería un modelo constitutivo. La solución estribaba en formular las ideas apuntadas dentro de un marco teóricamente consistente que asegurara que el modelo no contendría contradicciones internas ni violaría las leyes básicas de la Termodinámica. La teoría de la plasticidad proporcionó el marco deseado. Era una teoría poco conocida en ese momento pero que estaba, de hecho, en una fase de intenso desarrollo. Es un ejemplo más de la importancia de trabajar en un entorno de excelencia científica; los fundamentos teóricos que se requerían para avanzar en Geotecnia en ese momento estaban siendo desarrollados en otros despachos del mismo edificio.

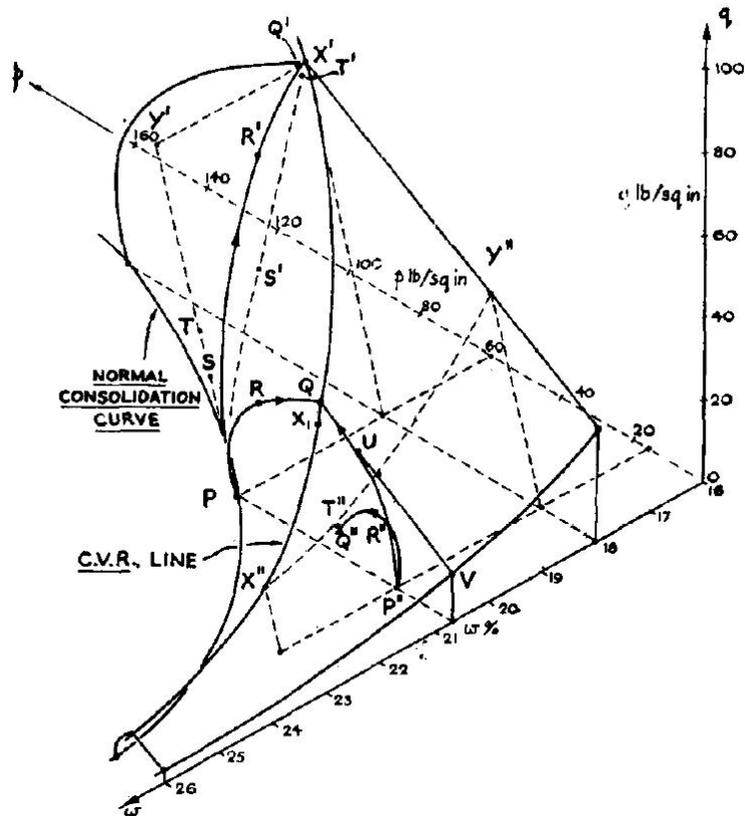


Figura 17. Vista isométrica de la superficie de fluencia. Tomada de *On the yielding of soils* (1958)

Una vez desbrozado el camino, el desarrollo fue rápido. En la segunda mitad de los años 60, se reformularon los conceptos en clave elasto-plástica y el grupo de Cambridge puso en circulación un modelo constitutivo que integraba de forma coherente todos los desarrollos anteriores. Lo bautizaron con un nombre que ha hecho fortuna: Cam-clay, Cam es por supuesto el nombre del río que pasa por Cambridge. No hay una arcilla que se llame Cam, el término se refiere a un modelo que simula el comportamiento de un suelo con un cierto grado de idealización. Schofield y Wroth recogieron de forma estructurada todos estos avances en el libro *Critical State Soil Mechanics*, publicado en 1968, un hito en el desarrollo de la Geotecnia. El mismo año Roscoe y Burland proponían el modelo Cam-clay modificado que corregía algunos defectos importantes del Cam-clay original. A toda esta familia de leyes constitutivas se les suele denominar modelos de estado crítico.

Estos modelos permitían considerar un gran número de características de comportamiento de una forma unificada: rotura, deformación, cambios de volumen, memoria del suelo, consolidación, estado crítico y muchas más, en una estructura matemática elegante y simple. Se aseguraba también la consistencia del modelo con las leyes termodinámicas, algo que parecía casi imposible de conseguir con materiales friccionales. Es cierto que la teoría estaba basada principalmente en ensayos sobre muestras reconstituídas en el laboratorio y no en su estado natural, pero esto no era obstáculo para que el modelo exhibiera todas sus posibilidades en relación con una mejor

comprensión del comportamiento del terreno. No es posible explicar en unas pocas líneas en que consistía realmente esta unificación, pero se presenta la figura 18 como ilustración. En dicha figura se muestran las trayectorias de tensiones de un ensayo drenado y de un ensayo no drenado, muy distintas. Sin embargo, usando las leyes de normalización del modelo Cam-clay, se comprueba que las formas de las trayectorias normalizadas son de hecho iguales y responden a un comportamiento único del material. No necesitamos leyes de comportamiento separadas para los dos casos. De una forma esquemática, el nuevo paradigma puede resumirse en la denominada Superficie de Estados Límite (State Boundary Surface) de la figura 19; esta superficie delimita la región de los estados posibles del material, los estados representados por puntos en el exterior de esta superficie no son admisibles. Todos los rasgos principales del comportamiento de los suelos pueden derivarse de este gráfico aplicando los principios y las reglas del modelo Cam-clay.

¿Qué recepción tuvieron estas teorías? Tardaron en afianzarse y ser aceptadas. A la vieja guardia geotécnica le parecía que los conceptos utilizados se apartaban en demasía de la tradición de la mecánica de suelos y le auguraban un dudoso futuro. Desde los ámbitos dedicados a las aplicaciones prácticas se afirmaba con total seguridad que este tipo de desarrollos, más bien esotéricos, no tendría nunca una utilidad real. Pero también merece recordarse el entusiasmo con que los jóvenes investigadores de entonces acogíamos aquellas ideas y como intentábamos aplicarlas y desarrollarlas. Se abrían perspectivas nuevas de un alcance que no podíamos sospechar. Como en algunos círculos tradicionales no se miraban con aprobación estas ideas novedosas, a veces los implicados en las nuevas teorías adquirían un poco el carácter de sociedad secreta o iglesia perseguida.

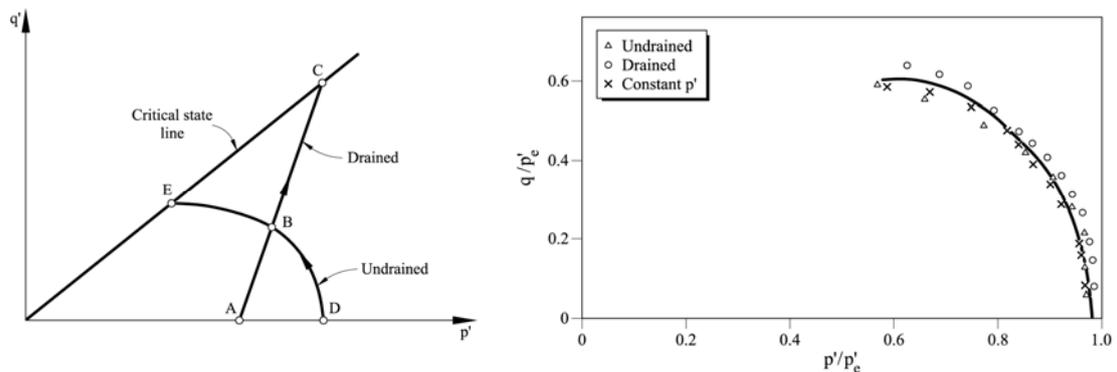


Figura 18 Trayectoria de tensiones para un ensayo drenado y un ensayo no drenado (izquierda). Utilizando las reglas del modelo Cam-clay, todos los ensayos, drenados y no drenados, trazan una misma trayectoria normalizada (derecha). Datos de ensayos sobre caolín de Balasubramaniam (1969)

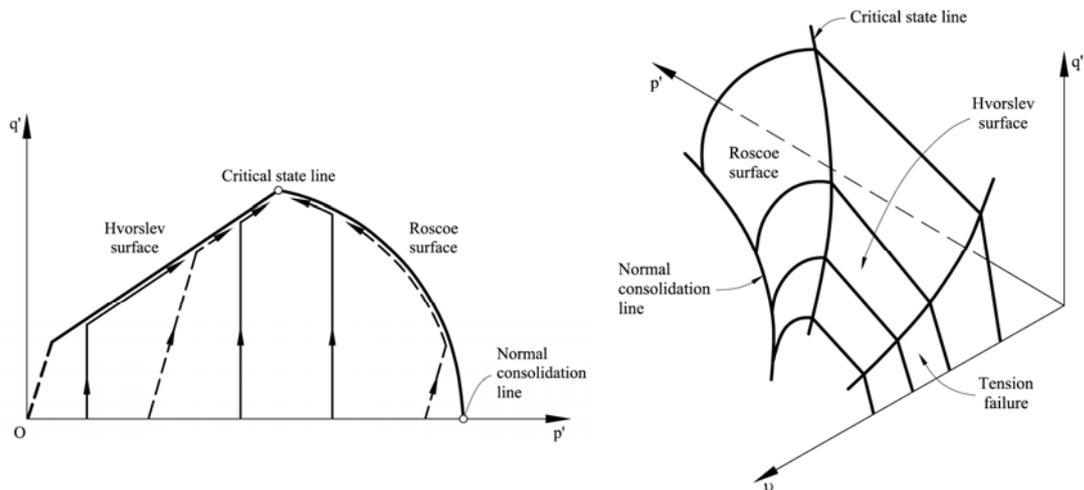


Figura 19. Superficie de Estados Limite (State Boundary Surface) representada en dos y tres dimensiones (Atkinson y Bransby, 1978)

Finalmente el nuevo paradigma se impuso y ahora estas teorías forman parte del acervo común geotécnico, aparecen en libros de texto y se encuentran en los planes de estudio de muchas universidades. En primer lugar la teoría se utilizó como modelo conceptual para ayudar a la comprensión global del comportamiento del terreno. Posteriormente, y gracias a la difusión de programas de cálculo numérico, el modelo Cam-clay modificado, o alguna variante del mismo, se ha convertido en el modelo constitutivo más utilizado cuando se desea realizar cálculos avanzados de casos geotécnicos reales. En definitiva, los modelos de estado crítico se han constituido finalmente en un instrumento muy importante para la comprensión del comportamiento de los suelos y la resolución de problemas de ingeniería del terreno.

VI

UN ÉXITO Y UN FRACASO

Probablemente, el caso más famoso donde el mal funcionamiento de la cimentación se manifiesta de una forma más patente es la Torre inclinada de Pisa. La construcción de la torre de Pisa se inició en 1173 y se interrumpió cinco años más tarde cuando se estaba trabajando en el cuarto piso. Se cree que el arquitecto era Bonnano Pisano en colaboración con un cierto Guillermo de Innsbruck. Éste último ha sido a veces acusado (por ejemplo por Vasari, escribiendo en 1566) de ser el responsable de la inclinación de la torre por haberla construido sin conocer bien el terreno de Pisa. Alrededor de 1272 se reinició la obra que se volvió a detener, por causas desconocidas, en 1278 cuando se había completado el séptimo piso. Se ha estimado, a partir de la evidencia arquitectónica, que en ese momento la inclinación hacia el sur era de 0.6 grados. Después de casi un siglo de parada, los trabajos se reanudaron en 1360 con la construcción del campanario, finalizado en 1370. La torre se había completado casi dos siglos después de su comienzo. Ahora la inclinación ya era de 1.6 grados. Las interrupciones en el proceso de construcción fueron de hecho muy afortunadas. Los cálculos actuales indican sin lugar a dudas que la torre habría colapsado por rotura de la cimentación si se hubiera construido de forma continuada.

La torre tiene una altura de 56 metros y un diámetro, en la parte baja, de 15,5 metros. Se estima que pesa 14,500 toneladas y descansa sobre una cimentación circular de 19,6 metros de diámetro que, en su parte más profunda, está 5,5 m por debajo de la superficie del terreno. El terreno de cimentación se compone de tres estratos diferenciados. El más superficial tiene 10 metros de espesor y contiene depósitos limosos blandos sedimentados hace menos de 10,000 años. El segundo estrato está constituido por arcillas marinas muy blandas depositadas hace 30,000 años alcanzando profundidades de hasta 40 metros. Por debajo se encuentra un estrato de arenas densas poco deformables que se extienden hasta una gran profundidad. El agua se encuentra entre 1 y 2 metros bajo al superficie de la plaza y los estudios del terreno han permitido estimar que el asiento total de la torre a lo largo de toda su historia ha sido entre 2,5 y 3 metros.

Los datos de la evolución de la inclinación de la torre son escasos y todo tipo de evidencias han sido utilizadas para reconstruirla (figura 21). Por ejemplo, hacia 1385, Antonio Veneziano pintó el fresco “El cuerpo de San Raniero de nuevo en Pisa” en el que aparece la torre con una inclinación de algo menos de 4 grados. En 1817 dos arquitectos británicos usaron una plomada para medir una inclinación de 5 grados. En 1838, el arquitecto Alessandro della Gherardesca realizó una excavación en la base de la torre para volver a hacer visibles los plintos de las columnas que habían sido sepultados por el asentamiento de la torre. Esta excavación llevó a la torre casi hasta el colapso y hay evidencia que, debido solo a este episodio, la torre se inclinó un cuarto de grado. Las medidas precisas de movimientos se iniciaron en 1911 y muestran que la inclinación creció continuamente a lo largo del siglo, duplicándose su velocidad entre 1930 y los años 90 (figura 22). Resulta evidente, además, que todos los intentos de estabilización de la torre resultaron, en vez de en una mejora, en una acumulación de rotación adicional

hacia el sur. En 1990 la inclinación era de unos cinco grados y medio, lo que implica que el lado sur de la cornisa del séptimo piso sobresalía respecto a la base una distancia horizontal de 4,5 metros.

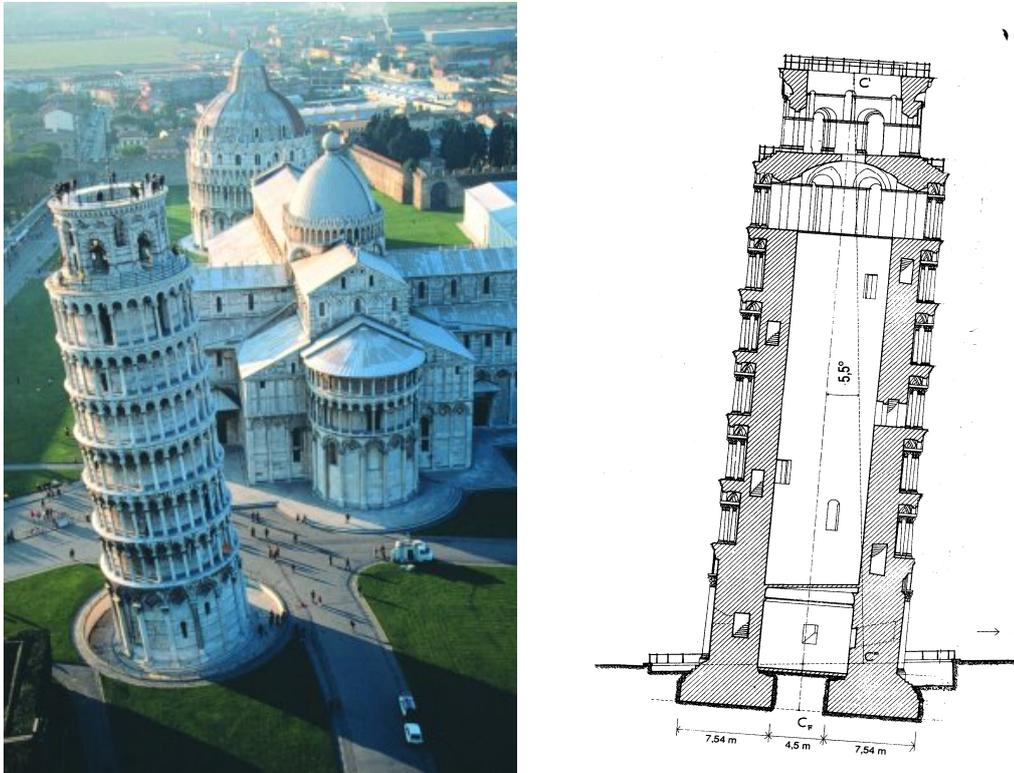


Figura 20. La Torre de Pisa. A finales del siglo XX tenía una inclinación de 5,5 grados hacia el Sur

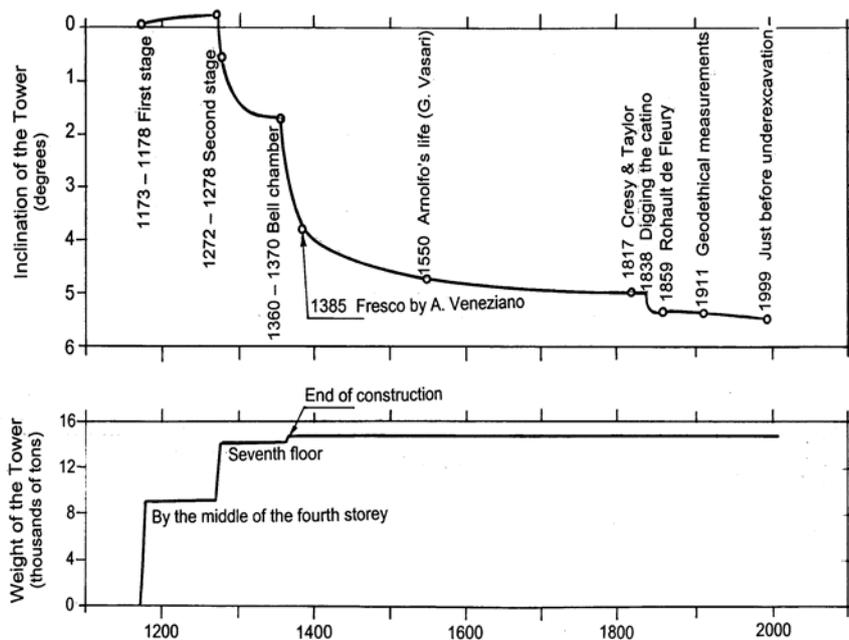


Figura 21. Evolución estimada de la inclinación de la torre desde su construcción

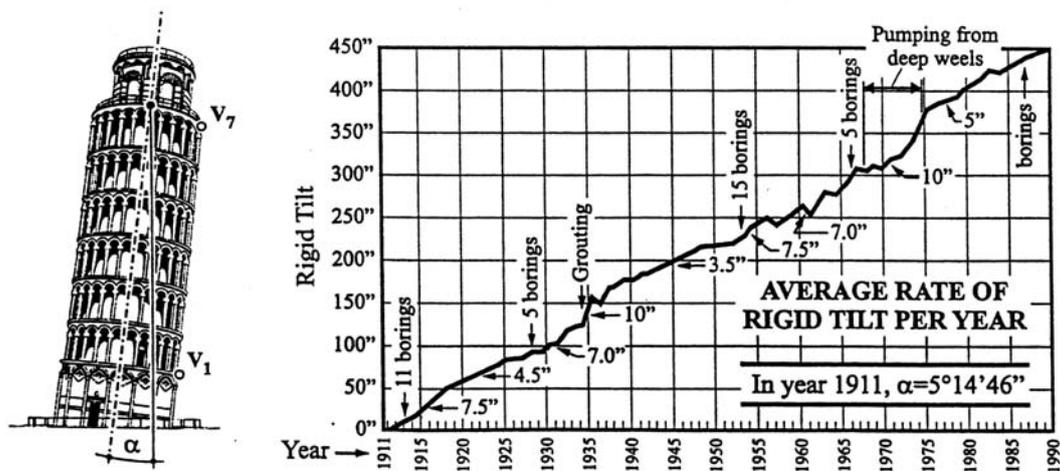


Figura 22. Evolución de la inclinación de la torre desde 1911, cuando se instaló un sistema de medida

En Enero de 1989, la torre cívica de la catedral de Pavía colapsó sin previo aviso causando cuatro muertes. Este hecho alertó a las autoridades sobre el peligro que corría la Torre de Pisa, se cerró su acceso al público y se creó la decimoséptima comisión de su historia para intentar resolver el problema (la primera data de 1298). Era una comisión interdisciplinar pero, dado el carácter del problema, se escogió como presidente a un ingeniero geotécnico M. Jamiolkowski. Los otros dos miembros geotécnicos eran J.B. Burland y C. Viggiani. La comisión llegó rápidamente a la conclusión que la torre se encontraba con riesgo inminente de colapso y que se debían tomar medidas para asegurar su estabilidad a largo plazo. La historia anterior de que cualquier intervención lo único que había hecho era agravar el problema no era un buen augurio precisamente.

Para el diseño de cualquier solución era necesario comprender bien el funcionamiento del conjunto torre-cimentación. Esto implicaba identificar los fenómenos involucrados, representar satisfactoriamente el comportamiento del terreno de cimentación y elaborar un modelo que integrara todos los datos y observaciones de forma que pudiera utilizarse para realizar predicciones a fin de evaluar las distintas soluciones que se pudieran considerar. El fenómeno causante del asiento irregular, y por tanto la inclinación, era bien conocido: la consolidación del suelo bien explicada por la teoría de Terzaghi. El comportamiento del terreno debía describirse por un modelo constitutivo que integrara de forma consistente la resistencia y la deformación por consolidación y otras causas. Naturalmente, este tipo de modelo estaba disponible a partir de los avances relatados en el capítulo anterior y se adoptó, por tanto, un modelo de estado crítico de la familia Cam-clay para representar el terreno. Finalmente todos estos aspectos se integraron en un modelo numérico de elementos finitos (figura 23).

Antes de poder utilizar el modelo para tomar decisiones, es necesario probar que representa con suficiente fiabilidad el sistema real y que es capaz de simular satisfactoriamente el comportamiento del monumento. En este caso, no era posible, dado su estado de colapso próximo, hacer experimentos con la torre. Sin embargo se disponía de la historia aproximada de cargas, asientos e inclinaciones de los últimos 800 años. El

modelo numérico se validó demostrando que era capaz de simular con suficiente precisión dicha historia pasada. Si podía explicar el pasado, quizás no era aventurado suponer que podía predecir el futuro.

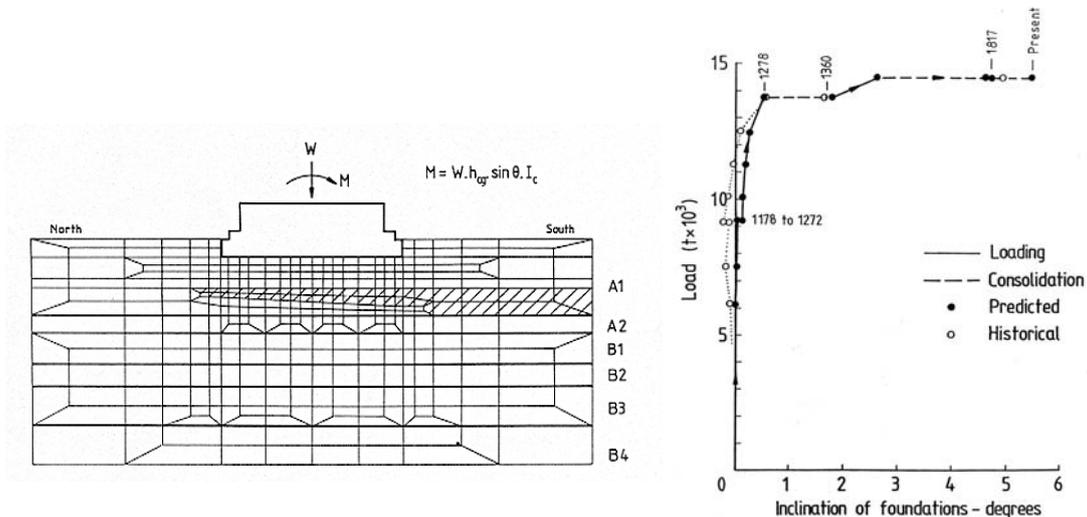


Figura 23. Modelo numérico de la cimentación de la Torre de Pisa y simulación de la historia de inclinaciones (Burland y Potts, 2000)

La comisión tenía prisa pues la torre se encontraba al borde de la inestabilidad. Como medida de urgencia se decidió colocar una peso de 600 toneladas en el lado Norte, utilizando bloques de plomo, para disminuir un poco la inclinación y, de este modo, ganar un poco de tiempo para poder implementar una solución más definitiva. El modelo avaló la solución pronosticando que si los pesos se colocan en el lugar adecuado se conseguiría una contrarrotación hacia el Norte de al menos 30 segundos de arco. De hecho, la rotación final fue de unos 50 segundos. Era la primera vez que un procedimiento de corrección conseguía hacer girar la torre en el sentido deseado, aunque en una magnitud muy limitada.

La comisión decidió que una solución satisfactoria a largo plazo sería la disminución de la inclinación en medio grado (1,800 segundos de arco), pasando de 5,5 a 5 grados. La torre continuaría estando todavía muy inclinada pero la ganancia en estabilidad sería muy importante. La cuestión era como hacerlo. Se barajaron muchas posibilidades. Finalmente se adoptó un procedimiento, propuesto inicialmente por Terracina en 1962, que consistía en extraer, de forma controlada, suelo del lado Norte del terreno de cimentación (figura 24). Este sistema había sido ya utilizado con éxito en la corrección de asientos diferenciales en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. Aún así, usar el mismo método debajo de una torre potencialmente inestable era un reto importante. Por cierto, entre las numerosísimas ideas para resolver el problema que habían llegado a Pisa a lo largo de los años, una niña de 9 años de Bangla Desh, Chumki Bhaban, es la que se aproximó más a la solución finalmente escogida.

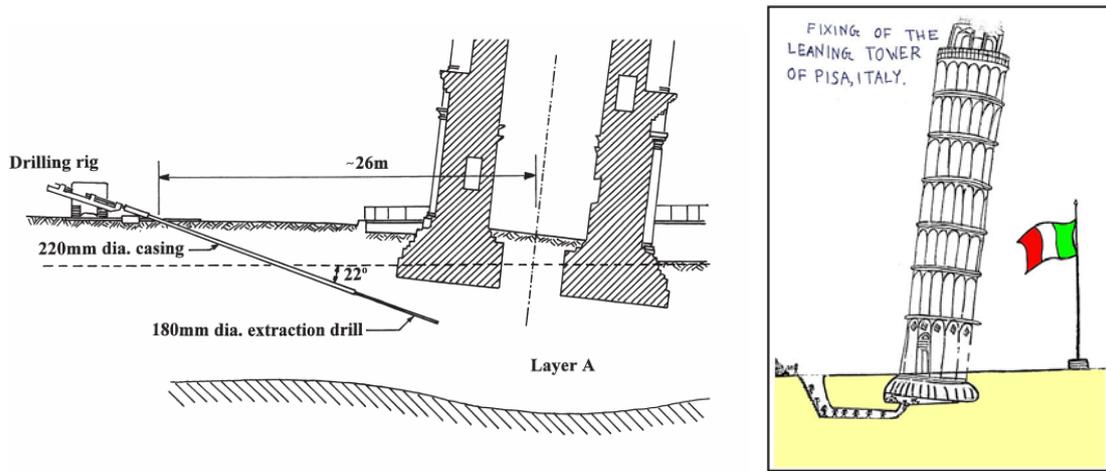


Figura 24. Estabilización de la Torre de Pisa mediante extracción controlada de terreno (izquierda) y solución propuesta por Chumki Bhaban de 9 años (derecha)

De nuevo, el estudio de las predicciones del modelo fue decisivo. Los cálculos identificaron una línea crítica situada aproximadamente a medio radio del borde norte de la cimentación (figura 25). Extracción más allá de esta línea causaría una rotación de la torre hacia el sur, con consecuencias potencialmente catastróficas. Los resultados detallados del modelo numérico y otros modelos físicos se utilizaron para diseñar el programa, secuencia, ubicación e intensidad de la extracción del terreno. El 9 de febrero de 1999, en una atmósfera de mucha ansiedad, se inició un programa preliminar de extracción del terreno de la cimentación de la torre. Los resultados fueron muy prometedores, se consiguió enderezar la torre unos 80 segundos de arco.

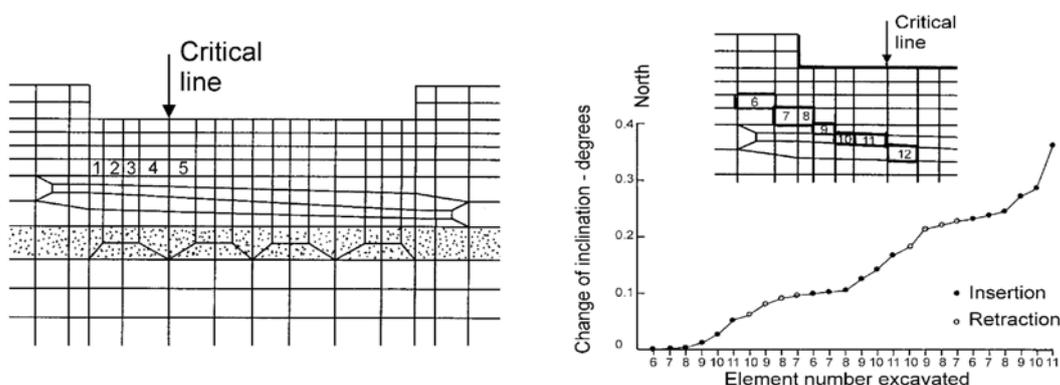


Figura 25. Determinación de la línea crítica para la extracción del terreno (Potts y Burland, 2000)

Esta satisfactoria experiencia condujo a iniciar la fase decisiva del tratamiento. En febrero del 2000, se inició la extracción general de terreno a mayor escala consiguiéndose una rotación media de la torre hacia el norte de unos 6 segundos de arco por día. El grueso de las operaciones de extracción de terreno finalizó un año más tarde alcanzándose una contrarrotación total de 1830 segundos, un poco más de medio grado, aunque, naturalmente, se continuaron produciendo pequeños movimientos residuales (figura 27). Ahora la cornisa superior sobresale solo cuatro metros aproximadamente, una reducción de unos 50 centímetros. La comisión entregó el

monumento a las autoridades cívicas en Junio del 2001 y la torre se volvió a abrir al público el 15 de Diciembre de 2001. En la hipótesis más pesimista, la torre no requerirá una nueva intervención hasta dentro de 300 años, muy probablemente el período real será significativamente mayor. La operación en su conjunto puede calificarse como un éxito.



Figura 26. Aplicación de pesos en el lado norte de la torre mediante lingotes de plomo (izquierda) y sistema de extracción del terreno de la base de la torre (derecha)

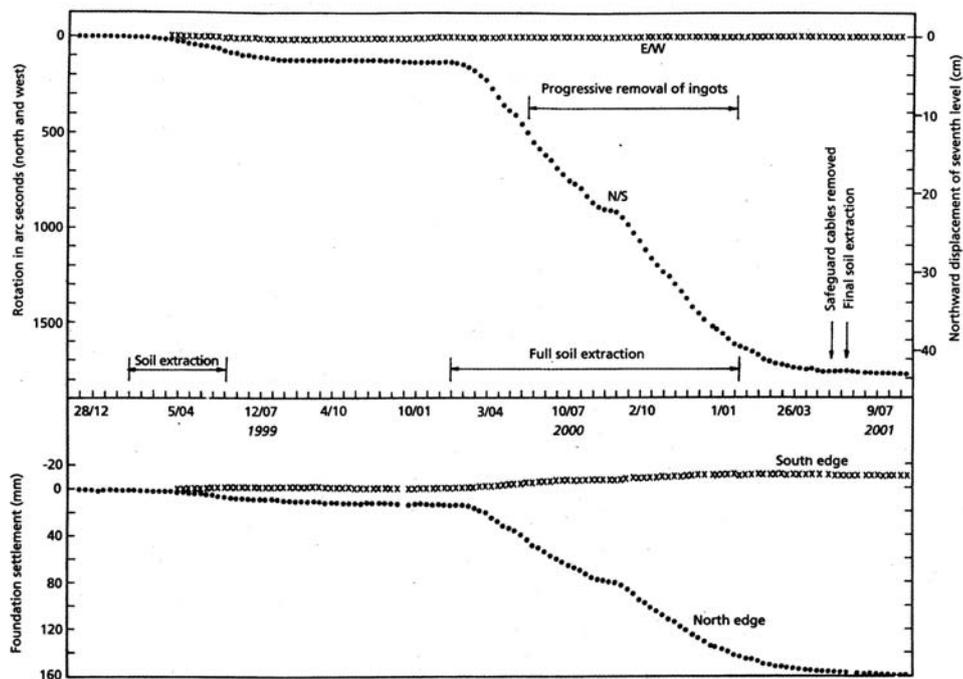


Figura 27. Evolución de la rotación de la torre y el asiento de la cimentación durante el proceso de extracción de terreno (Burland et al., 2002)

Cabe destacar que en todo el proceso, la posibilidad de disponer de un modelo mecánica y geotécnicamente bien fundamentado ha sido esencial. Se entendían bien los fenómenos que subyacían al problema y se disponían de los instrumentos para describir de forma consistente e integrada el comportamiento de los distintos estratos que forman el terreno de cimentación de la torre. Las predicciones obtenidas se veían con confianza y

era entonces posible adoptar decisiones de una forma efectiva y técnicamente justificada. Empezar un trabajo de este tipo sin este instrumento hubiera significado actuar a ciegas, con resultados potencialmente desastrosos.

El segundo caso está en relación con la construcción de una nueva línea de Metro (Circle Line) en Singapur. Alrededor de las tres y media del 20 de Abril de 2004 una excavación que se efectuaba a cielo abierto colapsó catastróficamente (figura 28). La excavación había alcanzado los 30 metros de profundidad de un total previsto de 33. En el transcurso del día había habido indicaciones de que la excavación estaba en peligro y se estaban realizando trabajos para intentar salvarla, pero el colapso en sí ocurrió de forma muy rápida. Cuatro personas murieron atrapadas por el hundimiento de la excavación. Además el colapso afectó a una de las vías principales de la ciudad, Nicoll Highway, que permaneció cortada durante más de seis meses. La rotura ha obligado a cambiar el trazado de la línea retrasando significativamente su entrada en funcionamiento.



Figura 28. Colapso de una excavación para una línea de metro en Singapur

La obra se ejecutaba por un procedimiento frecuentemente utilizado en Singapur aunque nunca se había llevado a cotas tan profundas. Los trabajos se realizaban al abrigo de dos muros-pantalla previamente construidos que se iban asegurando mediante puntales metálicos a medida que se profundizaba la excavación (figura 29). El terreno estaba constituido por un relleno superficial (colocado para ganar terreno al mar), una arcilla blanda depositada en condiciones marinas, bien conocida en la zona, y una roca meteorizada denominada localmente Old Alluvium. Las pantallas se empotraban en este último estrato. En esta zona la arcilla marina blanda tenía espesores de más de 30 metros. El nivel del agua subterránea se situaba prácticamente en superficie.

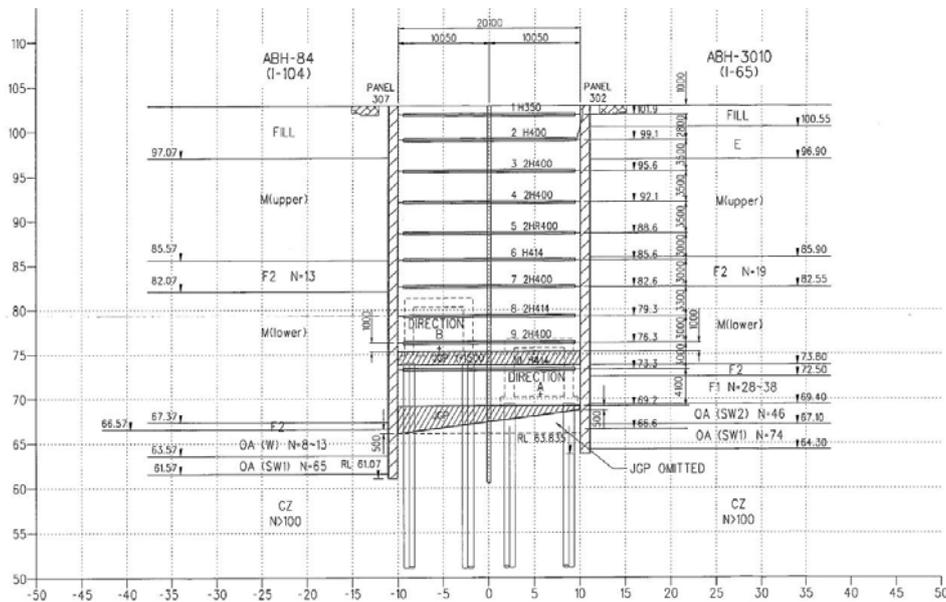


Figura 29. Sección de la excavación involucrada en el colapso, con los distintos estratos indicados. La arcilla marina blanda está indicada con la letra M. El colapso se produjo durante la excavación para instalar la décima fila de puntales

Como suele ser habitual en el caso de catástrofes, la comisión de investigación encontró un número considerable de posibles factores que habían contribuido al colapso, es generalmente poco habitual identificar una causa única. Uno de los factores con una influencia importante en el desarrollo de la obra se refiere al tipo de comportamiento supuesto para la arcilla marina durante los cálculos de proyecto. La excavación se diseñó adoptando para la arcilla un modelo fundamentalmente basado en la teoría de Coulomb (de hecho en una generalización de dicha teoría denominada Mohr-Colomb). Sin embargo, una descripción correcta del comportamiento de la arcilla hubiera requerido la adopción de un modelo basado en el paradigma de estado crítico. La diferencia es considerable (figura 30), la utilización del modelo de Mohr Coulomb sobrestimaba significativamente la resistencia de la arcilla. Como consecuencia, el muro fue calculado para unas cargas menores de las que finalmente tuvo que resistir y las predicciones de los movimientos de muro y excavación fueron muy inferiores a las reales. De hecho durante la obra, existió una notable confusión porque los modelos numéricos utilizados eran incapaces de representar las observaciones de campo por lo que, de hecho, no se disponía de un instrumento efectivo para realizar el seguimiento de los trabajos. Cálculos posteriores a la rotura han demostrado que utilizando un modelo de estado crítico se consigue reproducir de forma adecuada las observaciones efectuadas durante la obra. Incluso el colapso puede simularse, y predecirse, de una manera satisfactoria (figuras 31 y 32). Este caso constituye un buen ejemplo de la importancia de utilizar una descripción adecuada del comportamiento del terreno, utilizando, si es necesario, modelos avanzados. Desgraciadamente, en esta ocasión se llegó tarde.

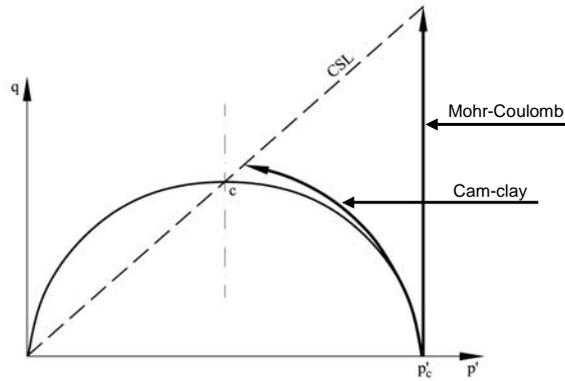


Figura 30. Hipótesis para representar el comportamiento de la arcilla: Mohr-Coulomb y Cam-clay

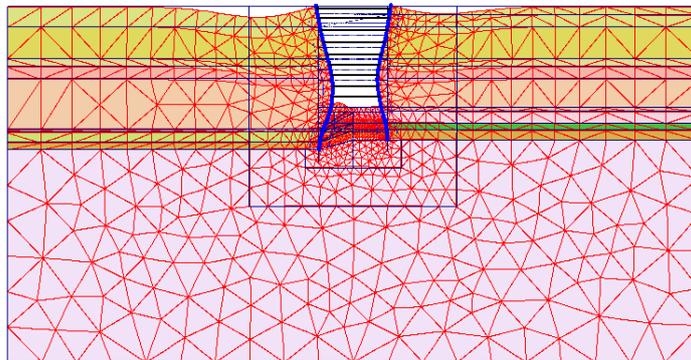


Figura 31. Cálculo utilizando un modelo de Mohr-Coulomb para la arcilla marina blanda. Las deformaciones son limitadas y no se observa colapso

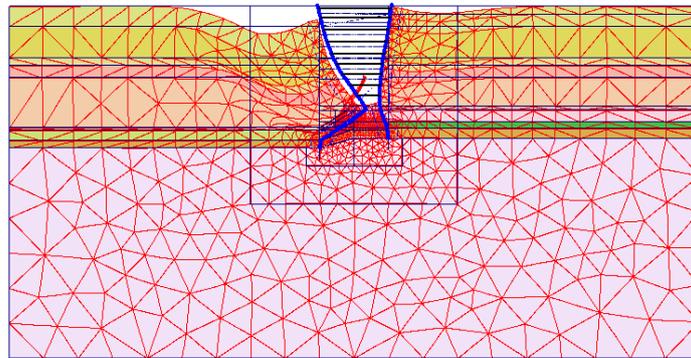


Figura 32. Cálculo utilizando un modelo tipo Cam-clay para la arcilla marina blanda. Se predice el colapso del muro del lado sur, tal como se observó en la realidad

El paradigma representado por los modelos de estado crítico se ha mostrado capaz de caracterizar satisfactoriamente el comportamiento de los suelos involucrados en los dos casos presentados, se trata de arcillas blandas jóvenes (en términos geológicos). Pero los tipos posibles de materiales geotécnicos son, en principio, tremendamente numerosos y variados. Cuando se observa el comportamiento real de muchos suelos naturales, nos encontramos que el modelo Cam-clay es a menudo demasiado simplificado y requiere extensión y generalización para su utilización efectiva. El avance de la ciencia geotécnica en tiempos recientes ha estado muy asociado al desarrollo de estos nuevos modelos.

VII

AL ENCUENTRO CON LA REALIDAD

La historia geológica de los materiales que encontramos en el terreno es muy larga, incluso para las capas más cercanas a la superficie. Durante este tiempo, pueden ocurrir muchos hechos que modifican y alteran la estructura y la fábrica del material. Así por ejemplo, se pueden cementar los contactos entre partículas por minerales que precipitan, se pueden soldar por presión los granos de una arena o se pueden degradar algunos de los minerales presentes. La consecuencia es que las superficies de fluencia que determinamos experimentalmente para todos estos materiales difiere bastante de la superficie idealizada, casi podríamos denominar platónica, de los modelos originales de Cam-clay. ¿Tenemos pues que abandonar el paradigma que tantos esfuerzos ha costado construir? La respuesta es rotundamente negativa. Las ideas subyacentes a estas teorías han demostrado ser muy fecundas y son capaces de proporcionar el marco general donde realizar las modificaciones necesarias para incorporar nuevos fenómenos y nuevas características de comportamiento.

Por ejemplo, en el caso de suelos estructurados o cementados, se puede representar la resistencia adicional que presenta el material especificando una superficie de fluencia para el suelo estructurado de tamaño superior a la del terreno sin cementar. Adicionalmente, se define una ley de degradación de la estructura que conduce a una disminución paulatina de la superficie de fluencia hasta alcanzar el estado totalmente desestructurado. De esta manera se logra reproducir satisfactoriamente la pérdida progresiva de resistencia del material a medida que aumenta su carga y deformación (figura 33). De una manera similar se han desarrollado modelos que tienen en cuenta otras características o fenómenos tales como la anisotropía, es decir que la respuesta del material depende de la orientación de las cargas aplicadas, la variación de la rigidez del material con el nivel de deformación y los efectos de la temperatura y el paso del tiempo. No es este el lugar para describir en detalle estos desarrollos, digamos simplemente que, en todos los casos, se puede alcanzar una representación generalmente satisfactoria del comportamiento del material y de los efectos de las distintas variables consideradas.

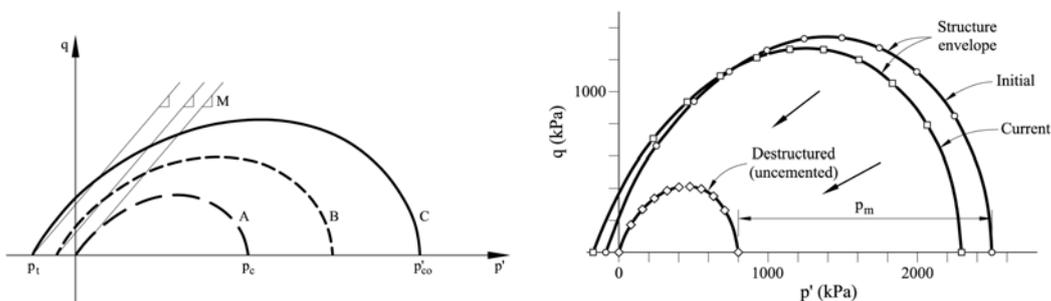


Figura 33. Izquierda: superficies de fluencia (A, B) que, debido a la cementación, aumentan de tamaño respecto al material no estructurado (C) (Gens y Nova, 1993). Derecha: Disminución del tamaño de las superficies de fluencia por degradación del material (Lagioia y Nova, 1995).

Merece sin embargo detenerse un poco más a examinar el caso de los materiales no

saturados. Hasta ahora solo hemos considerados suelos saturados, es decir aquellos en los que sus poros están completamente llenos de agua. En los materiales no saturados, en cambio, coexisten el aire y el agua en los mismos poros, cada uno con su presión correspondiente. El principio de tensiones efectivas de Terzaghi, tan importante para el desarrollo de la ciencia geotécnica, pierde su sentido ya que ahora existen dos presiones distintas actuando sobre los granos del esqueleto sólido. Como el desarrollo de la Geotecnia se concentró inicialmente en las zonas templadas del mundo, se prestó atención casi exclusiva a los materiales saturados, propios de esas regiones. Sin embargo, los suelos no saturados cubren las dos terceras partes de las tierras emergidas, por lo que no es un tema que pueda obviarse fácilmente.

La figura 34 presenta un esquema simplificado de un suelo no saturado. Los poros están rellenos de aire y agua. El agua tiende a concentrarse alrededor de los contactos entre partículas formando meniscos donde la presión de agua es negativa, es decir se sitúa por debajo de la presión atmosférica. A esta presión negativa la denominamos, convenientemente cambiada de signo, succión. Esta succión tiene efectos muy importantes sobre el comportamiento del material no saturado. Como ilustra la figura 34, los meniscos bajo succión dan lugar a una serie de fuerzas entre partículas que actúan en dirección perpendicular al plano de contacto. En consecuencia, el efecto de estas fuerzas de capilaridad es la estabilización de la estructura sólida del material: aumenta su resistencia y disminuye su deformabilidad. El efecto de la succión es, por tanto, favorable. Sin embargo, cuando las fuerzas capilares desaparecen porque se satura el terreno (por ejemplo en períodos de fuertes lluvias), no solo la resistencia disminuirá sino que la estructura del suelo puede llegar a colapsar si solo se sostiene gracias a las fuerzas capilares. Al desaparecer éstas, el suelo colapsa, un fenómeno bien conocido que provoca innumerables problemas en construcciones de todo tipo.

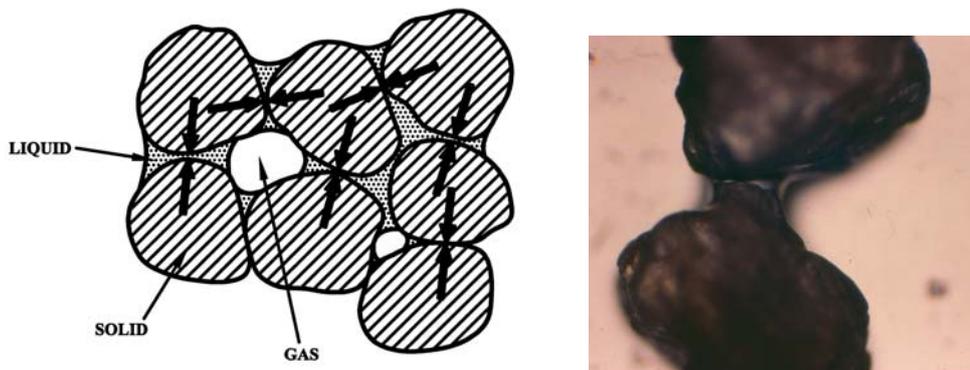


Figura 34. Esquema de un suelo parcialmente saturado con fuerzas intergranulares generados por las succiones de los meniscos de agua en los contactos entre partículas

Cuando se inició la investigación de forma sistemática sobre este tipo de materiales en la década de los 50, era muy explicable que el objetivo principal fuera la búsqueda de un principio de tensiones efectivas válida para suelos no saturados. La propuesta más aceptada fue la debida a Alan W. Bishop, un profesor del Imperial College de Londres:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(S_r)(u_a - u_w)$$

donde u_a es la presión de aire, u_w es la presión de agua y χ es un parámetro que depende del grado de saturación, S_r . El grado de saturación se define como la proporción del total de volumen de poros ocupada por el agua. Tiene un valor igual a 1 en un suelo saturado y es 0 en un material totalmente seco.

Desgraciadamente, la propuesta no funcionó. En primer lugar el parámetro χ dependía de numerosos factores (además del grado de saturación), una característica indeseable cuando se busca un principio de validez general. Un problema todavía más grave, sin embargo, lo constituía el hecho que, con esta definición de tensión efectiva, era imposible describir un fenómeno tan importante como el colapso de un material no saturado. Desde entonces las investigaciones en pos de un principio de tensiones efectivas para suelos no saturados han continuado casi ininterrumpidamente. En ningún caso han tenido éxito.

La conclusión inescapable es que cuando tratamos con materiales no saturados es necesario utilizar *dos* variables de tensión independientes; no es posible describir todo el comportamiento del material utilizando solo una. La necesidad de considerar de dos variables tensionales ya fue avanzada por Bishop y Blight en 1963, y ha sido confirmada posteriormente por numerosos autores. La elección de qué variables concretas utilizar es una cuestión casi de conveniencia, existen distintas posibilidades en principio casi equivalentes. Dos variables usadas frecuentemente son la tensión neta $\sigma - u_a$, el exceso de tensión respecto a la presión del aire, y la succión, $u_a - u_w$.

Una vez establecidas estas reglas de juego, el siguiente paso es desarrollar modelos realistas de comportamiento. Los primeros intentos fueron algo tímidos limitándose a reformar modelos elásticos no lineales mediante la introducción del efecto independiente de la succión. Aunque estos modelos tenían una cierta utilidad práctica, respondían de hecho a la vieja manera de hacer Geotecnia, tratando por separado los distintos aspectos del comportamiento. Estos enfoques, además, mantenían a la mecánica del suelo no saturado apartada de la corriente principal de desarrollo geotécnico descrita anteriormente. Era preciso integrar a este tipo de material en el marco que proporcionaba el nuevo paradigma.

En 1990, se publicó en *Géotechnique*, un artículo, de nuevo con un título más bien anodino: *A constitutive model for partially saturated soils*. En esta publicación se desarrollaba por primera vez un modelo constitutivo para suelos no saturados consistente con el marco proporcionado por los modelos de estado crítico. El modelo se resume en la figura 35. La curva LC juega un papel muy importante ya que controla el aumento en el tamaño de la superficie de fluencia a medida que aumenta la succión. Si se cruza dicha línea se obtienen deformaciones irreversibles tanto debido a carga (L, compresión) como al aumento de la saturación (C, colapso). El modelo se puede representar en tres dimensiones haciendo explícito el efecto de las distintas variables, tensiones y succión (figura 36). Cuando el suelo se satura y la succión tiende al valor cero, el modelo se convierte, de forma natural, en un modelo Cam-clay para suelos saturados.

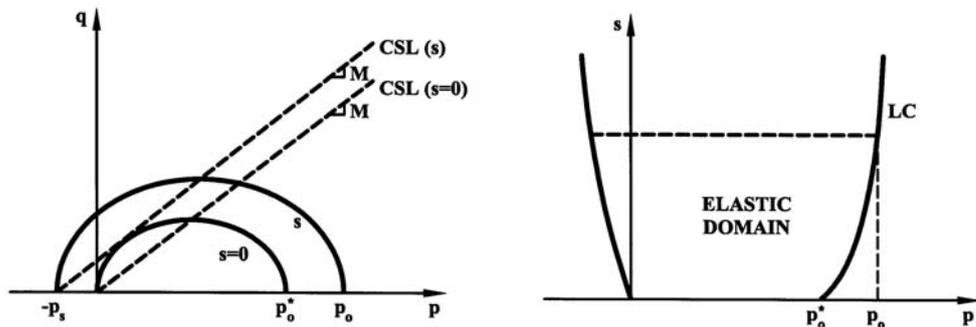


Figura 35. Representación esquemática del modelo BBM (Barcelona Basic Model) para suelos no saturados. De *A constitutive model for partially saturated soils*

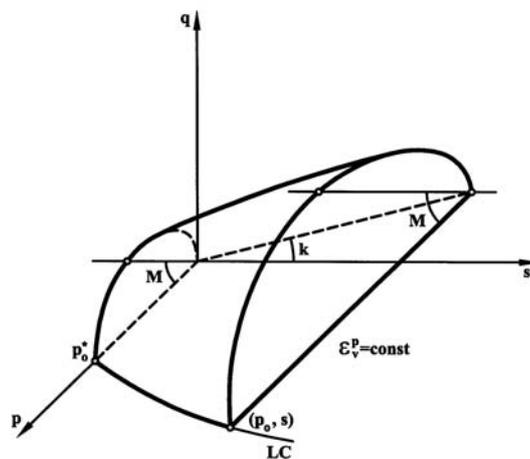


Figura 36. Superficie de fluencia tridimensional del modelo BBM (Barcelona Basic Model) para suelos no saturados. De *A constitutive model for partially saturated soils*

Con esta formulación ha resultado posible representar el comportamiento completo de los suelos no saturados con un número muy reducido de parámetros y funciones y es perfectamente compatible con los modelos comúnmente utilizados para materiales saturados. De esta forma, los suelos no saturados dejan de ser considerados como una clase especial de materiales que requieren un tratamiento ad-hoc y pasan a formar parte del esquema conceptual de la ciencia geotécnica actual. Este primer modelo ha acabado siendo conocido en la comunidad científica geotécnica por sus siglas BBM (Barcelona Basic Model) y es, con diferencia, la ecuación constitutiva más utilizada en análisis numéricos de problemas que involucran materiales no saturados.

Las exigencias que plantea la ingeniería medioambiental han supuesto retos adicionales. La necesidad de construir barreras seguras para aislar residuos tóxicos y peligrosos a largo plazo ha introducido en la práctica habitual materiales geotécnicos de características muy especiales. Las barreras construidas utilizando bentonita compactada son un buen ejemplo de las nuevas tipologías nacidas de una mayor preocupación por el medio ambiente. La bentonita es una arcilla de muy alta plasticidad que tiene una enorme capacidad de expansión. Este es uno de sus atractivos pues tenderá a sellar cualquier

grieta o fisura que pueda producirse en la barrera. Pero esta misma expansividad plantea problemas importantes a la hora de comprender y representar matemáticamente su comportamiento.

En la figura 37 se puede observar una serie de fotografías realizadas en el microscopio electrónico de una bentonita compactada en su estado inicial, recién compactada, un estado intermedio con algo de humedecimiento y su estado final cuando ha sido saturada. Los agregados visibles en el estado inicial forman una estructura granular, en principio tratable por los modelos de suelos no saturados como el BBM. Sin embargo, hay una diferencia fundamental respecto a lo que podría ser su equivalente en forma de arena húmeda. Al mojarse, los agregados expanden, ocupan los poros existentes y cambian significativamente la estructura del material. Intentar comprender este tipo de comportamiento con modelos convencionales es poco satisfactorio. La solución estriba en modificar el modelo para suelos no expansivos introduciendo explícitamente dos niveles de estructura: la macroestructura que puede describirse con modelos clásicos no saturados y la microestructura que es la sede de los fenómenos fisicoquímicos que subyacen a la expansividad de la arcilla (figura 38). Formulando leyes de interacción entre los dos niveles de estructura, es posible recuperar de nuevo una buena descripción del comportamiento real de este material. Estamos, por tanto, preparados para realizar predicciones más fiables del comportamiento real de este tipo de barreras a largo y a muy largo plazo.

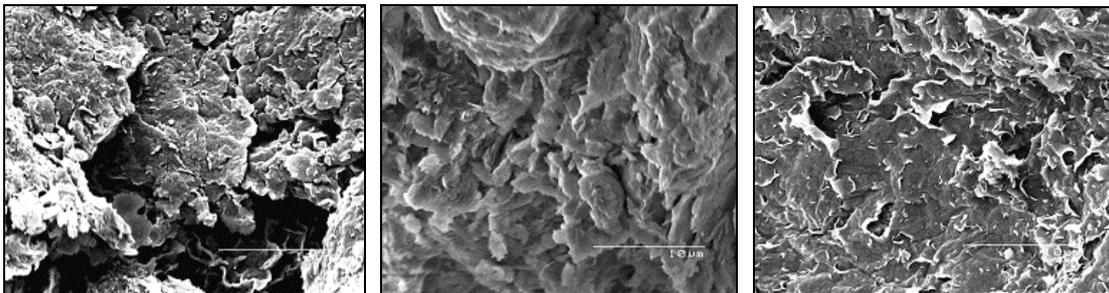


Figura 37. Microestructura de una bentonita compactada. Inicialmente compactada (izquierda), a una succión de 10 MPa (centro), saturada (derecha) (Villar, Lloret y Romero, 2004)

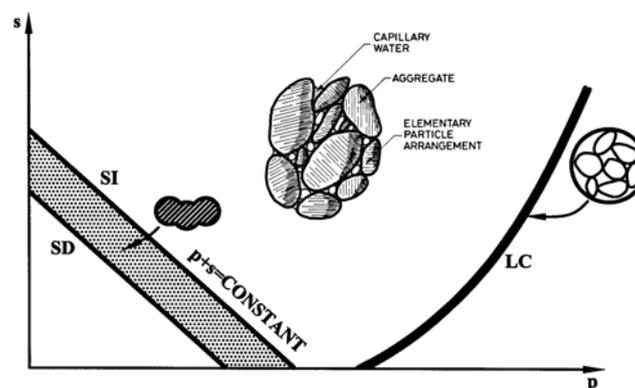


Figura 38. Representación esquemática del modelo para materiales expansivos con consideración de la microestructura y la macroestructura (Gens y Alonso, 1992)

VIII

EL FUTURO DENTRO DE MIL AÑOS

Uno de los problemas básicos que tiene planteado la energía nuclear son las gestión de los residuos radioactivos, especialmente los de alta actividad que pueden llegar a emitir radioactividad significativa en períodos de tiempo que se miden en decenas de miles de años e incluso más. Las opiniones sobre la mejor manera de gestionar o eliminar estos residuos son tan numerosas como contradictorias. En todo caso, uno de las soluciones potenciales que han merecido más atención por parte de agencias e investigadores ha sido la posibilidad de situar estos residuos en almacenamientos profundos excavados, en formaciones geológicas adecuadas, a una profundidad de algunos centenares de metros. La figura 39 muestra un esquema simplificado de uno de estos posibles almacenamientos y la figura 40 presenta una cápsula con el material radioactivo colocada en el centro de un túnel horizontal de almacenamiento. La cápsula está rodeada de bloques de bentonita compactada formando una barrera aislante.

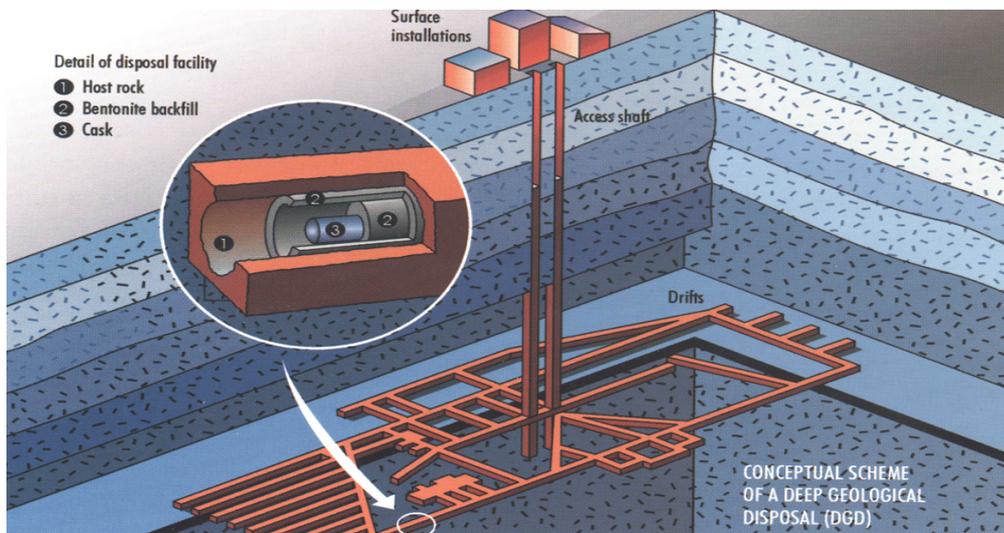


Figura 39. Esquema conceptual de un almacenamiento geológico profundo para residuos radiactivos

Para asegurar un suficiente aislamiento para períodos de decenas de miles de años, o más, es necesario contar con la colaboración de todos los elementos que se interponen entre el residuo y la biosfera: la cápsula, la barrera de bentonita y la roca alojante. El objetivo es poder calcular, a lo largo del tiempo, cual es la dosis de radiación debida a la existencia del almacenamiento subterráneo para la persona sometida a más riesgo para una serie de escenarios determinados. La figura 41, presenta el resultado de uno de estos ejercicios de predicción prolongado hasta un millón de años. En este caso particular, la dosis calculada es minúscula, más de un orden de magnitud inferior a la radiación ambiental media.

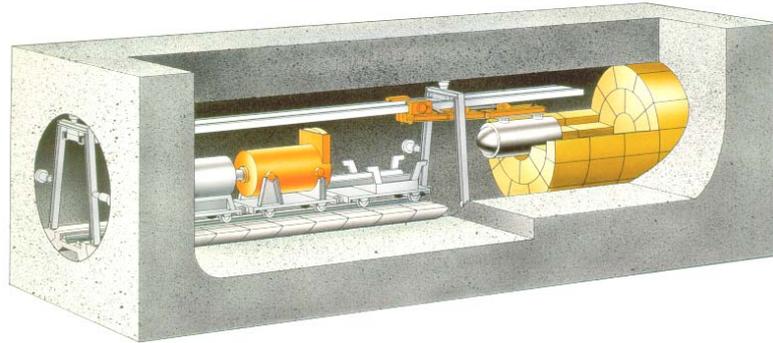


Figura 40. Colocación de una cápsula con residuos radiactivos en el centro de un túnel de un almacenamiento geológico profundo. La cápsula está rodeada de una barrera de bentonita compactada

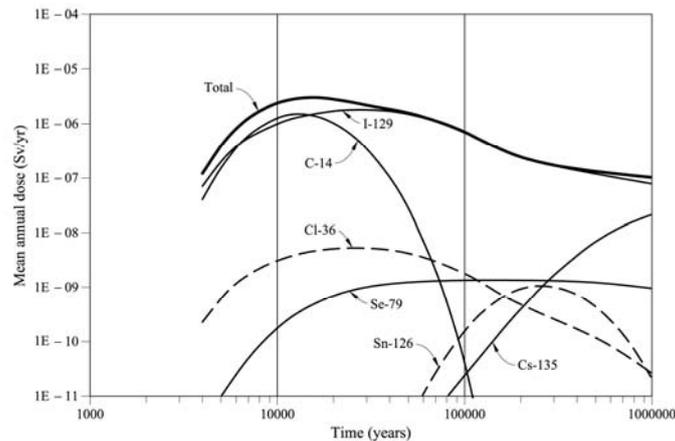


Figura 41. Dosis media anual calculada para el escenario de referencia del concepto español de almacenamiento geológico profundo para residuos radiactivos (Astudillo, 2001)

Nos ocuparemos aquí exclusivamente de la barrera de bentonita. Este elemento está sujeto a una serie de acciones tales como el aumento de temperatura debido al calor emitido por los residuos y la hidratación por el agua que proviene del macizo rocoso. A medida que la barrera se va saturando, los grandes poros y huecos de la barrera se van cerrando mientras que se desarrollan en su interior grandes presiones de hinchamiento. El caso deviene un complejo problema de multi-física donde los aspectos térmico, hidráulico, mecánico, e incluso geoquímico, interaccionan unos con otros a todos los niveles. Para llegar a predicciones satisfactorias, es necesario establecer una formulación que contenga todos los fenómenos relevantes: transporte de calor por conducción y advección, flujo de agua, flujo de gas, evaporación, condensación, difusión del vapor y muchos otros (figura 42). En el eje de esta formulación se encuentra el comportamiento mecánico de la bentonita compactada para la que, como se ha mencionado, se dispone de un modelo de comportamiento realista y contrastado. Afortunadamente, no es necesario prolongar nuestros cálculos hasta un millón de años, los efectos significativos de los fenómenos termo-hidro-mecánicos cesarán muchos antes, una predicción *solo* para los primeros mil años puede ser suficiente (figura 43).

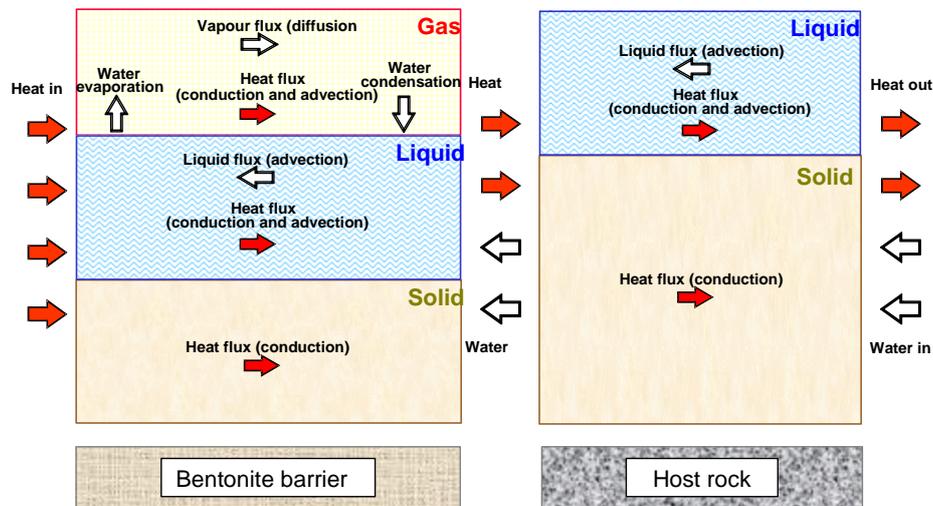


Figura 42. Procesos termo-hidráulicos acoplados en la barrera de bentonita y roca adyacente (Gens, 2003)

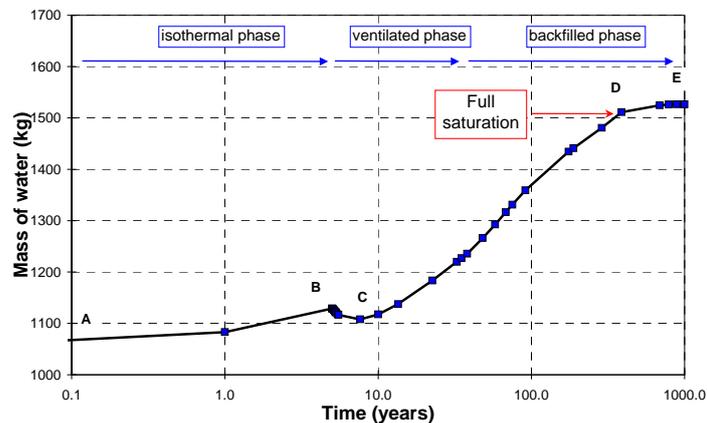


Figura 43. Predicción de la entrada de agua en la barrera de bentonita que rodea la cápsula con residuos radiactivos a lo largo de mil años

¿Cómo podemos estar seguros, o por lo menos razonablemente confiados, de que estas predicciones tendrán alguna conexión con la realidad? Es un problema difícil, y en sus términos estrictos, probablemente insoluble. Sin embargo se pueden realizar acciones que ayuden a incrementar la confianza en lo que se está haciendo. Entre las más importantes se encuentran la realización ensayos a escala natural que reproduzcan lo más fielmente posible las condiciones reales del almacenamiento. Estos ensayos se realizan en laboratorios subterráneos excavados a gran profundidad en el interior de macizos rocosos situados en entornos geológicos favorables. Un buen número de estos laboratorios se encuentran en Europa. El factor que evidentemente no se puede reproducir es el tiempo, los ensayos se limitan a unos pocos años, unas décadas a lo sumo, muy lejos de la duración real que se espera de un repositorio. ¿De qué sirve entonces hacer ensayos tan costosos? En realidad, estos experimentos proporcionan datos muy valiosos que permiten, como mínimo, comprobar que todos los fenómenos relevantes han sido incorporados y que las leyes básicas de comportamiento están bien establecidas. Sin esta base de partida, no se puede generar un grado aceptable de confianza en las predicciones

realizadas.

Un ejemplo de este tipo de experimentos es el ensayo denominado Febex, todavía en curso en el Grimsel Test Site, un laboratorio excavado en granito a más de 400 metros de profundidad en los Alpes suizos. En un túnel excavado ex profeso, se ha simulado el concepto español de almacenamiento geológico profundo de residuos radioactivos de alta actividad (figura 44). La cápsula, colocada en el eje del túnel, está rodeada por una barrera de bentonita compactada y todas las dimensiones del ensayo se corresponden a las dimensiones previstas para un posible almacenamiento profundo. La única diferencia es que en el experimento no se utilizan residuos radioactivos, la emisión de calor se simula por medio de unos calentadores de potencia controlada. La barrera y la roca están intensamente instrumentadas y se prevé recoger datos del calentamiento, saturación e hinchamiento de la barrera a lo largo de un buen número de años. La simulación matemática del ensayo se realiza utilizando análisis numéricos acoplados basados en el método de los elementos finitos. Hasta el momento, la formulación utilizada, las leyes de comportamiento adoptadas y la ley constitutiva desarrollada para la arcilla expansiva han sido capaces de reproducir satisfactoriamente las observaciones en toda su complejidad (figura 45).

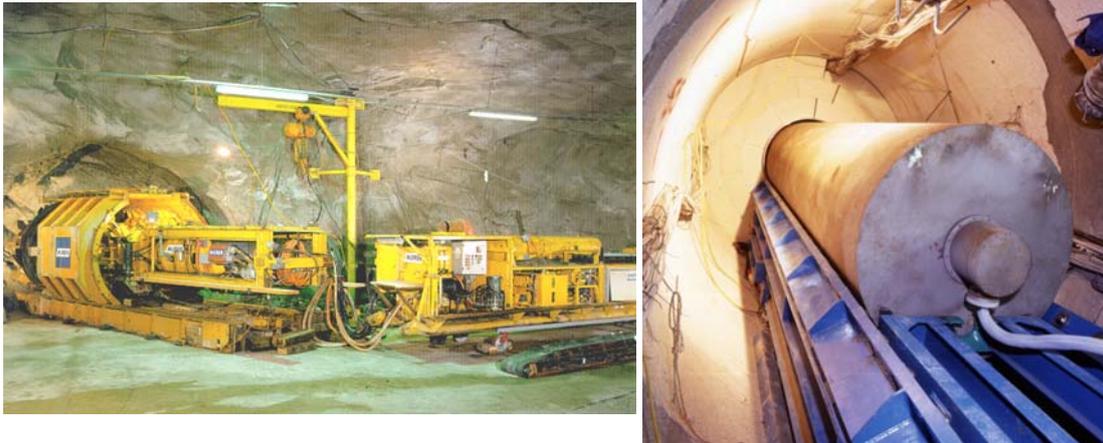


Figura 44. Ensayo Febex realizado en el laboratorio subterráneo de Grimsel para simular el concepto español de almacenamiento geológico profundo. Excavación del túnel e instalación del calentador, alrededor del cual se observa la barrera de bloques de bentonita compactada

Si se reflexiona sobre lo que significa realizar predicciones para tiempos tan largos, es inevitable ser invadido por un sentimiento de irrealidad. Después de todo, hace mil años aún estábamos emergiendo de lo más profundo de la Edad Media, la escritura surgió hace unos cinco mil años y nos convertimos en agricultores sedentarios poco más de diez mil años atrás. La perspectiva es turbadora, pero no hay otra salida que dar un enorme salto en el tiempo y tratar de prever qué sucederá en el muy, muy largo plazo. Afortunadamente, las leyes de la física parecen ser permanentes. En esta situación los enfoques empíricos están fuera de lugar, solo una formulación basada en leyes sólidas para los fenómenos físicos y los comportamientos de materiales pueden dar alguna esperanza de que los pronósticos que estamos realizando en estos momentos serán

válidos, en alguna forma, en el futuro más lejano.

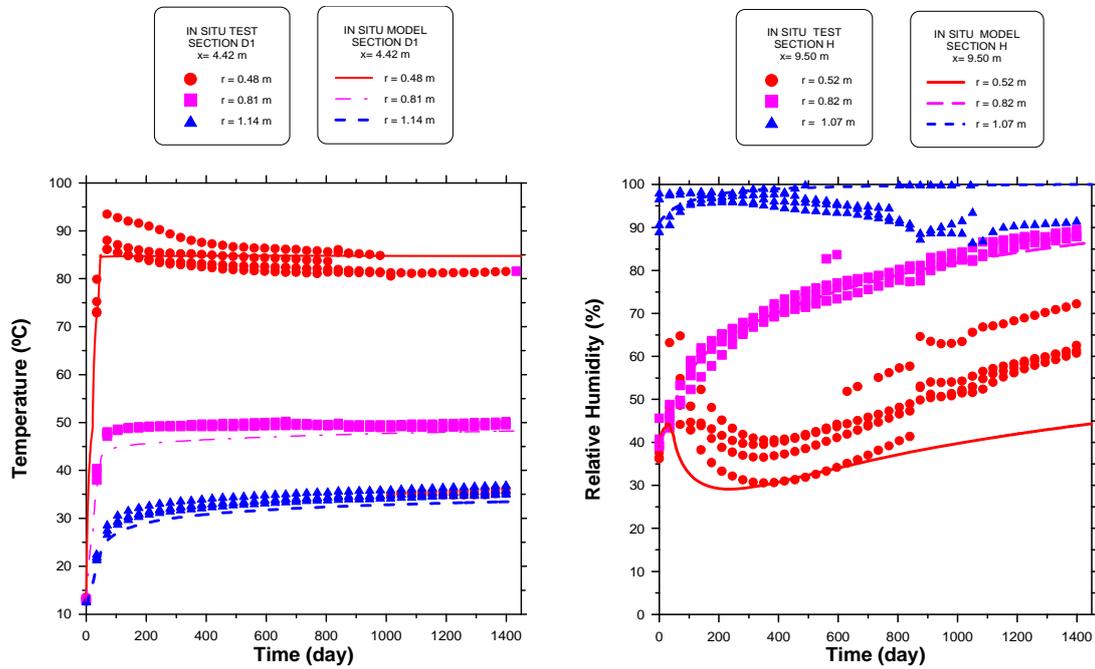


Figura 45. Observaciones y predicciones de temperatura (izquierda) y humedad relativa (derecha) para distintos puntos de la barrera de bentonita compactada en el ensayo Febex

IX

A MODO DE EPÍLOGO

En esta exposición, se ha pasado revista, a vuelapluma, al devenir de la Geotecnia desde los albores de la historia hasta, podríamos decir, hoy mismo. Me he centrado especialmente en el desarrollo del enfoque científico de la disciplina, una labor realizada en los últimos doscientos años, o, si uno desea ser muy estricto, iniciada realmente hace algo menos de un siglo. Espero haber transmitido, sin recurrir a farragosos desarrollos matemáticos, la idea que los progresos han sido importantes y sólidos. Como consecuencia, en este momento podemos abordar los importantes retos que continúa planteando el terreno con una perspectiva más racional y sin depender de reglas tradicionales de origen olvidado y validez incierta. Hay que reconocer que el éxito de tal empresa podía ser dudoso, quizás no era fácil esperar grandes regularidades de comportamiento en una aglomeración de partículas sólidas de apariencia caótica que estaba además fuertemente afectado por los fluidos que ocupan los poros y discontinuidades del terreno. Sin embargo, paso a paso y con numerosos intentos fallidos que hemos soslayado en estas páginas, ha sido posible construir un edificio teórico consistente capaz de aproximarnos al comportamiento real de los materiales geotécnicos, incluso cuando exhiben características muy peculiares.

Se ha podido comprobar que el campo de actuación de la ingeniería del terreno es amplio y, sobre todo, diverso. Pero, invariablemente, tratar con el terreno está y siempre estará asociado a un elevado nivel de incertidumbre. Ésta es con frecuencia la causa última de los desastres que en ocasiones irrumpen en nuestra actualidad. Esperamos que los progresos en la ciencia geotécnica contribuyan a disminuir sustancialmente la frecuencia de tales acontecimientos, pero sería ser injustificadamente optimista si confiáramos que no ocurrirán nunca más en el futuro. Sin embargo, como apuntaba Terzaghi, la situación es ahora bastante mejor que en el pasado:

Cuando se utiliza la experiencia pasada en el diseño de una nueva estructura, procedemos por analogía y ninguna conclusión por analogía puede considerarse válida a menos que todos los factores vitales involucrados en los casos comparados sean prácticamente idénticos. La experiencia no nos dice nada acerca de la naturaleza de estos factores y muchos ingenieros que están orgullosos de su experiencia ni siquiera sospechan cuales son las condiciones requeridas para la validez de sus operaciones mentales. Por tanto nuestra experiencia práctica puede ser muy engañosa a menos que se combine con un concepción suficientemente precisa de la mecánica del fenómeno considerado.

Ahora disponemos de esta mecánica y, aunque no podamos prevenir todos los fallos, poseemos los instrumentos racionales de análisis que nos permiten comprender las razones de los desastres y prevenirlos en el futuro. En este sentido puede ser interesante contrastar la validez de la afirmación anterior en relación con un caso de rotura relativamente reciente y que tuvo una gran repercusión social: la presa de Aznalcóllar. Esta rotura es probablemente el acontecimiento geotécnico más importante en España

ocurrido en los últimos tiempos.

Se trataba de un dique de almacenamiento de residuos mineros que deslizó más de 50 metros en la madrugada del 25 de Abril de 1998. La altura de la presa en el momento de la rotura era de unos 27 metros, aproximadamente tres metros por debajo de la elevación máxima prevista en el proyecto. El deslizamiento de la presa fue de tal magnitud que se abrió una brecha por la que vertieron cientos de miles de metros cúbicos de residuos contaminantes y millones de metros cúbicos de aguas ácidas (figura 46). El principal terreno de cimentación de la presa, aparte unas delgadas terrazas aluviales superficiales, estaba constituido por las arcillas azules del Guadalquivir, que alcanzan en esta zona espesores de más de 60 metros. El mecanismo de rotura (figura 47) implicó la formación de una superficie de deslizamiento en esas arcillas a unos 14 metros de profundidad aproximadamente. No hubo indicios de rotura inminente, una inspección visual documentada realizada unas horas antes del fallo no reveló ninguna anomalía manifiesta.



Figura 46. Rotura de la presa de Aznalcóllar el 25 de abril de 1998

Dada la importancia de la estructura y los daños potenciales que podía causar, en caso de mal funcionamiento, a zonas agrícolas y al Parque Nacional de Doñana situado aguas abajo, la presa fue diseñada con criterios aparentemente conservadores. Por ejemplo, el cálculo se efectuó suponiendo que se producía un terremoto y que, además, al mismo tiempo los residuos mineros se licuaban, aumentando así su empuje de una manera drástica. Sin embargo, no se registró ningún sismo y los residuos solo se licuaron *después* de la rotura. ¿Cómo es posible que la presa fallara de forma tan catastrófica?

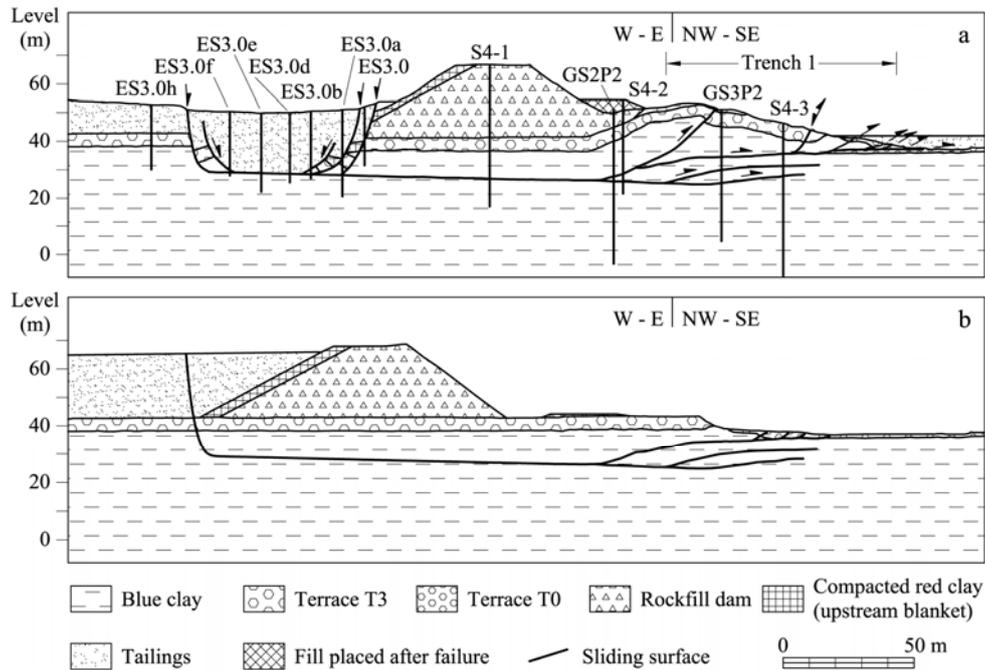


Figura 47. Mecanismo de rotura de la presa de Aznalcóllar. La presa deslizó sobre una superficie de rotura situada principalmente en las arcillas azules del Guadalquivir

Las investigaciones realizadas después del colapso revelaron datos muy relevantes para la estabilidad de la presa. En primer lugar se midieron presiones de poros muy elevadas en las arcillas de cimentación de la presa. Aunque el período de construcción se había prolongado a lo largo de veinte años, la baja permeabilidad del terreno significó que la disipación de estas elevadas presiones de agua apenas había comenzado. De hecho, el terreno había seguido fielmente la teoría de consolidación de Terzaghi. En la figura 48 se muestran las presiones de agua en el plano de rotura y se comparan con las utilizadas en el proyecto. Estas últimas son bastante menores. De acuerdo con el principio de tensiones efectivas, una subestimación de las presiones de poros reales, sobrestima automáticamente la resistencia del material.

Esta observación contribuye a explicar la rotura pero es insuficiente. El segundo dato importante es el comportamiento del terreno de cimentación. Las arcilla azules del Guadalquivir fueron depositadas durante el Mioceno en condiciones marinas y, como consecuencia de su posterior historia geológica, han adquirido un cierto grado de estructura y cementación, probablemente asociado a la presencia de material calcáreo. Cuando la arcilla está sujeta a deformaciones crecientes tiene un comportamiento frágil en el sentido de que progresivamente va perdiendo resistencia (figura 49). Inicialmente, la pérdida de resistencia es debida a la rotura de la cohesión entre las partículas y finalmente hay una contribución por la reorientación de las partículas de la arcilla en el plano de rotura. Se trata por tanto de un material estructurado que requiere, siguiendo las líneas indicadas anteriormente, una cierta modificación de los modelos clásicos de forma que se pueda considerar adecuadamente la degradación de la resistencia del material.

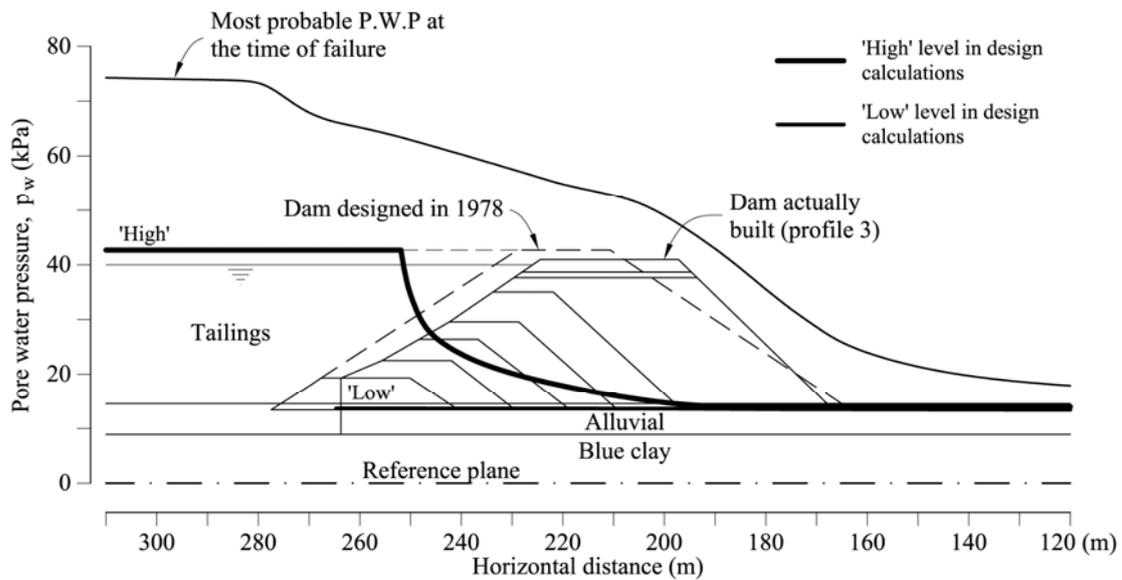


Figura 48. Presiones de agua sobre le plano de deslizamiento en el momento de la rotura. También se muestran los niveles de agua utilizados en proyecto

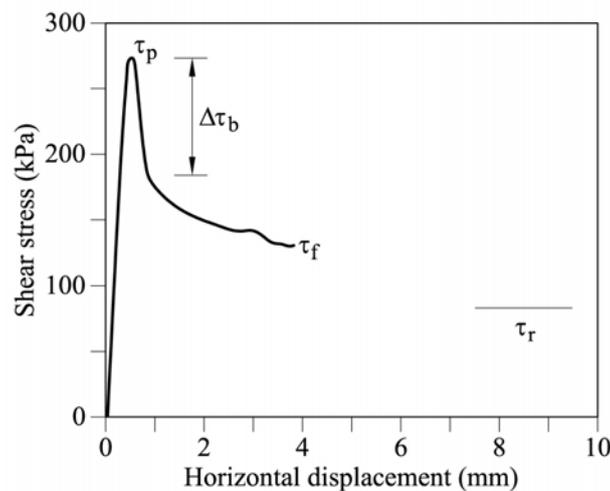


Figura 49. Ensayo de corte directo sobre una muestra de arcilla azul de Aznalcóllar. Se puede observar la pérdida de resistencia a medida que aumenta el desplazamiento relativo.

La altura de la presa de Aznalcóllar se fue elevando paulatinamente a lo largo de veinte años en respuesta a las necesidades de la explotación minera. La construcción se realizó ensanchando gradualmente el dique hacia aguas abajo. La figura 50 muestra un esquema del proceso de construcción y el efecto sobre la cimentación. La arcilla azul fue sucesivamente dañada durante el transcurso de la construcción, trasladándose la zona de daño a medida que avanzaba el pie de la presa. En las zonas dañadas la resistencia disponible era inferior a la inicial por lo que, como compensación, otras zonas de la cimentación eran sometidas cargas más elevadas. Este es un proceso bien conocido en el ámbito geotécnico denominado rotura progresiva. Generalmente, este tipo de mecanismo

da lugar a roturas que no muestran síntomas previos y con consecuencias frecuentemente catastróficas, precisamente el caso de Aznalcóllar.

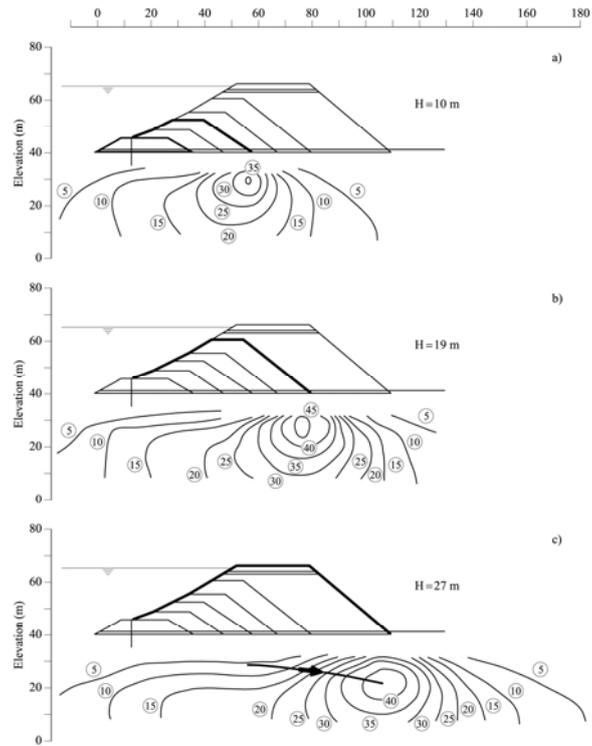


Figura 50. Contornos de resistencia movilizada a medida que avanza la construcción del dique

Volviendo pues a la pregunta de si, en este caso, los conceptos mecánicos necesarios para comprender esta rotura están disponibles en el estado actual de la ciencia geotécnica la respuesta es sin duda afirmativa. Se trata de la teoría clásica de consolidación y de los modelos desarrollados más recientemente para suelos con estructura. Pero esto no nos debe hacer complacientes. La complejidad del comportamiento del terreno en todas sus múltiples facetas requerirá indudablemente nuevos esfuerzos y desarrollos en el futuro.

Bibliografía

- Agricola, G. (1556). *De Re Metallica*. Traducción de H.C. Hoover y L.H. Hoover. (1950). Dover Publications, New York.
- Alonso, E.E. y Gens, A. (2001). *Rotura en arcillas sobreconsolidadas*. Proc. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas inestables, Madrid. 3, 1169-1227.
- Alonso, E.E., Gens, A. y Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40, 405-430.
- Astudillo, J. (2001). *El almacenamiento geológico profundo de los residuos radiactivos de alta actividad*. ENRESA, Madrid, 200 pp.
- Atkinson, J.H. y Bransby, P.L. (1978). *The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. Mc Graw Hill, Maidenhead.
- Balasubramaniam, A.S. (1969). *Some factors influencing the stress-strain behaviour of clay*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
- Bishop, A.W. (1959). *The principle of effective stress*. Tekniske Ukeblad, 106 (39), 859-863
- Bishop, A.W. y Blight, G.E. (1963). *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. Géotechnique 13, 177-197.
- Boussinesq, J. (1876). *Essai théorique sur l'équilibre d'élasticité des massifs pulvérulents et sur la poussée de terres sans cohésion*. Mem. Acad. R. Belg., 40. Editado 1876, Gauthier-Villars, Paris.
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villars, Paris. Nueva edición, 1969, Blanchard, Paris.
- Brand, E.W. (1981). *Investigations for the restoration of the Phra Pathom Chedi pagoda*. Proc. 10th. Int. Conf. Soil. Mech., Stockholm, 4, 853-854.
- Burland, JB (2002). *A tale of two towers: Big Ben and Pisa*. The Royal Academy of Engineering, London.
- Burland, JB, Jamiolkowski, M. y Viggiani, C. (1998). *Stabilising the leaning tower of Pisa*. Bull Eng. Geol Env. 57, 19-99.
- Burland, JB, Jamiolkowski, M. y Viggiani, C. (2002). *Preserving Pisa's Tower*. Civil Engineering, 72(3).
- Casagrande, A. (1960). Translation of *Introduction to Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage (1925)*. In: From theory to practice in soil mechanics, Wiley, New York.
- Calladine, C.R. (1969). *Engineering Plasticity*. Pergamon Press. Oxford
- Collin, A. (1846). *Recherches expérimentales sur les glissements des terrains argileux*. Carilian-Goeury et Dalmont, Paris.
- Cook, G. (1951). *Rankine and the theory of earth pressure*. Géotechnique, 2, 271-279
- Coulomb, C.A. (1773). *Essai sur une application des règles des maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mémoires de Mathématiques et de Physique présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers savants, et lus dans ses Assemblées, 7, 343-382 (publicado en 1776)
- Coulomb, C.A. (1821). *Théorie des Machines Simples, en ayant égard au frottement de leurs parties et a la roideur des cordages*. Bachelier, Libraire, Paris
- Darcy, H.P.G. (1856). *Les fontaines publiques de la Ville de Dijon*. Delmont, Paris.
- De Boer, R. (1999). *Theory of Porous Media. Highlights in the Historical Development and Current State*. Springer. Berlin

- Febex (2000). *Full-scale engineered barriers experiment for a deep geological repository for high level radioactive waste in crystalline host rock*. Final Report. Technical Publication 1/2000. ENRESA, Madrid.
- Fillunger, P. (1936). *Erdbaumechnik?*. Selbstverlag des Verfassers, Viena.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. y Elson, W.K. (1985). *Piling Engineering*. Surrey University Press.
- Fredlund, D.G. y Rahardjo. H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley. N.Y.
- García Gamallo, A.M. (1997). *La evolución de las cimentaciones en la historia de la arquitectura, desde la prehistoria hasta la primera revolución industrial*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Gens, A. (1995). *Constitutive laws*. Chapter 2 : Modern issues in non-saturated soils (A. Gens, P. Jouanna, B.A. Schrefler, eds.), Springer-Verlag, Wien, 129-158.
- Gens, A. (2003). *The role of geotechnical engineering in nuclear energy utilisation*. Special Lecture. 13th. Europ. Con. on Soil Mechanics, 3: 25-67.
- Gens, A. y Alonso, E.E (1992). *A framework for the behaviour of unsaturated expansive soils*. Canadian Geotechnical Journal. 29, 1013-1032.
- Gens, A. y Nova, R. (1993). *Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks*. Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks (Anagnostopoulos, A. et al., eds). A.A. Balkema, Rotterdam. 1, 485-494.
- Gens, A. y Olivella, S. (2001). *THM phenomena in saturated and unsaturated porous media*. Revue française de génie civil, 5, 693-717.
- Gens, A. y Potts, D.M. (1988). *Critical State Models in Computational Geomechanics*. Engineering Computations 5, 178-197.
- Gili, J.A. y Alonso, E.E. (2002). *Microstructural deformation mechanisms of unsaturated granular soils*. Int. J. for Numerical and Analytical Meth. in Geomech., 26, 433-468
- Golder, H.Q. (1948). *Coulomb and earth pressure*. Géotechnique, 1, 66-71.
- Herodotus (s. V a.C.). *The Histories*. Traducción de A. de Sélincourt, Penguin Books, 1954, London.
- Jimenez Salas, J.A. (1982). *Aportaciones científicas españolas a la Geotecnia*. Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Madrid.
- Kerisel, J. (1975). *Old structures in relation to soil conditions*. Rankine Lecture. Géotechnique, 25, 433-483.
- Kerisel, J. (1985). *The history of geotechnical engineering up until 1700*. Golden Jubilee Volume. Proc. 11th. Int. Conf. Soil Mechanics, San Francisco, 3-93. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Kerisel, J. (1987). *Down to earth. Foundations past and present: The invisible art of the builder*. Balkema, Rotterdam
- Lagioia, R., y Nova, R. (1995). *An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression*. Géotechnique, 45, 633-648.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1968). *Soil Mechanics*. Wiley. N.Y.
- L'Orme, Ph. de (1626). *Architecture*. Chez Regnaud Chaudière, Paris.
- Nova, R (2002). *Fondamenti di meccanica delle terre*. McGraw Hill. Milano.
- Peck, R.B. (1985). *Last Sixty Years*. Golden Jubilee Volume. Proc. 11th. Int. Conf. Soil Mechanics, San Francisco, 123-133. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Perronet, J.R. (1769). *Mémoire sur l'éboulement qui arrive quelques fois a des portions des montagnes et autres terrains, élevés ; et sur les moyens de prévenir ces éboulements et de s'en*

- garantir dans plusieurs circonstances*. Paris (sin editor). Editado como Oeuvres de M. Perronet, 2ª ed., 1788, 631-643, Didot, Paris.
- Poncelet, J.-V. (1840). *Mémoire sur la stabilité des revêtements et des leurs fondations*. Bachelier, Paris.
- Potts, D.M. y Burland, J.B. (2000). *Development and application of a numerical model for simulating the stabilisation of the Leaning Tower of Pisa*. Developments in Theoretical Geomechanics (Smith, D.W y Carter, J.P., eds.). A.A. Balkema, Rotterdam.
- Rankine, W.J.M. (1857). *On the stability of loose earth*. Phil. Trans. Royal Soc., 147, 9-27.
- Rankine, W.J.M. (1861). *A Manual of Applied Mechanics*. Griffin & Bohn, London
- Rankine, W.J.M. (1862). *A Manual of Civil Engineering*. Griffin & Bohn, London
- Reynolds, O. (1885). *On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact*. Phil. Mag. 5th Series 20, 469-481.
- Reynolds, O. (1887). *Experiments showing dilatancy, a property of granular material possibly connected with gravitation*. Proc. Roy. Inst. London, 11, 354-363.
- Roscoe, K.H. y Burland, J.B. (1968). *On the generalised stree-strin behaviour of 'wet' clay*. Engineering Plasticity (J. Heyman y F.A. Leckie, eds.), Cambridge University Press, 535-609.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. y Worth, C.P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, 8, 22-52.
- Schofield, A. N. y Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill. London.
- Skempton, A.W. (1949). *Alexander Collin, a note on his pioneer work in soil mechanics*. Géotechnique, 1, 215-222.
- Skempton, A.W. (1960). *Significance of Terzaghi's concept of effective stress*. In: From theory to practice in soil mechanics, Wiley, New York.
- Skempton, A.W. (1979). Landmarks in early soil mechanics. Proc. 7th Europ. Conf. Soil Mechanics, Brighton. 5, 1-26.
- Skempton, A.W. (1985). *A history of soil properties, 1717-1927*. Golden Jubilee Volume. Proc. 11th. Int. Conf. Soil Mechnics, San Francisco, 95-121. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York.
- Terracina, F. (1962). *Foundations of the tower of Pisa*. Géotechnique, 12, 3
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke, Leipzig/Viena.
- Terzaghi, K. (1925). *Principles of Soil Mechanics*. Engng. News Record, 95, 19:742-746, 20: 796-800, 21: 832-836, 22: 874-878, 23: 912-915, 25: 987-999, 26: 1026-1029, 27: 1064-1058. Edición 1926 de Mc Graw Hill, New York.
- Terzaghi, K. (1936). *The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear*. Proc. of the 1st International Conference on Soil Mechanics, Cambridge, Mass. 1, 54-56.
- Terzaghi, K. (1939). *Soil Mechanics: a new chapter in Engineering Science*. Proc. Inst. Civil. Eng., 12, 106-142.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New York.
- Terzaghi, K. y Frölich, O.K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Deuticke, Leipzig/Viena.
- Terzaghi, K. y Frölich, O.K. (1937). *Erdbaumechanik und Baupraxis: Eine Klarstellung*. Deuticke, Leipzig/Viena.

- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1st Ed. Wiley. New York.
- Timoshenko, S.P. (1953). *History of strength of materials*. Mc Graw Hill, New York.
- Vasari, G., (1566). *Le Vite de' Piu Eccellenti Pittori, Scultori, e Architettori*. Firenze.
- Villar, M.V., Lloret, A. y Romero, E. (2004). *Final report on thermo-hydro-mechanical laboratory tests*. Deliverable 17-3, Febex project.
- Vitruvius P., M., (s. I a.C.). *The Ten Books of Architecture*. edición de 1955, Heineman, London.
- Vitruvius P., M., (s. I a.C.). *De Architectura*. Traducido por M. Urrea. Edición Facsímile. Albatros Ediciones, 1978, Valencia.
- Wood, D.M. (1990). *Soil behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.