

geotecnia



ÓRGANO OFICIAL DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA, A. C.

Edición
especial

ABRIL 2023



HOMENAJE A EULALIO JUÁREZ BADILLO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO (UNAM)

Dr. Enrique Graue Wiechers Rector	Dr. Leonardo Lomelí Vanegas Secretario General
Dr. Alfredo Sánchez Castañeda Abogado General	Dr. Luis Álvarez Icaza Longoria Secretario Administrativo
Dra. Patricia Dolores Dávila Aranda Secretaria de Desarrollo Institucional	Lic. Raúl Arcenio Aguilar Tamayo Secretario de Prevención, Atención y Seguridad Universitaria
Dr. William Henry Lee Alardin Coordinador de la Investigación Científica	Dra. Guadalupe Valencia García Coordinadora de Humanidades
Dra. Diana Tamara Martínez Ruiz Coordinadora para la Igualdad de Género	Dra. Rosa Beltrán Álvarez Coordinadora de Difusión Cultural
Mtro. Néstor Martínez Cristo Director General de Comunicación Social	Mtro. Rodolfo González Fernández Director de Información

INSTITUTO DE INGENIERÍA (IIUNAM)

Dra. Rosa María Ramírez Zamora Directora	Dra. Norma Patricia López Acosta Secretaria Académica
Dr. David Murià Vila Subdirector de Estructuras y Geotecnia	Lic. Salvador Barba Echavarría Secretario Administrativo
Dra. Rosa María Flores Serrano Subdirectora de Hidráulica y Ambiental	Arq. Sebastián Israel Martínez Bucio Secretario Técnico de Infraestructura Física
Dr. Arturo Palacio Pérez Subdirector de Electromecánica	Ing. Marco Ambriz Maguey Secretario de Telecomunicaciones e Informática
Dr. Germán Buitrón Méndez Subdirector de Unidades Académicas Foráneas	Mtra. María del Rocío Cassaigne Hernández Secretaria Técnica de Vinculación

COORDINACIÓN DE GEOTECNIA (IIUNAM)

Investigadores	Técnicos Académicos
Dr. Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard	Dr. Leonardo Alcántara Nolasco
Dr. Eduardo Botero Jaramillo	Dr. Osvaldo Flores Castellón
Dra. Norma Patricia López Acosta	Dr. Mario Flores Guzmán
Dr. Miguel Ángel Mánica Malcom	Mtro. Rogelio Regino Hernández Hernández
Dr. Juan Manuel Mayoral Villa	Dr. Roberto Magaña Del Toro
Dr. Manuel Jesús Mendoza López	Mtro. Edgar Méndez Sánchez
Dr. Efraín Ovando Shelley	
Dra. Alexandra Ossa López	
Dr. Miguel Pedro Romo Organista	



Mesa Directiva 2023-2024

Presidente

Ricardo Enrique Ortiz Herмосillo

Vicepresidenta

Natalia del Pilar Parra Piedrahita

Secretario

Miguel Ángel Mánica Malcom

Tesorera

María del Carmen Cabrera Velázquez

Vocales

María Elena Acevedo Valle

Jorge Armando Rábago Martín

Yary Yanela López Calix

Giovanni A. Quintos Lima

Yoleida del Valle Suárez Arellano

Gerente

Brenda Aguilar Silis

Delegaciones regionales

Baja California

Michoacán

Occidente

Puebla

Querétaro

Tabasco

Veracruz

Representaciones

Chiapas

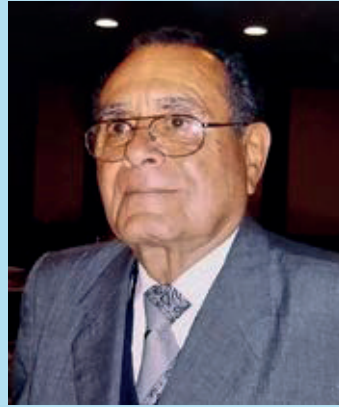
Ciudad Juárez

Irapuato

Mérida

Monterrey

Eulalio Juárez Badillo, 1926 - 2023 Homenaje póstumo



“Todo fenómeno de la naturaleza es susceptible de ser expresado por proporciones de manera ordenada y sencilla”

Dr. Eulalio Juárez Badillo, Emerging artificial intelligence methods in structural engineering, 2010.

El pasado 8 de abril de 2023 falleció el doctor Eulalio Juárez Badillo a la edad de 97 años. La Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica expresa sus más sentidas condolencias a su familia, colegas y amigos.

El doctor Juárez Badillo fue socio fundador de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), ahora Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG); fundador del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Profesor Emérito de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y maestro de innumerables generaciones. Fue coautor de varios libros, tres de ellos reconocidos en escala internacional: Fundamentos de la mecánica de suelos, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos y Flujo de agua en suelos.

El Consejo Editorial de la revista *Geotecnia* presenta este número especial que contiene trabajos relacionados con los temas de investigación que el doctor Juárez Badillo desarrolló durante su vida profesional. Representa un esfuerzo de varios socios de la SMIG con el fin de entregarlo en su homenaje póstumo el 12 de abril de 2023. Este homenaje se organizó en colaboración con las siguientes personas e instituciones: Rosa María Ramírez Zamora, directora del Instituto de Ingeniería de la UNAM; Jorge Serra Moreno, presidente del Colegio de Ingenieros Civiles de México; Antonio Hernández Espriu, director de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, y Salvador Fernández Ayala, presidente de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres. Igualmente, se agradece la participación en la organización de este homenaje a Norma Patricia López Acosta, Walter Paniagua Zavala y Rigoberto Rivera Constantino.

Ricardo Enrique Ortiz Herмосillo
Presidente
Mesa Directiva 2023-2024

Síguenos en



@smiggeotecnia



Sociedad Mexicana
de Ingeniería Geotécnica



inggeotec



Geotecnia, año 12, Edición especial, abril 2023, es una publicación editada por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C. Valle de Bravo 19, colonia Vergel de Coyoacán, alcaldía Tlalpan, CP 14340, teléfono (55) 5677 3730 · www.smig.org.mx. Editor responsable: Carlos Roberto Torres Álvarez. Reserva de Derechos al Uso Exclusivo núm. 04-2017-060819470900-102, otorgada por el Instituto Nacional del Derecho de Autor. ISSN: en trámite. Responsable de la última actualización de este número: Ediciones de la Sierra Madre, S.A. de C.V., 8 de Septiembre 42-2, colonia Daniel Garza, alcaldía Miguel Hidalgo, CP 11830, Ciudad de México. Fecha de última modificación: 28 de febrero de 2023.

Los artículos firmados son responsabilidad de los autores y no reflejan necesariamente la opinión de la SMIG. Los textos publicados, no así los materiales gráficos, pueden reproducirse total o parcialmente siempre y cuando se cite la revista Geotecnia como fuente. Para todo asunto relacionado con la revista Geotecnia, dirigirse a helios@heliosmx.org.

Contenido



SEMBLANZAS

- 3** Nunca marchar con la vida: danzar con ella
Sol K. Levin Rojo
- 18** Un hombre bueno y generoso
Ricardo Rubén Padilla Velázquez
- 20** Una vida dedicada a la investigación y a la formación de geotecnistas
Raúl Flores Berrones
- 21** Un hombre de primera magnitud
Raúl Vicente Orozco Santoyo
- 23** **CONVERSANDO CON...**
Estoy muy contento con lo que he logrado en la vida

ARTÍCULOS TÉCNICOS

- 27** Failure Theory for Clays
Eulalio Juárez Badillo
- 37** General Compressibility Equation for Soils
Eulalio Juárez Badillo
- 45** Geotechnical Problems in Designing an Apron on Ancient Texcoco Lake
L. M. Aguirre Menchaca, E. Juárez Badillo, M. Zárate Aquino

PORTADA: EULALIO JUÁREZ BADILLO
FOTO: SMIG

Dirección general

Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

Dirección ejecutiva

Natalia del Pilar Parra Piedrahita

Consejo Editorial

Juan de Dios Alemán Velásquez
Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard
Roberto Avelar Cajiga
María del Carmen Cabrera Velázquez
Jorge E. Castilla Camacho
Francisco Alonso Flores López
Moisés Juárez Camarena
Germán López Rincón
Raúl López Roldán
Miguel Ángel Mánica Malcom
Héctor Moreno Alfaro
Rodrigo Murillo Fernández
Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo
Alexandra Ossa López
Walter Iván Paniagua Zavala
Margarita Puebla Cadena
Luis Bernardo Rodríguez González
Juan Jacobo Schmitter M. del C.
Guillermo Springall Cáram †
Carlos Roberto Torres Álvarez

Comercialización

Brenda Aguilar Silis

Realización



HELIOS comunicación
+52 (55) 29 76 12 22

Dirección ejecutiva

Daniel N. Moser da Silva

Dirección editorial

Alicia Martínez Bravo

Contenidos

Ángeles González Guerra

Diseño

Diego Meza Segura

Dirección comercial

Daniel N. Moser da Silva

Comercialización

Laura Torres Cobos

Difusión

Bruno Moser Martínez

Dirección operativa

Alicia Martínez Bravo

Nunca marchar con la vida: danzar con ella

El doctor Eulalio Juárez Badillo creció en Ciudad Victoria, capital de Tamaulipas, que está en la falda oriental de la Sierra Madre Oriental. La imponente serranía domina la mirada desde cualquiera de sus calles. “Cuando yo era un niño que estaba en la primaria mi inquietud era: ¿qué hay detrás de la montaña? Está la montaña, estoy yo, está mi familia, pero ¿qué hay atrás de la montaña? Esa inquietud la he tenido toda mi vida hasta el presente”, recuerda el doctor Eulalio Juárez Badillo, vestido de bata blanca y ante su escritorio en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. En un repaso de su larga y productiva vida, reiteradamente muestra su acuerdo con el postulado del pionero de la psicología en México, Santiago Ramírez: infancia es destino.

Casi a la vuelta del siglo XX, un liberal tamaulipeco apellidado Juárez quiso rendir, en el nombre de su hijo, un homenaje al presidente que había defendido a México de las invasiones extranjeras, había promulgado leyes que propendían al desarrollo de la patria y había formado parte de las ligas masónicas entre las cuales se dio la verdadera lucha política del siglo



De meses. Leyenda manuscrita al reverso reza: “Se retrató este nene el día 2 de agosto de 1927”. Ciudad Victoria. Col. Juárez Badillo.

XIX mexicano. Fiel a esa formación, Benito Juárez Ochoa, que sería padre de Eulalio, siguió la carrera de las leyes y se unió a una agrupación masónica.

No resultaba extraño, entonces, que al ser joven, Benito Juárez Ochoa se uniera a las luchas revolucionarias que, tras la caída del Porfiriato, recorrían el país y traían, con sus luchas, nuevos aires a la vida nacional. Estas decisiones en ese tiempo eran usuales entre aquellos hombres que tenían al mismo tiempo una preparación profesional y acuciantes inquietudes sociales.

Corría la década de 1920 cuando Juárez Ochoa se casó con Tula Badillo, hija de un ingeniero agrícola, crecida a la manera tradicional de las mujeres del norte: guapa, de recia personalidad, muy trabajadora y profundamente religiosa. Tula era disciplinada y formó una familia muy uni-

da. El matrimonio Juárez Badillo pertenecía, por origen, a la clase media que tenía en alto valor la educación y se formó en un momento en el que la sociedad tamaulipeca vibraba todavía con el dolor de la lucha revolucionaria.

Compañero de Emilio Portes Gil, Benito Juárez Ochoa, por sus convicciones liberales, había apoyado



Con su hermanita Elsa, el pequeño Eulalio Juárez Badillo toma uvas. Ella nació en mayo de 1928. Ciudad Victoria, 1929. Col. Juárez Badillo.

la revolución de Agua Prieta y formó parte del Partido Socialista Fronterizo, fundado en 1920 por el mismo Portes Gil quien, a la sazón, era gobernador de Tamaulipas. Cuando nació su primogénito, el 1° de noviembre de 1926, los Juárez Badillo vivían en la Ciudad de México, pues don Benito era diputado por Tamaulipas en la XXII Legislatura, que comenzó en septiembre de ese mismo año.

Juárez Ochoa se oponía a que el niño llevara también el nombre de Benito, puesto que para él había resultado una dura carga llevar el nombre del héroe de la Reforma y desde niño había sido objeto de chanzas escolares, pero la abuela paterna insistió en continuar con la tradición de que el hijo llevara el mismo ilustre nombre, se impuso, y así fue bautizado y registrado: Benito Juárez y Badillo. Como buen abogado liberal, sin embargo, el padre ignoró esas veleidades maternas y siempre llamó al niño con el nombre del abuelo materno: Eulalio. Como Eulalio, quedarían también todos sus registros escolares hasta que se advirtiera la discrepancia casi 20 años después.

Casi al año de edad, el pequeño Eulalio fue fotografiado, vestido de blanco, ya sobre sus pies. En la foto sonríe, casi puede verse la carcajada y no se ha quedado quieto para la foto, que retrata desde entonces su carácter bromista e inquieto. La familia vuelve en ese año a Ciudad Victoria, pues las vicisitudes políticas hacen necesario que el diputado Juárez Ochoa asuma de manera interina la gubernatura del estado entre junio y agosto de 1927.

La capital tamaulipeca es una ciudad de traza colonial, cuadrículada por calles de doce metros de ancho y sobrias casas de altos techos, construidas con muros de ladrillo o de sillar que sostienen cubiertas de terrado o de lámina acanalada. Poco ornamentadas, las construcciones suelen bordear las calles de tierra y asomar a ellas angostos balcones enrejados con barrotes de metal o de madera. Apenas en 1923 una red de agua potable y saneamiento había cubierto el primer cuadro de la ciudad.

En 1928 nace Elsa, la primera hermana de Eulalio. En Ciudad Victoria la familia ocupa una casa de dos pisos, con huerta, pozo y corral. Describe Eulalio (entrevista personal, 9 de marzo de 2006):

Era una casa hecha por mi abuelo –tres mil metros cuadrados–, una casa antigua, hecha de sillares con muros muy anchos. En la huerta mi madre tenía marranos, tenía gallineros, llegamos a tener vacas y allí se ordeñaban; también teníamos magueyes, de donde se sacaba el agua de miel. Ahí tenía mi campo de tiro, mi campo para jugar volibol y todo. Yo regaba la huerta; nada más teníamos una nana que era la cocinera y hacía la limpieza de la casa, pero la huerta yo la atendía. Había aguacates, naranjos, guayabos y dos piletas que mandó construir mi mamá, pequeñas, donde a veces nos bañábamos.

Los chicos crecen entre frutales; en el gran patio accionan una bomba de mano para obtener el agua fresca para las necesidades domésticas y de la huerta. A la sombra de los árboles se aguanta mejor el calor... Aprenden en el hogar las primeras letras y ocupan su tiempo entre juegos, cuentos y pequeñas labores en la huerta y la casa.

“Los lugares en los que pasa la infancia se le graban a uno mucho. Como mi infancia fue en Ciudad Victoria, cuando me refiero a ella lo hago como la capital del mundo, sucursal del cielo, próximamente puerto de mar”, ríe el doctor.

Entre 1929 y 1932, Benito, su padre, ocupa el cargo de procurador general de Justicia de Tamaulipas. Cuando concluye su encargo, Benito pelea la candidatura para gobernador, pero como no la obtiene, se ve obligado a salir de Tamaulipas por algunos años. La familia vive

un tiempo en la capital, en la calle de Coahuila, colonia Roma. Entonces la ciudad era pequeña; el ingeniero recuerda: “en la colonia Roma prácticamente se acababa la Ciudad de México, se alejaba uno un par de cuadras y todo era sembradíos; lo que ahora es el Viaducto yo lo llegué a conocer como río”. Pasaron también un par de años en Guanajuato, donde Juárez Ochoa era juez federal y Eulalio festejó su octavo cumpleaños.

Al regresar a Ciudad Victoria, en 1935, el matrimonio inscribe a los chicos en la primaria Lauro Aguirre. Eulalio entra casi directamente al segundo grado, pues según relata: “cumplí ocho años y medio sin ir a la escuela. Mi padre me enseñó a leer y a escribir en la casa, con letra de imprenta. En mayo y junio, los últimos dos meses de la escuela, mi madre nos inscribió a los dos a primer año. Yo pasé porque ya sabía leer y escribir, pero todavía me acuerdo de que en primer año la maestra nos dictaba: ‘punto y aparte’, y yo escribía ‘punto y aparte’, y dictaba ‘coma’, y yo escribía ‘coma’, porque no me habían enseñado el uso de la coma ni del punto y aparte”.

Para recorrer el kilómetro y medio que había hasta la escuela tomaban la “julía”, el transporte colectivo, una



Atrás, Juvencio, Benito y Fermín Juárez Ochoa. Al frente, Eulalio Juárez Badillo en su carrito. Probablemente Tampico, ca. 1932. Col. Juárez Badillo.

wagoneta abierta con dos bancas a lo largo para cinco pasajeros cada una. Al año siguiente, recibió como regalo una bicicleta y pudo ir solo a la escuela. Más adelante, también llevaría a su hermana en la bici.

Con ocasión de este regalo, Eulalio se entera de una de las verdades de la vida. Recuerda:

De joven sentía mucho agradecimiento hacia mi padre porque me dijo dos grandes verdades. Cuando yo estaba en el segundo año quería una bicicleta. Mi padre me dijo que era cara, y yo le dije: ‘papá, pues se la voy a pedir a Santa Clos’, y ya me reveló quién era; me acuerdo que llegué a mi adolescencia y le tenía gran agradecimiento a mi padre por haberme dicho esa verdad. Y la otra verdad, también siendo niño, fue que alguna ocasión me dijo cómo se hacían los niños, que no los traía la cigüeña; también pasaron los años y tenía agradecimiento a mi padre por habérmelo enseñado.

La escuela Lauro Aguirre era una escuela pública, pequeña y mixta. Estaba en una construcción antigua, pero durante 1937 los alumnos asistieron a clases en la escuela anexa a la Normal, y para cuarto año Eulalio y sus compañeros estrenaron un nuevo plantel para la Lauro Aguirre. Eran tiempos en los cuales el país estaba haciendo un enorme esfuerzo para abatir los grandes rezagos educativos herencia del Porfiriato y la revolución armada. “Yo siempre tuve fama de ser buen alumno, aunque no sacaba el primer lugar. Me acuerdo de que en cuarto o sexto de primaria dieron primero, segundo y tercer lugar; a mí me dieron mención honorífica, porque había hecho muy bien las cosas, pero no alcanzaba el primer lugar. Las matemáticas siempre me llamaron mucho la atención.”

Durante estos años escolares la familia creció, pues sus hermanos Magda, Dea y Carlos Héctor nacieron en 1932, 1935 y 1937, respectivamente. En casa no había radio y las diversiones eran los juegos, el paseo por la plaza y la vida casi campirana, se diría que deliberadamente austera. “El primer radio lo escuché en segundo año de secundaria; sin embargo, en la primaria tenía caballo, andaba a caballo, y de rifle tenía el .22. Era amigo del hijo del gobernador Marte R. Gómez y salíamos a andar a caballo. Mi padre era el magistrado del Supremo Tribunal de Justicia. Al principio empezamos a salir en caballos de mi amigo, quien tenía caballeriza, pero después mi madre me compró uno. Creo que le costó treinta pesos. Era baratón, pero ya salía en mi propio caballo. Yo me encargaba de todo: le daba de comer, lo bañaba”.

El progresista ingeniero agrícola Marte R. Gómez, gobernador del estado entre 1937 y 1940, le dio gran importancia a la formación de las nuevas generaciones;



A los 8 años, Eulalio Juárez Badillo ante un kiosco. Probablemente en Guanajuato, 22 de octubre 1933. El sello al reverso dice: La foto Madero 42. Col. Juárez Badillo.

no solamente aumentó la infraestructura educativa, sino que inauguró en 1938 el estadio tipo olímpico que hoy lleva su nombre en Ciudad Victoria.

Eulalio inicia la segunda enseñanza en la Escuela Secundaria del Estado, en la capital tamaulipeca, pero en 1942 la familia se muda a Tampico, donde ingresa al Instituto Froebel, en el que cursaría también la preparatoria.

Tampico había sido una ciudad dominada por la industria petrolera, cuya población había crecido doce veces y había llegado a los 120 mil habitantes entre 1900 y 1930. Esta bonanza económica, muy ligada a la presencia de empresas extranjeras, había hecho de Tampico una ciudad moderna y un puerto de altura muy bien equipado. Un documento reciente de la Sociedad para el Rescate del centro histórico de Tampico detalla que “El estilo de los edificios de oficinas, comercios y hoteles del Centro Histórico tiene una influencia norteamericana marcada por sus materiales, proporción de vanos y las cornisas que rematan los edificios. Esta influencia la obtuvieron básicamente de los estados de Texas y Louisiana; el primero, por la cercanía por tierra y la relación con las empresas petroleras, y el segundo, por la dominancia comercial y portuaria de Nuevo Orleans. La influencia de esto último se refleja en la herrería y en

los barandales que aún se pueden apreciar en la plaza de la Libertad”.

La producción local de petróleo había decaído desde la década de los 20, no así la vitalidad económica de Tampico, cuya actividad preponderante en 1938 era, precisamente, la portuaria. Además del petróleo, desde aquí se daba entrada y salida a toda clase de productos. El puerto estaba comunicado por ferrocarril con Monterrey, que ya destacaba como núcleo industrial, y con el centro del país. Era notable la efervescencia sindical tanto de petroleros como de alijadores en el marco de la vida urbana de Tampico, que era más notable que la de Ciudad Victoria.

Eulalio vive su adolescencia en medio de esta actividad pujante, pero siguiendo las duras exigencias de orden de parte de su padre, poco suavizadas por la estricta moral cristiana materna. En la secundaria, recuerda Eulalio, tomó muchas materias que ya no se imparten en ese nivel: “llevé Química Inorgánica, Química Orgánica, Cosmología [...] Creo que es algo que debía darse. Mi padre reconocía la estrella polar y las constelaciones, me hablaba de ellas. Creo que son importantes, pero esas materias ya no se dan”.

Sus años de bachiller coinciden con la efervescencia de la Segunda Guerra Mundial. Por la actividad portuaria, petrolera y de comercio exterior, a Tampico le afectaba directamente la situación bélica. Las poderosas organizaciones sindicales y cooperativas tampiqueñas estaban conscientes del esfuerzo económico que la guerra exigía, y las preocupaciones por sustituir la importación y desarrollar la técnica se hallaban en el aire.

Para 1942, año en el que la familia Juárez Badillo se mudó al puerto, Tampico contaba con múltiples servicios, calles pavimentadas, colegios superiores tanto públicos como privados —como el mismo Instituto Froebel y el Instituto Cervantes—, y además, por ser entrada del Golfo, era asiento de diversas colonias extranjeras, como la de la diáspora libanesa, los ingleses y norteamericanos, que tenían intereses industriales y comerciales, y la más reciente de los exiliados republicanos españoles.

A pesar de esta gran cantidad de influencias, en Tampico privaba una fuerte tradición católica que databa de tiempos coloniales y quizá estaba acendrada, precisamente, a fin de mantener el contraste y la diferencia de la comunidad local con el cosmopolitismo que caracterizaba la vida portuaria. “Yo crecí entre dos ideas extremas: mi madre, católica; mi padre, masón; pero de niño como que no influía mucho en mí ni una ni la otra cosa. Mi padre creía que yo pensaba como mi madre, y mi madre creía que pensaba como mi padre, aunque yo no tenía inclinación arraigada. Ahí está la mentalidad dual”.

La entrada de México en la guerra, al lado de los aliados, añade zozobra al ambiente. El más importante



Eulalio, de pie, con sus hermanos, su madre y su tía Gertrudis. Ca. 1947. Col. Juárez Badillo.

puerto petrolero del Golfo se convirtió en una plaza a la defensiva. Una vecina de Tampico testimonia que “La guerra era una constante amenaza; habían hundido dos grandes barcos-tanques de Petróleos, los más famosos y precisamente frente a las costas de Estados Unidos, habían hundido el ‘Potrero del Llano’. En Tampico todo era silencio y oscuridad, no podíamos transitar de noche por las calles, más que con lámparas de mano y tapadas, para que iluminaran el camino no más de lo necesario” (Torres, 1987:163).

En este ambiente de guerra, Eulalio termina la preparatoria en 1945. Había llegado el momento de decidir su futuro. “De haber sabido que existía la carrera de Física o de Matemáticas, tal vez me habría inclinado por ellas, pero de niño uno oye lo popular: ‘¿qué quieres ser, ingeniero, médico o abogado?’ Y pues ser médico me interesaba, pero sentía que no tenía vocación; ser abogado no me interesaba; y ser ingeniero, pues tenía matemáticas, y la cosa de los materiales, las construcciones y estudiar la física del universo”. Entre estas opciones, Eulalio elige por sus aptitudes naturales a la ingeniería, y le da gusto a Tula, su madre, que siempre había querido que su hijo siguiera los pasos del abuelo materno: ingeniero agrícola de Chapingo.

En septiembre concluye por fin la Segunda Guerra Mundial, ante una devastadora demostración del po-

der de la tecnología, hija de la ciencia aplicada, con la explosión de dos bombas atómicas. Esta será, desde ese momento, una preocupación para el joven Eulalio: “¿cómo puede el conocimiento científico tomar derroteros destructores, en lugar de ocuparse de hacer mejor la vida de los hombres?”.

Comenzada la campaña electoral por la presidencia de Miguel Alemán, Eulalio se traslada a la Ciudad de México para preparar su ingreso en la Escuela Nacional de Ingeniería, que todavía tenía su sede en el antiguo Palacio de Minería.

Eulalio se hospeda en la casa de asistencia propiedad de amistades familiares, frente a la iglesia de la Sagrada Familia, en la colonia Roma, donde también albergaban a otros estudiantes. Aquí vivió durante 1946 su primer año en la Escuela de Ingeniería.

La Escuela Nacional de Ingeniería compartía con otras dependencias de la Facultad de Ciencias Físico-Matemáticas las instalaciones del palacio de la calle Tacuba, construido 150 años antes por Manuel Tolsá. Dirigía la Escuela Alberto J. Flores, elegante y bromista, que conocía a todos los alumnos y al personal por su nombre. La ubicación del Palacio de Minería favorecía el contacto de los estudiantes con la música, la pintura y la historia, pues podían visitar los museos y el Palacio de Bellas Artes. También facilitaba la relación entre



Aún novios, con Bertha Elena. Monterrey, 1951. Col. Juárez Badillo.

alumnos, profesores y servidores públicos, ya que las instalaciones universitarias, las oficinas públicas y una gran variedad de cafés —como el París o el Sanborns de Madero—, boliches, billares y otros centros de reunión se concentraban en unas cuantas manzanas al poniente y al norte del Zócalo.

La convivencia resultaba estimulante y permitía a los estudiantes acercarse a temas y a protagonistas de la actualidad académica, política y cultural del país, como describe el físico Juan Manuel Lozano (2003), condiscípulo de Eulalio:

[...] puedo decir que el café París era algo así como el centro cultural de México. En primer lugar, el café era muy bueno y, en segundo lugar, el ambiente era interesantísimo; al café iban ingenieros, físicos y matemáticos, como era de esperarse, pero también había filósofos, historiadores, poetas, pintores, grabadores, músicos,

políticos, adivinos y algunos otros tipos raros. Podía uno sentarse a estudiar en el café sin límite de tiempo, pero también se podían escoger muy variados temas de conversación: [...] de una tocata para percusiones o de la pasión según San Mateo; de fútbol o de toros y, por supuesto, se discutía mucho de física y de matemáticas, escribiendo ecuaciones en una servilleta.

Dos sucesos marcaron a Eulalio durante el segundo año de la carrera. El primero fue que por el divorcio de sus padres, recién ocurrido, y por el interés de su madre, Tula, en la educación de los hijos, la familia se trasladó en su totalidad a la Ciudad de México. Tula, Eulalio y sus hermanos vivieron en una casa de la calle de Bajío en la colonia Roma Sur. El otro suceso fue el descubrimiento de la carrera de Matemáticas.

“En el segundo año de Ingeniería Civil una vez, cuando tenía horas libres, me metí a una clase de Agustín Anfossi, y dije: ‘¿Qué es esto? Esto no es Ingeniería Civil’. Yo no estaba muy enterado de que la Facultad de Ciencias estaba en el mismo edificio de Minería y después ya supe que había carreras de Matemáticas, de Física... siempre he tenido mucha facilidad para las matemáticas, y me interesó mucho. La clase que me animó a estudiar esa disciplina era la historia de las matemáticas. En efecto, la Facultad era poco conocida, según relata el ya citado Lozano Mejía (ídem), que llegaría a dirigirla: “Al terminar la prepa era necesario escoger una carrera profesional, y pensé que la más adecuada para aprender más física y matemáticas era ingeniería. Yo no sabía que existía una Facultad de Ciencias, por eso escogí ingeniería; esto es totalmente explicable: casi nadie sabía que había Facultad de Ciencias”.

Mientras Eulalio comenzó a entrar como oyente a las clases de matemáticas cada vez que podía, su hermana Elsa comenzó a estudiar Química en la Berzelius —escuela que se convertiría en la Universidad Iberoamericana—. Además, Eulalio ayudaba a su madre, pues tuvo que asumir el papel de hombre de la casa ante sus hermanos menores.

Para el tercer año universitario, en 1948, además de Ingeniería, Eulalio se inscribió también en Matemáticas. Pudo revalidar la mayor parte de las materias ya cursadas y destacarse en ambas carreras: “Uno de los grandes maestros que tuve fue Nápoles Gándara. Con él llevé Vectores; empezamos como tres o cuatro alumnos y creo que terminamos dos. En el siguiente año llevé Geometría Diferencial, y era su único alumno. Posteriormente también estudié Geometría Riemanniana con él mismo, saqué 10 y como que tenía buena fama; en el tercer año de estudiar Matemáticas saqué el primer lugar”.

El año de 1950 marca el fin de los estudios de ingeniería de Eulalio; al tiempo que comenzó a hacer la

tesis, continuó estudiando la carrera de Matemáticas. Sus capacidades le permitieron también obtener empleo como ingeniero investigador en la Dirección General de Proyectos y Laboratorios, en la Secretaría de Obras Públicas (SOP).

Para Juárez Badillo los maestros más memorables pertenecen a su etapa universitaria: “Me gustaba mucho, por ejemplo, la alegría de Carlos Graef Fernández, la mística de Alfonso Nápoles Gándara, la profundidad de análisis de Alberto J. Flores en ingeniería; fueron de los grandes maestros que tuve.” Su desempeño también le valió para ser invitado por Nápoles, el legendario profesor que dirigía la Sociedad Matemática Mexicana, a los congresos y reuniones, así como a los de la Sociedad de Física.

En tanto, en casa había que ayudar a la mamá. Eulalio comenzó a dar clases en la Preparatoria Nacional y también consiguió apoyo para que su hermano pequeño ingresara a la escuela:

Agustín Anfossi, al que le escuché mi primera clase de matemática, era autor de un famoso libro de texto de secundaria. Cuando vino mi mamá a México, le pedí al profesor Anfossi que me ayudara a que mi hermano entrara al Colegio México, donde él daba clases. Yo buscaba un buen colegio. Aceptaron a mi hermano sin saber nada de él; de modo que cuando vieron sus antecedentes, ya no había remedio, pero a él no le gustaba el estudio y no duró. Cuando se tuvo que ir yo busqué que lo aceptaran en la Escuela Benito Juárez; el director vio sus antecedentes y no quería inscribirlo, [...] yo le dije: ‘Señor director, discúlpeme por favor por estar haciendo esto, pero le pido que me comprenda y que me permita ayudar a este muchacho para que siga estudiando’. Allí terminó la primaria.

Su hermana Elsa seguía en contacto por correo con las amistades de Tampico, entre ellas Bertha Elena Rodríguez, una muy querida compañera del Instituto Froebel, despertaba en Eulalio particular interés.

“A mi esposa la conocí cuando estaba yo en la preparatoria en Tampico. Ya me había casado con ella en una kermés; desde entonces me fijé en ella, era muy amiga de mi hermana. Tenían también otra amiga, Tita, y les decían ‘las

tres gracias’, porque siempre andaban juntas”. La familia de Bertha Elena se había visto en la necesidad de ir a vivir a Monterrey; cuando ella aceptó el cortejo de Eulalio, él iba a visitarla a la capital neoleonesa.

En esa misma temporada, en la Facultad, los intereses de Eulalio se iban afinando. “Yo estaba muy ligado a todos los investigadores en física y en matemáticas. Cuando terminé la carrera quise seguir la maestría. Nápoles Gándara y Alberto Barajas, que también fue mi maestro, me presentaron a Nabor Carrillo y seguramente hablaron muy bien, porque me apoyó mucho, me recomendó ir a Harvard a estudiar Mecánica de Suelos. Era una especialidad que sí me interesaba, aunque en la carrera uno va muy influido por estructuras, pero mecánica de suelos me atraía mucho, y Carrillo me animó.” En 1952, casi al fin de la carrera de Matemáticas, recomendado ante Arthur Casagrande, profesor de la especialidad en Harvard, es aceptado en esa reconocida universidad estadounidense para estudiar mecánica de suelos. La Secretaría de Obras Públicas le otorga una licencia laboral para poder especializarse en el extranjero. Manuel Sandoval Vallarta, director del Instituto Nacional de Investigación Científica (hoy Conacyt), le otorga también una beca parcial para estudiar el doctorado.

Eulalio terminó la carrera de Ingeniería y presentó su tesis el 1° de agosto; pero en Matemáticas aún le faltaba un par de materias de los primeros años que no había revalidado: “Como ya me iba a la maestría y al doctorado, ya no tuve tiempo, ni me interesó cubrir esas dos materias para sacar mi carta de pasante de matemático. Cuando volví, ya olvidé tratar de recibirme”. Otra decisión importante fue romper su noviazgo con Bertha Elena, quizá para no obligarla a esperar, quizá para no mantener un compromiso a la distancia.



El grupo de alumnos de maestría. En el extremo superior derecho, el maestro Casagrande. Harvard, 1953. Col. Juárez Badillo.

La enseñanza de la ingeniería en la Universidad de Harvard tiene sus orígenes a mediados del siglo XIX, y desde principios del siglo XX la Escuela de Graduados de Artes y Ciencias ofrece los grados de maestría y doctorado en distintas especialidades. Harvard se levanta en la ribera del río Charles, frente a Boston, en la ciudad de Cambridge, Massachussets.

Se trata de una población que data de la primera colonización inglesa, en el siglo XVII; conserva su traza original y muchas edificaciones centenarias de piedra y madera, con techos que le dan a sus calles una perspectiva angulosa. Al comenzar el otoño todavía se agradece la sombra fresca de los árboles, que pronto cambiarán de color y terminarán por perder las hojas bajo gruesas capas de nieve. Aunque tuvo una tradición industrial muy fuerte, para mediados del siglo XX las manufacturas han disminuido notablemente y la principal actividad, como hasta nuestros días, es la académica, motivada no solo por ser sede de la propia Universidad de Harvard, sino también del Instituto Tecnológico de Massachussets, el famoso MIT, con el que rivaliza.

En un año lectivo, que comienza con el otoño, se completan los cursos para obtener el grado de Master of Sciences, que no exige la elaboración de tesis; continuar un año más y escribir una tesis permite obtener el grado de doctor en Filosofía, o Ph. D. El sistema académico le permite al estudiante elegir un conjunto de materias acordes con la especialidad que se cursa, por lo que el currículo académico se construye a la medida, con la asesoría de un comité de profesores, y se lleva a efecto bajo la tutela de un catedrático.

Entre otras materias, Eulalio estudia Matemáticas, Mecánica de Sólidos y de Fluidos, Hidráulica, Estructuras, y Física y Química de Suelos. El célebre Arthur Casagrande es su asesor principal.



Con Roque Yáñez Martínez, estudiante de Hidráulica, de Nuevo León. Harvard, 1953. Col. Juárez Badillo.

Al llegar la temporada navideña, se decide a hacer un viaje por tierra a la frontera para pasar el fin de año con su familia. “Para la Navidad del 52, yo tenía un amigo médico de Filadelfia, entonces en vacaciones fuimos a su casa, y de allí nos vinimos con su hermana, otro amigo y yo manejando hasta Laredo 50 horas seguidas. Cada uno de los tres manejaba 5 horas y cambiábamos; salimos de Filadelfia a las 6 de la mañana y llegamos a las 8 de dos mañanas después a Laredo. Allí tomamos un avión para venir a México, donde pasamos la Navidad y el Año Nuevo.” Reconforta la vida familiar el clima de la Ciudad de México, que ahora parece benigno, y el calor de hogar, con los guisos de temporada y el sabroso cabrito norteño, especialidad de doña Tula.

A su vuelta a la helada Cambridge, donde la temperatura invernal suele mantenerse bajo cero, Eulalio se dedica a las clases y a las largas horas de estudio en la biblioteca. Además se da tiempo para ir a conocer la vecina Boston y otras ciudades de la costa este de EUA, entre ellas Nueva York, con sus enormes rascacielos.

Al finalizar el curso, llega el célebre *Commencement Day*, o día de la ceremonia de graduación, una verdadera fiesta en Harvard. Es exigencia de las universidades tradicionales de EUA el uso de toga y birrete, en cuya confección se aplica todo un código que corresponde al protocolo: las mangas de la toga de Juárez Badillo son más largas que las de los graduados de licenciatura, pero más cortas que las de las togas de los doctores, por ejemplo.

Con dos semestres más de fuerte trabajo en Harvard bajo la guía de Arthur Casagrande, concluye los estudios de doctorado. Para graduarse requiere, antes de presentar la tesis, comprobar el dominio de dos idiomas además del inglés y presentar un examen general sobre su trabajo ante cuatro sinodales: de Mecánica de Suelos, de Estructuras, de Hidráulica (el doctor Thomas) y de Matemáticas (el famoso doctor Garrett Birkhoff). “En dos años terminé el doctorado, pero sin la tesis; esa la vine a hacer aquí a México, y posteriormente ya me fue difícil volver. Casagrande deseaba que regresara, pero ya estaba casado, tenía hijos y económicamente me era difícil volver allá”.

A pesar de la distancia, la imagen rubia de Bertha Elena había seguido presente, por lo que, aunque estuvo “a punto de no volver con ella”, al regresar a México reanudó el noviazgo. “Me enamoré de ella, y sí pensé seriamente casarme y formar una familia; al regresar le propuse matrimonio. Vivía en Monterrey, yo iba a verla, y ya luego estuvo una temporada aquí antes de casarnos.”

Al intentar obtener su cédula profesional, Eulalio se dio cuenta de que, oficialmente, no existía: toda su educación y su vida él había sido Eulalio, pero en el registro civil solamente estaba Benito Juárez y Badillo.



Graduación de la maestría en Harvard, 1953. Col. Juárez Badillo.

Hubo necesidad de realizar un juicio para obtener, por fin, una única personalidad legal: Eulalio Benito Juárez y Badillo.

Bertha Elena recuerda la época en que recibía las visitas de Eulalio en Monterrey, cuando el paseo usual era salir a la plaza a dar la vuelta y a encontrarse con las amigas. Ambos coinciden en que buena parte de la atracción mutua se debió a que compartían una misma formación y provenían del mismo medio. A Bertha Elena la atrajeron “sobre todo sus ambiciones, en el buen sentido de la palabra, sus ambiciones de progreso, de estudio. [...] No me gustaba la gente mediocre. También porque teníamos otras cosas en común: la educación, la formación. Mi mamá era una mujer muy religiosa, de religión muy antigua, era de Jalisco. La mamá de Eulalio y sus hermanas también eran muy religiosas, él no era tanto; yo pensé que era más, pero no tanto” (B. E. Rodríguez, entrevista personal, 15 de marzo de 2006).

Al respecto, Eulalio señala: “Físicamente a mí me atraía; ella era medio blanca y güera, yo era más bien moreno y de pelo oscuro, y a mí me atraían las compañeras de ese tipo. Aparte, al ser muy amiga de mi hermana era del medio familiar, social, que creo que es una buena cosa para poder esperar un matrimonio estable”. Planearon entonces casarse en el terruño, en noviembre

de 1955, pero finalmente, según recuerda Eulalio con ánimo de broma, lo hicieron en la capilla de “Nuestra Señora del Concreto”, la Virgen del Sagrado Corazón de María de la colonia del Valle, en la Ciudad de México. Explica su esposa que “Esto fue porque un mes antes de casarnos cayó un ciclón en Tampico, donde habíamos planeado realizar la boda. Yo me imaginaba en la catedral de Tampico y con una fiesta en el Casino, pero no fue posible, porque no quisimos cambiar la fecha; entonces nos tuvimos que casar aquí” (ídem).

Eulalio contaba con el empleo en la Secretaría de Obras Públicas; para redondear el ingreso del hogar daba clases de Mecánica de Suelos en el Colegio Militar. Debía además preparar la tesis del posgrado, para lo que tomó algunas materias doctorales en las carreras de Matemáticas y Física nuevamente en la Facultad de Ciencias, entre ellas Teoría de la Relatividad y Mecánica Cuántica, impartidas por Carlos Graef Fernández. Nabor Carrillo fue su director de tesis.

Un corto tiempo, al comienzo de su vida matrimonial, Eulalio y Bertha Elena vivieron con doña Tula Badillo en su departamento, que estaba frente a la Diana, en Reforma. Pronto, sin embargo, Eulalio fue invitado por Carrillo a participar en las actividades para preparar el nacimiento del Instituto de Ingeniería, que al ser inaugurado en 1956 lo albergó como investigador de medio tiempo. Así pertrechados, los Juárez Badillo se mudaron a un departamento en la calle de Coyoacán.

En los primeros tiempos del Instituto algunas veces Emilio Rosenblueth pasaba a recoger a Eulalio, que no tenía automóvil, para ir a la entonces lejana Ciudad Universitaria, que fue abierta mientras Eulalio estudiaba en Harvard. Las clases en la División de Estudios Superiores de la Escuela de Ingeniería sustituyeron a las que impartía en el Colegio Militar. Así, sus jornadas se repartieron entre Ciudad Universitaria y la Secretaría de Obras Públicas.

La familia comenzó a crecer: la primogénita recibió el largo nombre de Bertha Elena Teresita del Niño Jesús (los dos primeros, por decisión de Eulalio; el restante, de la satisfecha madre). Eulalio, narra su esposa (ídem), “nunca dijo que quería hombre o que quería mujer, estaba muy contento. Cuando la niña cumplió un mes, le trajo un pastel” para festejarla. Con el paso de los años completarían la familia otro hijo: Carlos Eulalio, y dos niñas más: Patricia y Marcela.

Con un conjunto de colegas agrupados en torno a su maestro, el ingeniero Leonardo Zeevaert, se iniciaron desde 1954 los trabajos para formar una asociación profesional que representara a los especialistas mexicanos en mecánica de suelos. Convencer a Zeevaert, quien también había sido alumno de Casagrande y del padre de la disciplina, Karl Terzaghi, no fue fácil, pues el célebre constructor de la Torre Latinoamericana se hallaba

desalentado ante infructuosos intentos anteriores. El empuje de Eulalio, Francisco Zamora Millán, Juan José Correa Rachó y Enrique Ríos Lazcano hizo posible que se entusiasmaran otros integrantes del gremio, como el mismo Nabor Carrillo y Manuel González Flores, entre otros. En 1957, por fin, se le dio carácter legal a la agrupación bajo el nombre de Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS) que, presidida por Zeevaert y con Carrillo y José Antonio Cuevas Montes de Oca como consultores, contó entre sus fundadores a Juárez Badillo como subdirector técnico.

Arthur Casagrande tenía la convicción de que el estudio de los suelos de la Ciudad de México, por su variada conformación, permite una investigación exhaustiva y concentrada de gran valor para el avance de la mecánica de suelos. En su condición de formador de varios profesionales de distintos países del continente, insistía a sus alumnos mexicanos en que debía organizarse, de manera periódica, un congreso para discutir los avances de esta disciplina y las investigaciones en proceso. Animado por la efervescencia gremial que favorecía la reciente creación de la SMMS, Eulalio tomó la estafeta, buscó el apoyo de Nabor Carrillo para insistir en la propuesta del profesor de ambos y, a cambio, obtuvo la encomienda de organizarlo. El Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos se llevó a cabo en la Ciudad de México en septiembre de 1959. Nabor Carrillo presidía el Comité Organizador, Eulalio fungió como director general y el invitado principal fue Arthur Casagrande. Este impulso inicial fructificó en la realización de esta reunión académica cada cuatro años desde entonces.

Uno de los resultados importantes de la creación del Instituto de Ingeniería fue la evolución de la División de Estudios Superiores de la Escuela de Ingeniería a División de Estudios de Posgrado (DEP). Este paso permitió que la escuela se convirtiera en facultad. Para lograrlo, el Instituto de Ingeniería se subdividió en 1959, lo que dio así lugar al nacimiento de la DEP. De los cinco fundadores, en el Instituto se quedaron Emilio Rosenblueth, Raúl Marsal y Enzo Levi; Fernando Hiriart salió para ocupar un puesto en la administración pública y Eulalio quedó adscrito a la División de Estudios de Posgrado. Desde entonces, además de dar clases, realizó investigación no experimental. “Haber quedado en la DEP fue benéfico para el Instituto y para mí”, señala Juárez Badillo. Esta afirmación se debe en gran medida al tipo de investigación que se realiza en el Instituto, generalmente en equipo y con técnicas experimentales, cuando él prefiere la investigación reflexiva e individual. Además, Eulalio siempre tuvo una notoria vocación educadora; aun antes de terminar la carrera había dado clases en la Preparatoria Nacional. Casi como una confidencia, Bertha Elena valora: “Voy a decirle una cosa que va a retratar a mi marido completamente:



Alfonso Rico Rodríguez escribiendo el libro con Eulalio Juárez Badillo. México, ca. 1962. Col. Juárez Badillo.

lo primero en su vida ha sido su investigación y la enseñanza; es un enamorado de su profesión”.

Juárez Badillo fue ascendido en la SOP a jefe del departamento de Ingeniería de Suelos también en 1959, y luego a la Jefatura de Mecánica de Suelos, que desempeñaría hasta 1964. Combina estos trabajos de investigación institucional con sus tareas académicas, lo que le permite, finalmente, presentar su examen doctoral el 27 de agosto de 1962. Se convirtió así en el primero en obtener el grado de doctor en Ingeniería otorgado por la UNAM.

En 1961, a iniciativa del director de la Facultad de Ingeniería, Antonio Dovalí Jaime, los profesores fueron invitados a escribir libros de texto que la propia facultad publicara y vendiera con el fin de generar recursos para la institución. Fue así como, en coautoría con Alfonso Rico Rodríguez, que entonces era alumno suyo del posgrado, preparó y publicó a lo largo de seis años los tres tomos de *Mecánica de suelos*, obra que hasta la fecha se utiliza como texto, con sucesivas actualizaciones, en universidades nacionales y extranjeras.

Con respecto a su trabajo en la Secretaría de Obras Públicas, recuerda:

Fernando Espinosa Gutiérrez fue muy amigo mío, y cuando llegó a subsecretario creían que me iba a hacer director general, pero realmente él y yo sabíamos que a mí ni me interesaba ni yo era bueno para ello; entonces cuando [murió en 1966] Espinosa me había ofrecido quedar en un puesto pequeño para que pudiera dedicarme a la investigación. El secretario [de Obras Públicas, Gilberto Valenzuela] me dijo: “Cuente con mi apoyo incondicional”, y me nombró asesor del ingeniero Gerardo Cruickshank (quien ocupaba el cargo de director general de Proyectos y Laboratorios). Siento que tuve suerte en tener esos

apoyos, porque trabajaba medio tiempo allá y medio tiempo en la Universidad.

Pero al parejo con el crecimiento profesional había comenzado a roer a Eulalio una gran inquietud interna, difícil de explicar y que devino en una fuerte depresión. Se hizo necesario consultar al médico familiar, que lo derivó con Ramón de la Fuente. Este célebre psiquiatra trató el mal y recomendó a Eulalio asistir a psicoanálisis. Por esta vía, Eulalio enfrentó las contradicciones de su formación religiosa tradicional con las exigencias paternas de disciplina material; las rupturas de la vida familiar; el universo creativo de la investigación científica y la angustia del modo en que la humanidad ha usado conocimiento resultante. Se trataba de un enorme mundo de cuestionamientos existenciales que en sus peores momentos habían llegado a sumirlo en grandes abismos e incluso en un estado de atroz apatía.

Explica Eulalio:

Mi madre, como era muy católica, me decía: cuando tengas un problemita o algo, [...] ve a la iglesia y pídele a Dios, te aseguro que te va a ayudar; y a veces iba cuando era estudiante de Ingeniería. Un día decidí no ir más, porque cuando fui, salí decepcionado de la homilía. Era una época en la que se combatía mucho el comunismo, y el padre habló de una forma que [...] uno salía de allí con un sentimiento de que si en la calle se encontraba un comunista y lo mataba, se iba al cielo, y yo dije: “esto no puede ser, no puede ser”; así dejé de ir a la iglesia. A veces yo mismo entro a conocer una iglesia, lo que es de allí, pero no lo siento, sinceramente siento más lo que dice “hay que identificar a Dios dentro de uno mismo”. Es el ser vital o espíritu del hombre.

Eligió como psicoanalista a Jorge Derbez. Este, a su vez, le recomendó acercarse a la meditación zen, por lo que se convirtió en discípulo del monje japonés Ejo Takata, quien le mostró conforme a sus creencias el camino de la meditación a través del cual se llega a la iluminación.

Takata, de la tradición budista llamada Rinzai, buscaba que con la práctica de la meditación sus discípulos se establecieran en el aquí y ahora y alcanzaran la sabiduría intuitiva que cada ser humano posee, para realizar todo su potencial.

Eulalio describe lo aprendido: “Es muy difícil librarse de la programación [social], cuando la mente tiene prácticamente el cien por ciento de dominio sobre la persona; es de lo que yo siento que llegué a liberarme a través de la meditación con Ejo Takata. Estuvo aquí en la Universidad, con los deportistas. Para mí es lo mejor

que me ha pasado en la vida; él me enseñó a ver, no con estos ojos, a ver con el ser. Después seguí meditando mucho, en los años sesenta y setenta”. Superada la depresión, pudo acercarse con más libertad a sus inquietudes científicas y ver crecer a sus alumnos y a sus hijos con una actitud respetuosa de los caminos individuales de cada uno. En sus conferencias afirma que apenas a fines de 1968, a los 42 años, él pudo hacerse consciente de haber obedecido a una programación social.

La inquietud de Eulalio por el conocimiento y la sabiduría, desde una perspectiva no solamente científica sino filosófica, ha representado siempre su prioridad.

En realidad a mí nunca me ha importado el dinero. En 1965 un exalumno mío me dijo: “Profesor, ya empecé una compañía y quiero pedirle que me permita ponerle Juárez Badillo y Compañía. Usted no tiene que hacer nada más que asesorarme cuando haga falta, pero nosotros hacemos el trabajo, y con eso somos socios y usted es dueño de la mitad de la empresa”. Yo no acepté. Hoy él es dueño de una de las más grandes empresas en mecánica de suelos y ha hecho mucho dinero, pero yo no quise. Eso ha sido quizá la causa del único problema que nos llevó a mi mujer y a mí a punto del divorcio, porque ella quería una casa y yo no le veía sentido, pero ahora le agradezco que haya insistido tanto. Estrenamos la casa el 1º de julio de 1974. La construimos en seis meses.

Así, los Juárez Badillo construyeron en Coyoacán la casa, anhelo de toda madre de familia, en la cual sus cuatro hijos tuvieron un espacio para crecer y echar raíces. Se trata de una construcción en dos plantas al fondo de un terreno sembrado con árboles que han crecido enormes. Grandes ventanas se asoman al verdor del jardín del frente y de otro pequeño jardín interior. Algunas



Juárez Badillo dando clase. Ca. 1985. Col. Juárez Badillo.

paredes están cubiertas de madera y acogen cuadros y fotografías familiares que le dan calidez.

Al fondo, el “sancta sanctorum”, un pequeño despacho con un escritorio y un librero repleto de libros y recuerdos de viajes de Eulalio. En los muros cuelgan, enmarcadas, frases que despiertan el interés por cuestiones en las que vale la pena meditar. Parece presidirlas la famosa sentencia de Sócrates: “Conócete a ti mismo”. Ocupa un lugar preponderante la breve estrofa de León Felipe que habla sobre un camino personal hacia Dios. Quizá Eulalio las utiliza como *koans*, esas frases o breves narraciones que en el zen se utilizan a manera de vehículo para entrar en la meditación cuando el razonamiento conceptual sobre ellas queda superado.

Eulalio, a pesar de ser ingeniero, no construyó su propia casa.

Cuando yo hice casa contraté a un arquitecto amigo para que me hiciera el proyecto, y a un ingeniero civil amigo de la Facultad que me la construyera. Yo, claro, revisé la capacidad de carga y la cimentación, pero yo no me he dedicado a hacer, ni a construir. He influido en mucho como asesor en obras, en puentes, en carreteras, en la SOP, pero construir como que no es mi vocación. Mi vocación es comprender, comprender la vida, comprender el universo. Siento que lo que logre comprender, eso sí me lo llevo el día que parta de este planeta; lo demás: bienes, inversiones, títulos, honores, eso se queda aquí.

La Facultad de Ingeniería liberó los derechos de los libros de texto de sus profesores para apoyar sus ingresos individuales. La obra en coautoría con Rico comenzó a



Jorge Vargas Elías, Eulalio Juárez Badillo y Leandro López Carmona, en el Club Alemán. México, ca. 1995. Col. Juárez Badillo.

ser editada y distribuida por Libreros Mexicanos Unidos (hoy editorial Limusa) en 1973.

En 1972 se había creado en la SOP la Dirección General de Servicios Técnicos, en sustitución de la de Proyectos y Laboratorios, con la finalidad de brindar apoyo técnico para planear, estudiar, diseñar, proyectar, construir, conservar y operar la red nacional de carreteras; Juárez Badillo ocupó el cargo de asesor técnico del Departamento de Geotecnia hasta 1982.

Bet –nombre cariñoso que recibe la hija mayor–, Carlos, Patricia y Marcela fueron todos buenos estudiantes. Se recibieron, respectivamente, como ingeniera bioquímica, físico y maestro en Alta Dirección de Empresas, ingeniera en Sistemas con maestría en Dirección de Empresas y licenciada en Administración empresarial. “Mis hijos, que estudiaron, dicen que a mí siempre me veían estudiando o dando clases. Dicen que el mejor educador es ‘fray ejemplo’; parece ser que es muy importante no tanto predicar nada a los hijos, sino vivir lo que uno quiere que ellos capten y que ellos lleguen a desarrollar”. No resulta extraño que Carlos mereciera la medalla Gabino Barreda, que otorga la UNAM por mantener un promedio de 10 en la preparatoria y la carrera de Física.

Aun a pesar del peso que significó que su hijo, Carlos, al concluir la carrera de Física decidiera unirse a la organización religiosa católica Opus Dei, Eulalio respetó esa decisión y valoró la fortaleza de los lazos familiares por encima de sus diferencias en la manera de entender el mundo. Carlos hizo un posgrado en Administración y fundó una familia que le dio a su padre nueve nietos. A ellos se unen los cinco hijos de Bet, Paty y Marcela, para conformar una gran comunidad en torno a los abuelos, Eulalio y Bertha Elena.

Eulalio siguió dando clases en la Universidad. Intentó transmitir a sus alumnos de la División de Estudios de Posgrado, además de los conocimientos relativos a las materias que impartía –Mecánica de Suelos, Matemáticas, Teoría de la Elasticidad, Resistencia al Esfuerzo Cortante, Reología, Propiedades de los Suelos, Flujo de Agua, entre otras–, la inquietud por ampliar sus horizontes y reconocer en los geomateriales las leyes universales de la física, la comprensión de la especialidad como un fragmento de la acción del hombre sobre el universo. Recuerda con humor la ocasión en que Alberto Jaime, investigador en el Instituto de Ingeniería, pidió la palabra en clase para solicitar: “Por favor, profesor, menos filosofía y más mecánica de suelos”.

Pero para el profesor Juárez Badillo la relación entre una y otra cosa es indisoluble. Ya en 1966, durante una estancia como profesor visitante en la Universidad de Texas-Austin, había causado honda impresión en Lymon Reese, director de la Facultad de Ingeniería de esa institución, cuando afirmó: “Cuando hizo el universo,

Dios no sabía teoría de la elasticidad”. Sus investigaciones en este campo “le han permitido formular ecuaciones constitutivas de los suelos, que permiten también explicar el comportamiento de otros materiales, específicamente sometidos a deformaciones volumétricas. Estas ecuaciones constitutivas son una aportación fundamental y trascendente no solo para la mecánica de suelos, sino también para la mecánica de materiales”, destacó Luis Zárate (2003), subdirector de ICA, con referencia a los trabajos de Juárez Badillo.

Eulalio estaba convencido de que la ingeniería debía tomar en cuenta los avances de la física teórica para poder seguir adelante. Cita a Emilio Rosembueth cuando expresó en 1992 que “es inverosímil cómo estamos trabajando en círculos” y encuentra que su trabajo en la División de Estudios de Posgrado le ha permitido la libertad de no dedicarse exclusivamente a la investigación de la ingeniería aplicada.

Todos en ingeniería usamos la teoría de Newton, que para mí está obsoleta. Ha sido muy útil, la gravitación, pero a mí me ha gustado más la de Einstein que [afirma que] todo se debe a la curvatura del espacio-tiempo y todos los geomateriales siguen la curvatura del espacio tiempo. ¿Cómo está hecha esa curvatura del espacio-tiempo? Yo todo lo manejo entre cero e infinito; si algo no funciona entre cero e infinito, encuentro la función más simple que funcione entre cero e infinito. Einstein dice que no hay puntos de referencia, no hay pequeño ni grande –un segundo es pequeño para nosotros, pero en física cuántica es enorme, ellos manejan el tiempo en partículas subatómicas, el particle second, que ¡es un segundo a 10 a la 23!–. El universo tiene miles de millones de años, a nosotros nos parece muchísimo. Son tiempos grandes para nosotros, ¡pero en el universo no!

Juárez Badillo insiste en la necesidad de orientar el trabajo diario del ingeniero, y de cualquiera otro, en un sentido más trascendental para la humanidad. Esto mismo responde ante la cuestión de haber sido destacado entre aquellos que tuvieron en sus manos la construcción de la infraestructura del país en la segunda mitad del siglo XX:

Lo mejor del ser humano no es lo físico ni lo material. Claro que nos ayuda mucho que tenemos mejor comunicación, que a nadie nos falte el agua, que a nadie le falte la comida; todo eso es muy bueno, pero lo más humano es llegar al momento en que no nos destruyamos, porque todo ese beneficio también está llevando a que



Eulalio Juárez Badillo recibe de manos del rector Juan Ramón de la Fuente la medalla por sus 50 años como catedrático universitario. México, 2005. Col. Juárez Badillo.

ahora tenemos mejores armas y en un momento dado nos vamos a destruir. ¿Es eso positivo? ¿Cómo podemos avanzar físicamente sin avanzar en la destrucción? ¿Qué sentido tiene hacer muchas construcciones para el momento en que con una bomba atómica se acabe con todo? No tiene sentido.

En 1982 la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (antes SOP) fue escindida y las tareas de construcción de vías terrestres pasaron a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Eulalio permaneció como asesor de la Dirección General de Servicios Técnicos, con Alfonso Rico Rodríguez como jefe, pero en 1984, por decisión presidencial, disminuyó el número de empleados de la administración pública para enfrentar la crisis económica del momento. El trabajo que había permitido a Eulalio adquirir un crédito para la casa, realizar investigaciones e influir en curso de las decisiones sobre caminos y puentes, se acababa. “Al cesarme, me vi un poquito preocupado, la mitad de mis ingresos ya no los tenía. Aunque Rico me dejaba estar la mayor parte del tiempo en la Universidad, mi plaza era nada más de medio tiempo. Estaba Gabriel Echávez como jefe de la División, se dio cuenta de mi preocupación y me dijo: ‘Pues si tú estás todo el tiempo aquí’, y me gestionó quedar de tiempo completo”.

En los descansos de la vida académica, Eulalio no dejaba de visitar su tierra natal. Cuando falleció su madre, la antigua casa construida por el abuelo y el solar habían quedado para dividirse entre Eulalio y su hermano, quien prefirió la fracción del terreno. Eulalio no

quería aceptarla, pues sentía que “la propiedad es un ancla del ser humano”, pero ante la insistencia de doña Tula, que dijo que debía ser para sus nietos, la aceptó. Es así como sigue en pie el hogar donde creció en Ciudad Victoria.

Durante las visitas a Tamaulipas, Eulalio podía darse vuelo comiendo los pescados y mariscos, que son su manjar favorito. El cabrito al estilo del que su mamá preparaba con maestría era otro de los platillos que comía con gusto. También era asiduo visitante de doña Tota, afamada cocinera regional, cuya especialidad son las gorditas con mucho chile. Cuando iban a Ciudad Victoria, a las siete de la mañana ya está el profesor de pie para ir a la salida de la carretera, donde está el local de antojitos plétórico de camioneros y lugareños que esperan ávidos al pie del comal.

Esta capacidad de disfrute se extiende a otras esferas de la vida, donde incluso ha encontrado la inspiración científica, al estilo de la que describe Tchaikovsky (1878) en una carta que Juárez Badillo suele citar: “La simiente de una futura composición aparece, generalmente, de manera repentina e inesperada. Si el terreno está preparado —esto es, si hay disposición para el trabajo— arraiga con fuerza y rapidez asombrosas, surge a la superficie, echa ramas, hojas, y, finalmente, flores. Solamente por medio de esta metáfora puedo describir el proceso creador”.

Eulalio, que estudió piano, aunque reconoce que no tenía facilidad para interpretarlo, solía ir con cierta frecuencia a conciertos en la Sala Nezahualcóyotl. En una ocasión, escuchando el concierto para piano y orquesta de Grieg, le vino a la mente una ecuación sobre el creep de los geomateriales. Se apresuró a desarrollarla allí mismo, escribiendo sobre el programa de mano mientras escuchaba la música: “Es muy bello ese concierto, me sentí transportado a la naturaleza”, dice. Este desarrollo se convirtió en la base de una serie de artículos publicados.

Una de sus propuestas científicas más polémicas ha sido el principio de la proporcionalidad natural, que postuló en 1985. Aunque, señala,

[...] originalmente lo llamé “principio de la belleza científica” porque siento que en la ciencia y en geomateriales hay belleza. ¿Qué es “belleza”? George Birkhoff define la belleza como igual a orden/complejidad, una obra de arte es tanto más bella cuanto más ordenada sea y



Fotografía familiar. Col. Juárez Badillo.

cuanto menos compleja sea [...] Entonces siento que el universo está hecho también en forma bella, en el sentido de que está ordenado en forma simple, simplicidad que no hemos sabido captar porque tenemos la mente plana y el universo es curvo. Una vez en la primaria nos pusieron a dibujar algo que se nos ocurriera y yo dibujé un barquito usando regla, escuadras y lápiz, y puse el asta y la bandera con rectas y todo. Aunque me alabaron mi dibujo, creo que fui el segundo lugar; había otro dibujo mejor, y yo en ese dibujo no puse curvas: ¡tenía la mente bien rectificada! Ahora me he dado cuenta de ello y al considerar el espacio-tiempo curvo, aplico esa curvatura. Teniendo como base esa ecuación, la aplico con otras ideas [...] y tengo ahí un principio muy sencillo que aplico y está funcionando; no hay experimento de laboratorio bien hecho que no pueda describir con ecuaciones muy sencillas, pero claro que está fuera de la teoría tradicional, de la teoría de la elasticidad.

Enorgullece a Juárez Badillo el hecho de que, pese a que medios de comunicación científica muy tradicionales se han mostrado cautos ante la aplicación del principio de la proporcionalidad natural, en Japón lo hayan aceptado como una herramienta factible para comprender, por ejemplo, las fallas en la edificación del aeropuerto de Kansai, según un trabajo que elaboró para el XVI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (Osaka, 2005).

Por la labor realizada en sus casi cuarenta años de carrera académica universitaria, el 12 de agosto de 1994 Eulalio recibió el nombramiento de profesor emérito de la UNAM, la Casa de Estudios que era su casa, y que en esa temporada pasaba por un proceso de diagnóstico para su renovación. Como contribución al proyecto del

Plan de Desarrollo 1997-2000, sus reflexiones fueron: “Un buen maestro debe tener un fuerte contacto con la investigación y no ser ajeno a la práctica profesional. Debemos integrar nuestros conocimientos de especialidad a los conocimientos más amplios de la ingeniería, los cuales a su vez debemos integrarlos a los conocimientos de la ciencia y a los de las áreas humanistas en general”. E instó a los integrantes de la comunidad universitaria: “Nunca trabajéis para ganáros la vida sino vivid para ganáros el trabajo. Que no os preocupe el horario de trabajo, sino el trabajo realizado. Que no os importe el ‘quién conozco’ sino el ‘qué conozco’. Nunca marchéis con la vida, sino danzad con ella” (en *Gaceta UNAM*, 1998: III). Esta larga experiencia docente lo hizo merecedor al Premio Fundación ICA a la docencia en Ingeniería Civil 2003.

Cincuenta años después de egresar de Harvard, en 2004, se hizo una encuesta entre los alumnos de la generación de Juárez Badillo. La del 54 resultó ser una de las generaciones más longevas de esa universidad, con una tasa de supervivencia del 80%. Explorando los hábitos de sus miembros para encontrar las causas de este fenómeno, el secretario de la generación señaló:

¿Cuál es la receta de la subsistencia? El 90% del grupo tomaba medicinas de manera regular, el promedio de 3 píldoras diarias. Eso ayuda, pero mantenerse activos puede ser también parte del secreto: más de la mitad trabaja todavía, tiempo completo o parcial, y más de un tercio de los que se jubilaron realizan actividades voluntarias. Muchos compañeros dicen que procuran de manera consistente comer alimentos bajos en grasas (58%) o en colesterol (49%). En cuanto al ejercicio, más de un cuarto de los encuestados lo realizan por lo menos 20 minutos diarios y 53% se ejercitan varias veces a la semana. Caminar

es el entrenamiento más popular (56%), pero los compañeros mencionaron una gran variedad de actividades saludables, como “hacer jardinería”, “escribir a máquina” y el “sexo”. Menos del 5% de la clase fuma. Y el 46% dice no consumir bebidas alcohólicas fuertes (Bethell, 2004).

Eulalio podría ser caracterizado seguramente como un miembro promedio de su generación así descrita, puesto que tenía más de 30 años de practicar tenis en el Club Alemán y antes fue un asiduo practicante de yoga. Recibió en 2005 el reconocimiento por sus cincuenta años como profesor de la UNAM, a la que asistía con regularidad, y se le encontraba en su cubículo de la DEP, asesorando a uno más de sus estudiantes, leyendo las publicaciones científicas o desarrollando nuevos problemas; además, atendía adecuadamente las indicaciones médicas. En ese mismo año celebró sus bodas de oro con la rubia Bertha Elena, rodeado de su gran familia, en Cuernavaca. Sin embargo, a diferencia de sus discípulos promedio, él sí disfrutaba de un buen tequila como aperitivo.

En plena actividad de creación científica, Eulalio Juárez Badillo estaba con nosotros aún para ver llegar el cincuentenario del Instituto de Ingeniería, del que fuera fundador. Tenía todavía anhelos y tareas que cumplir. “A mí me gustaría, si vuelvo a reencarnar, reencarnar en una ave migratoria, viajar desde Canadá hasta Tierra del Fuego, para ver todo el universo, la Tierra, el aire y todo. Aunque mentalmente siento que ya soy un ave migratoria que ha de conocer todo de todo, dar fe por mí mismo, que no me cuenten, ver por mí mismo cómo funciona cada cosa” ❖

Esta semblanza está contenida en el libro *Inteligencia y pasión*. Fundadores del Instituto de Ingeniería, publicado en 2006, en ocasión del 50 aniversario de ese instituto.

Me considero afortunada por haber sido alumna de una de las últimas generaciones que tomaron clases con el Dr. Juárez Badillo en el Posgrado de Ingeniería de la UNAM, clases en las que el Dr. Juárez Badillo no sólo impartía conocimientos técnicos, sino que también enseñaba filosofía.

Gibrán Jalil Gibrán, uno de sus autores favoritos, era conocido por todos sus estudiantes, pues buena parte de sus conversaciones giraban en torno a él. La pasión con la que impartía clases, los exámenes que aplicaba y el rigor con el que evaluaba no fueron más que sinónimo de la calidad de su enseñanza.

Dra. Norma Patricia López Acosta,
Investigadora y Secretaria Académica.

Admiré del Profesor Juárez Badillo su creatividad y entusiasmo para explicar fenómenos complejos y otros no tan simples con mucha claridad. Lo recuerdo interpretando el papel de elemento de suelo, explicando a través de gestos y movimientos corporales, entre otros el cambio volumétrico y la disipación de presión de poro del suelo, logrando en nosotros, sus estudiantes, entender y disfrutar mucho su clase.

Dra. Alexandra Ossa López,
Investigadora y Coordinadora de Geotecnia

Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Un hombre bueno y generoso

Se me invitó a elaborar una semblanza del Dr. Eulalio Juárez Badillo. Creo que no es fácil, en pocos párrafos, presentar a un personaje tan singular, como personalmente lo considero.

Nació el 1 de noviembre de 1926 en la Ciudad de México. Entre los años 1946 y 1950 estudió simultáneamente las carreras de ingeniero civil y matemático en el Palacio de Minería. Estudió el doctorado en la Universidad de Harvard entre los años 1952 y 1954. Recibió el grado de doctor por la Universidad Nacional Autónoma de México. En 1956 participó en la creación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En 1957 junto con destacados profesionales y académicos participó en la fundación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, que en 2010 cambió su nombre a Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. En 1994 fue nombrado Profesor Emérito por la UNAM. En 2013 la Universidad Autónoma de Querétaro lo nombró doctor Honoris Causa.

Ha sido profesor, por más de 60 años, tanto en la licenciatura como en el posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Es coautor de la obra, en tres tomos, que lleva por título Mecánica de suelos. Este texto ha sido un material inestimable, durante muchos años, para estudiantes mexicanos y latinoamericanos. Tiene como aportación original su “principio de proporcionalidad natural”, que es una aportación teórica que permite reproducir matemáticamente diferentes comportamientos no lineales de los materiales, bajo diversas sollicitaciones. Con el fin de difundir y mostrar aplicaciones de esta aportación teórica, la SMIG publicó en 2010 su libro Geociencia teórica (también se publicó



la versión en inglés). En diferentes revistas técnicas y en memorias de congresos ha publicado más de 150 artículos.

Me gustaría relatarles algunas experiencias personales, al haber tenido la oportunidad de trabajar y convivir con una persona tan especial.

La primera noticia de don Eulalio la tuve cuando inicié la lectura del primer volumen del libro, que escribió junto con don Alfonso Rico Rodríguez y que tiene por título Mecánica de suelos”. Este texto es el responsable de despertar en mí el interés por abrazar esta rama de la ingeniería civil. Al terminar los créditos de la carrera, busqué poder realizar mi servicio social en el recién creado Laboratorio de Mecánica de Suelos, que fundó el querido maestro Francisco Zamora Millán, quien era entonces el jefe del Departamento de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería. Impartiendo a estudiantes prácticas de laboratorio, descubrí mi vocación por la

docencia. Después pude trabajar en el Laboratorio de Suelos del Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers.

Más adelante, gracias al generoso apoyo que me brindaron los profesores Agustín Demeneghi Colina y Rigoberto Rivera Constantino, inicié una etapa de trabajo en el laboratorio donde antes había realizado mi servicio social. Allí me tocó recibir en varias ocasiones a los profesores Zamora Millán y Juárez Badillo, quienes cultivaban una cercana amistad. Les gustaba reunirse en el laboratorio para intercambiar ideas sobre diversos temas de la mecánica de suelos, ya que allí evitaban ser interrumpidos. Me encantaba escuchar esos intercambios de ideas. En ocasiones incluso me invitaban a opinar. Estas gratas experiencias me convencieron de que esta área era sin duda la mejor opción para desarrollar mi vocación docente. Tuve después la fortuna de recibir el apoyo del maestro Zamora Millán para estudiar la maestría en Mecánica de Suelos, donde impartía dos cursos don Eulalio.

En otro momento, el maestro Zamora invitó a don Eulalio para que impartiera en la licenciatura el curso “Temas especiales de geotecnia” (de 1984 a 1999), habiendo yo aceptado ser su ayudante de ejercicios y de tareas. Fue así como inicié con don Eulalio una relación académico-amistosa. También fui su ayudante de ejercicios y tareas en el posgrado durante seis semestres (de 1987 a 1989).

En sus clases, en momentos que don Eulalio consideraba adecuados, hacía comentarios sobre temas que no eran de la mecánica de suelos, sino más bien de filosofía y de ideas que pueden ayudar a mejorar nuestra vida personal. Hablaba, por ejemplo, de las tres decisiones más importantes que todos, en algún momento de nuestra vida, debemos tomar. Esas decisiones son: ¿Qué carrera o qué área de estudio voy a elegir para desarrollarme? ¿Con quién me voy a unir si pienso en formar una familia o en vivir en pareja? Y la tercera, que no es menos importante: ¿Qué lugar del país o de nuestro planeta voy a elegir para vivir y desarrollarme? Recuerdo también

que expresó una frase que se grabó profundamente en mi memoria, y que reza: “Una cadena es tan fuerte como el más débil de sus eslabones”. Creo que esta frase nos puede ayudar a analizar diversas situaciones de nuestra vida, para buscar mejorarla. Hasta aquí pudiera parecer que sus estudiantes considerábamos que don Eulalio siempre actuaba en forma muy propia, pero no era así. El doctor ganó la fama de ser particularmente estricto a la hora de calificar los exámenes que aplicaba. Después del primero, ya no había engaño.

En sus cursos también recomendaba libros de otros temas. Recuerdo especialmente dos que me encantaron, que sigo considerando muy valiosos, al grado de que también los recomiendo a mis estudiantes. El primero fue El canto del pájaro, de Anthony de Mello, que relata cuentos cortos orientales, todos ellos cargados de un mensaje moral. El segundo es El hombre que calculaba, de Malba Tahan, con relatos breves donde el matemático Beremiz Samir resuelve problemas de la vida práctica haciendo cálculos. Posteriormente me recomendó varios libros de Jiddu Krishnamurti.

Ya para terminar, he de decirles que me siento muy afortunado de haber sido su alumno, su colaborador y finalmente su amigo. A continuación trataré de retratarlo con pocas palabras:

Un hombre bueno, generoso, que fue capaz de labrarse un camino personal como profesor y como investigador, que logró transmitir valiosas enseñanzas a sus estudiantes y que pudo concretar importantes aportes originales. Como profesor, se convirtió en un ejemplo no fácil de seguir, por la solidez de sus conocimientos y la forma tan amena con que lograba transmitirlos. Con base en las opiniones que he escuchado de otros, más la mía propia, me atrevo a decir que estamos en presencia de una persona que es recordada con mucho respecto y con mucho cariño por quienes lo conocimos ❖

Versión parcial del texto original.

Una vida dedicada a la investigación y a la formación de geotecnistas

Eulalio Juárez Badillo ha sido objeto de múltiples reconocimientos nacionales e internacionales, entre los que destacan los siguientes: varios doctorados Honoris Causa otorgados por universidades sudamericanas y mexicanas; en cinco ocasiones obtuvo el Premio Nacional a la Investigación José A. Cuevas, del Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), por el mejor artículo técnico anual; es Miembro Emérito de la Academia de Ingeniería y del CICM, así como Profesor Emérito de la UNAM desde 1994; es miembro honorario de varias sociedades técnicas de países sudamericanos y de México, así como investigador nacional, desde 1990, por parte del Sistema Nacional de Investigadores.

Por todo lo anterior, me da mucho gusto que la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica haya instituido la “Conferencia Eulalio Juárez Badillo”, en homenaje a tan distinguido personaje que ha dedicado gran parte de su vida académica a la investigación y formación de ingenieros en el campo de la geotecnia 🍷

Versión parcial del texto original.



Un hombre de primera magnitud

Cuando la SMIG me invitó a participar en este evento magno y trascendente intitulado Primera Conferencia “Eulalio Juárez Badillo” sentí un gran honor y una profunda emoción, motivados por este importante personaje, mi mentor principal, quien ha influido en mi proceder profesional y afectivo de mi vida, en cuestiones aún ajenas a la mecánica de suelos, uno de sus “juguetes” favoritos.

Desde que lo conocí, en 1961, durante un curso de especialización en Vías Terrestres de la UNAM, me transmitió muchos conocimientos de mecánica de suelos en la materia denominada Geotecnia. Desde entonces unificó los criterios básicos de esta disciplina que abarca la geología, la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y otras afines, para entender y “sentir” el comportamiento de lo que él ha denominado como geomateriales. Sus teorías se aplican a cualquiera de éstos, sean suelos o concretos (de cemento Pórtland, asfálticos, alquitránicos, etc.), con expresiones de la física sencillas de entender, basadas en la observación de la naturaleza y comprobadas con experimentos reales.

Recuerdo que durante la Maestría en vías Terrestres, Eulalio nos impartió un curso básico de geología aplicada y nos enseñó a entender y amar a la naturaleza, en todo su esplendor, para lograr que nos “sintiéramos suelo transportado o residual, roca o cualquier otro geomaterial.

Durante los seminarios y las materias afines a la geotécnica, en los estudios de posgrado, nos inculcó a que constantemente se debe estudiar, observar y actualizar los conocimientos, y aprender de los éxitos y fracasos. Muchas anécdotas se pueden contar sobre lo que sus discípulos vivimos con Eulalio, nuestro maestro y amigo, con enfoques



“fuera de serie”, fundamentalmente en su manera de pensar y establecer de inmediato los criterios básicos de ingeniería, para dar soluciones sólidas a sus problemas, así como los de actuar en la vida, principalmente en situaciones difíciles de carácter mental y espiritual.

Aparte de ser un hombre de primera magnitud, su nobleza, generosidad y disciplina como ingeniero, profesor, investigador, científico y filósofo, son cualidades muy notables que nos conducen en todo momento a pensar y actuar en forma positiva. Por eso su nombre en esta conferencia que será perdurable dentro y fuera de esta querida Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, antes Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, en que fue socio fundador y la presidió en 1957.

Siendo yo estudiante de ingeniería civil en Guadalajara, Jal., se grabó en mi mente un comentario que me hizo mi padre (Ing. Ernesto Orozco y Orozco, representante federal de

la SCOP): “Una eminencia resolvió un gran problema de estabilidad de taludes en la carretera Guadalajara-Ixtlahuacán del Río, en la barranca del río Santiago”. Era precisamente el Dr. Eulalio Juárez Badillo.

Durante los estudios geotécnicos para el proyecto de terracerías y obras de drenaje, en el Libramiento a Puerto Vallarta, Jal., Eulalio efectuó una visita de supervisión y nos enseñó que en el campo debemos “sentir” la estabilidad de los taludes, sobre todo a largo plazo, y el “sentir” de otros conceptos básicos. Nos llamó la atención su salud física y mental, así como sus estados anímico y afectivo en toda su extensión; en el sitio practicaba profundamente el yoga y la meditación.

El Dr. Eulalio Juárez Badillo ha producido y presentado diferentes e innumerables obras nacionales y extranjeras: artículos, publicaciones, libros, conferencias, pláticas, etc., por lo cual ha recibido muchos nombramientos y reconocimientos.

Entre sus principales obras destacadas está la elaboración del primer libro de texto, en español, sobre mecánica de suelos, realizado en conjunto con el M. I. Alfonso Rico Rodríguez (†). Los tres tomos que se editan son famosos en los países de habla hispana.

Versión parcial del texto original.



Eulalio Juárez Badillo

Ingeniero civil, maestro en Ciencias y doctor en Ingeniería por la UNAM (el primer doctorado en el área otorgado por esta institución), universidad en la que se ha desempeñado como profesor desde 1949. Es autor de más de 100 trabajos publicados en revistas, simposios y congresos internacionales.

Estoy muy contento con lo que he logrado en la vida

El ser humano debe descubrir su vocación, tratar de aumentarla, perfeccionarla y dedicarse a ella. Yo nunca tuve ninguna vocación de tipo comercial, administrativo, ni de puestos; siempre rehuí a los puestos. Mi vocación es la docencia; la enseñanza y la investigación científica.

Daniel N. Moser (DNM): ¿Por qué se decidió a estudiar Ingeniería Civil, por qué la especialidad en Geotecnia y qué recuerda de esa primera época suya vinculada a la ingeniería?

Eulalio Juárez Badillo (EJB): Bueno, mi abuelo fue ingeniero agrónomo, y ya desde la primaria tuve mucha facilidad para las matemáticas; luego, en la preparatoria, la Ingeniería me atrajo por las matemáticas y porque la veía como un medio para conocer la naturaleza en que vivimos, el mundo. Otras profesiones que me llamaban la atención eran Medicina, para la cual sentía que no tenía buen estómago, y Física, aunque por esas fechas no sabía que ésta existía como carrera. Entonces supe de la Ingeniería Civil e hice la carrera; en tercero me enteré de que existía la carrera de matemático y ¡carambas!, me metí a la Escuela de Matemáticas, y la hice completa. Concluí, pues, ambas carreras, la de Ingeniería Civil y la de Matemáticas, aunque al empezar la carrera de matemático me dijeron: “No vas a cursar el primer y segundo año, se te van a revalidar las



FOTO: PANORAMICO.COM

Veía a la Ingeniería como un medio para conocer el mundo.

materias”, así que cursé tercero, cuarto y materias doctorales; en 1950 terminé la carrera en Ingeniería Civil, y en el 51 terminé las materias doctorales en Matemáticas, pero cuando traté de sacar mi carta de pasante (porque ya iba a entrar, según yo, a la maestría en Mecánica de Suelos) no me la dieron; dijeron: “De primero, hay una materia que no has revalidado, y de segundo, otra; por tanto, debes dos materias.” Ya no me preocupé por presentarlas, y aun así, en cuarto año de Ingeniería Civil y de Matemáticas saqué el primer lugar en la materia.

DNM: ¿Cuáles son los hechos más importantes que recuerda de su periodo como estudiante?

EJB: Lo más importante es que gocé mucho ambas carreras, la de Ingeniería Civil y la de Matemáticas, y que los profesores me busca-

ban mucho porque, le digo, yo tenía mucha facilidad. Con decirle que en cuarto año de matemáticas saqué el primer lugar de entre cuatro o cinco alumnos. Y los otros cuatro o cinco quizá eran más listos que yo y con mejores calificaciones, pero también eran irregulares, iban doblando año.

DNM: ¿Era más joven usted?

EJB: No, sólo que ellos iban doblando. Uno era Emilio Lluís, muy amigo mío ya desde entonces, y que ahora es famoso en matemáticas y es investigador; él era mejor alumno que yo, igual que los otros, porque ellos sacaban puro diez, y yo sacaba algunos nueves y algunos dieces, pero gané el primer lugar porque era alumno regular.

DNM: Tuvo, según entiendo, algunos compañeros que luego fueron muy destacados también en el ámbito de la ingeniería civil.

EJB: Sí; por ejemplo, Juan Casillas García de León, también muy amigo mío. Hace poco asistí a un homenaje a Félix Colinas, que era quien sacaba los primeros lugares; lo fui a felicitar y, francamente, noté que no se acordó de mí, aunque yo tampoco me acordaba muy bien de él, salvo porque sabía que se trataba de él; algo habrá influido el que teníamos sesenta años de no vernos.

DNM: También estudió usted con Casagrande y con Terzaghi. ¿Qué recuerda de ellos?

EJB: Bueno, recuerdo que me inclinaba por dos especialidades: una era Estructuras, y la otra, Mecánica de Suelos; Nabor Carrillo me entusiasmó con la mecánica de suelos, porque Nápoles Gándara y otros maestros eran muy amigos suyos y me recomendaron con él; a su vez, Carrillo me recomendó con el doctor Casagrande, por lo que me aceptaron en seguida en Harvard.

DNM: Después de dejar los estudios regulares, ¿siguió haciendo maestrías, doctorados?

EJB: En Harvard estuve dos años. En esa universidad no requerían tesis de maestría; en el primer año, completé los créditos y me dieron el grado de maestro; me quedé un segundo año para tomar los cursos obligatorios para el doctorado, pero no hice la tesis. Nabor Carrillo en dos años lo hizo con todo y tesis; yo la vine a hacer aquí, en México. Una ocasión en que Casagrande vino, me dijo que quería que quienes



FOTO: INGENIERIA UNAM/MX

En Harvard estuve dos años. En esa universidad no requerían tesis de maestría; en el primer año, completé los créditos y me dieron el grado de maestro; me quedé un segundo año para tomar los cursos obligatorios para el doctorado, pero no hice la tesis; la vine a hacer aquí. Me doctoré en la UNAM.

comenzaban con él, terminarían con él, pero a mí ya no me fue posible ir: estaba casado, ya no tenía beca y no podía volver, así que me doctoré en la UNAM.

Éramos dos candidatos para el doctorado, el primero era Marsal y el segundo yo. Aunque esperaba que todo saliera bien, a la mera hora Marsal tuvo problemas y sólo yo fui doctorado. A mí me dio pena, pero entonces, tuve la idea de que le diéramos el Honoris Causa. Se lo dije a Alfonso Rico, mi coautor, quien era muy hábil para la acción; ambos recogimos firmas y logramos el doctorado Honoris Causa para Marsal como un reconocimiento, entre otras razones, por todo lo que había hecho sobre las arcillas del Valle de México.

DNM: ¿Tiene alguna anécdota interesante con Marsal?

EJB: Lo importante es que fuimos fundadores del Instituto de Ingeniería; Marsal y yo en Mecánica de Suelos, Rosenblueth en Ingeniería Sísmica, Hiriart en Presas, Levi en Hidráulica. Fuimos nosotros cinco los fundadores, más otros tres: Quintana, Barros Sierra y Carrillo.

DNM: Terminando los estudios de ahí, uno tiene opciones de irse a la práctica profesional, de dedicarse a la investigación, de ir a la docencia. ¿Por qué eligió el camino de la docencia?

EJB: El ser humano debe descubrir su vocación, tratar de aumentarla, perfeccionarla y dedicarse a ella. Yo nunca tuve ninguna vocación de tipo comercial, administrativo, ni de puestos; siempre rehuí a los puestos. Mi vocación es la docencia; la enseñanza y la investigación científica, no la técnica. La técnica es saber cómo se hacen las cosas; en cambio, la ciencia y la filosofía son saber por qué y para qué suceden... Sencillamente Max Planck, padre de la mecánica cuántica, dice: "Ciencia es una actitud sin reposo, un desarrollo en continuo progreso hacia un objetivo que la intuición poética puede captar, pero que el intelecto nunca entenderá por completo".

Para lograr algo del conocimiento de la verdad, uno necesita liberarse de sí mismo, del cerebro; lo dice Richard Gregory, profesor emérito de Neuropsicología de Bristol University: el cerebro está diseñado para sobrevivir, y no para buscar la verdad.

DNM: Pero hay quienes privilegian la investigación aplicada sobre la investigación por

la investigación misma. ¿Usted qué opina al respecto?

EJB: Cada quien debe seguir su propia vocación. Mis hijos no tienen vocación científica, sino técnica; la científica pudiera ser la vocación de personas que yo conozco, matemáticos, físicos y algunos médicos, pero todos tienen vocación más bien técnica. Actualmente siento un poco de tristeza porque cada vez más llegan aquí los alumnos con la sola intención de pasar la materia, mejor dicho, de acreditarla, para poder obtener la maestría e irse a trabajar; sólo les importa el grado y no les interesa aprender.

DNM: ¿Tiene muchos años de maestro?

EJB: Cincuenta y seis años, y en este año completo 57 aquí en la UNAM. Aparte, di clases en el Colegio Militar dos o tres años antes de llegar aquí.

DNM: ¿Puede dividir esos 56 años en periodos donde caracterice el perfil de los alumnos, es decir, el interés que tenían, o es mejor hablar de los casi 57 años y decir qué tipo de alumnos ha encontrado?

EJB: Pues yo sí siento que los primeros alumnos que tuve fueron excelentes. Siento que todos los investigadores del Instituto de Ingeniería, con algunas excepciones, fueron mis alumnos. Por 15 o 20 años, Marsal y yo fuimos los únicos maestros; aquí, en el posgrado, yo daba las clases teóricas y Marsal daba las clases prácticas, aparte de otros maestros de matemáticas. Recientemente, hubo una época en la que estuve dando clases en la escuela profesional y en el primer año tuve 65 alumnos, de los cuales aprobé sólo a cinco; a partir de eso, sólo se vienen conmigo entre 10 y 15 alumnos. Uno de ellos me dijo: “Maestro, con usted no se quieren inscribir, porque de usted se dice: ‘con Juárez Badillo aprendes, pero no pasas’”. Y resulta que hace unos cuatro años, yo presumía de haber reprobado a muchos, hasta que otro alumno me dijo: “Maestro, yo llevé Física con Alfonso Rico Rodríguez; éramos 75 alumnos, y él solamente pasó a cinco”. Pues me ganó.

También siento que, lamentablemente, hay maestros que no se preocupan por lo mucho o poco que el estudiante realmente aprenda porque aprueban a la mayoría. Hace algunos años, leí una nota en el periódico; tristemente decía que había universidades en las que cesaban a



FOTO: PANORAMICO.COM

Todos los investigadores del Instituto de Ingeniería, con algunas excepciones, fueron mis alumnos.

Por 15 o 20 años, Marsal y yo fuimos los únicos maestros; aquí, en el posgrado, yo daba las clases teóricas y Marsal daba las clases prácticas, aparte de otros maestros de matemáticas.

los maestros si no pasaban cuando menos a un 60 o 70 por ciento de los alumnos que tenían y ¡caramba!, para mí eso está muy mal.

DNM: Por otra parte, no era lo mismo impartir conocimientos hace 50 años que hacerlo ahora, no sólo porque han cambiado la mentalidad y el perfil de los estudiantes, sino porque también han cambiado los recursos; antes eran el pizarrón y el gis, ahora están las computadoras, la tecnología avanzada. ¿Qué cambio nota, positivo o negativo, al contar ahora con estos recursos?

EJB: Yo no sé nada de computación; siento que mi cerebro es una computadora natural. Creo, por un lado, que tengo una edad en que mi mente ya no da lo suficiente para aprender toda esa nueva tecnología, y, por otro, no tengo tiempo, porque yo estoy encantado con los artículos que estoy publicando, que son más bien ecuaciones de experimentos muy valiosos que se han hecho en el mundo.

Nuestra mente es como una hoja de papel: plana, dual y finita; el universo es infinito, no es dual, es de un solo lado, como la superficie de Moebius. Como dice Einstein, en el universo no hay puntos de referencia. No podemos decir que en el universo hay arriba, abajo, izquierda, derecha, bueno o malo, porque nuestra mente es la que funciona de forma dual, pero el universo no tiene forma dual.

Incluso en el aspecto religioso, por ejemplo, me gusta mucho lo que dice Anthony de Melo en un cuentito que aparece en mi conferencia. Se trata de un hombre que tiene amistad con otro, y lo encuentra buscando su anillo de matrimonio. Le dice: “Oye, yo te ayudo a buscarlo”, y pasa una hora buscándolo en la terraza, hasta que dice: “Estamos buscando tu anillo pero no lo encontramos. ¿Dónde lo perdiste? ¿Aquí, en la terraza?” “No —responde el otro— en el baño.” “Y entonces, ¿por qué lo buscas en la terraza?” “Ah, pues porque aquí hay más luz.” Luego, con letras más pequeñas, De Melo, sacerdote jesuita, escribe: “Hay hombres que buscan a Dios en templos y sinagogas, cuando lo han perdido en su corazón.” Además, vea usted qué es lo que ha producido buscar a Dios con el cerebro —los filósofos están de acuerdo—: la mayor destrucción y muerte en el mundo ha sido por causa de las religiones.

DNM: ¿Cuáles son los intereses y compromisos que hoy más le importan?

EJB: Siento que ya logré mi máximo interés: saber cómo funciona. Y me sigo dedicando a publicar sobre cómo funciona el universo, porque todo está mal.

DNM: Si tuviera que describirlo en pocas palabras, ¿cuál sería la esencia de este nuevo enfoque filosófico?

EJB: Prácticamente siento que la vida tiene todas las características de un sueño. Yo he tenido sueños en que me he dado cuenta de que estoy soñando. Actualmente, siento que la vida es un sueño globalizado y compartido; nada existe independientemente de nosotros, eso está comprobado científicamente desde el siglo pasado; los colores no existen, el ruido no existe, la materia no existe.

Tenemos unas células cónicas de tres tipos atrás del iris que, al recibir el espectro electromagnético de ciertas frecuencias, forman los colores en el cerebro. El sonido no existe; al hablar se crean ondas en la masa de aire que, al llegar al tímpano, vibra, pasa por los huesecillos del oído medio y llega al caracol donde se forma un impulso nervioso que forma el sonido en el cerebro de cada quien.

Heisenberg demostró el siglo pasado en laboratorio, con un equipo muy sofisticado, que la materia no existe, son paquetes de ondas. Todos tenemos la idea de que hemos llegado a este mundo; sin embargo, todo cuanto fue hecho, todo lo que existe, no existe independientemente de nosotros. En el momento en que yo parta de mi sueño, para mí terminó. Luego, seguirán otros soñando, que son los que todavía no se han ido. Siguen soñando, pero ese conocimiento no corresponde a la verdad.

DNM: Volviendo al tema de sus clases de Mecánica de Suelos, ¿cuál es el ámbito más específico en el que usted trabaja?

EJB: Las ecuaciones. Las ecuaciones constitutivas de los materiales: arcillas, limos, arenas, gravas, enrocamiento, concreto, todos tienen la misma ecuación de compresibilidad. En el año 83, el profesor Bazant, de North Western University, no me creía y me invitó a presentarlo en un simposio organizado por él: el Simposio William Praeger. El concreto se comporta de la misma manera que la arcilla, puede llegar a la presión de cuasipreconsolidación, donde pasa por colapso de sus poros, a lo que se podría llamar normalmente consolidado en las arcillas, y en ambos casos se utiliza la misma



Nuestra mente es como una hoja de papel: plana, dual y finita; el universo es infinito, no es dual, es de un solo lado, como la superficie de Moebius. No podemos decir que en el universo hay arriba, abajo, izquierda, derecha, bueno o malo, porque nuestra mente es la que funciona de forma dual, no el universo.

ecuación. Además, toda la materia llega a volumen cero bajo una presión finita, pero tan grande que no la podemos aplicar. Los llamados “agujeros negros” no son agujeros, sino puntos negros, en los que desaparece la materia, y junto a los agujeros negros, como se sabe, están los agujeros blancos. Todo eso lo digo en mi conferencia y está demostrado: es donde, en este momento, se están formando nuevas galaxias.

DNM: Además de la enseñanza, ¿en qué otras actividades ocupa su tiempo?

EJB: Me falta tiempo. Estudio muy buenos experimentos, a los que me dedico a ponerles las ecuaciones, y ahora, en el Congreso Panamericano de Toronto, Canadá, presenté cuatro artículos, con ecuaciones de experimentos muy buenos sobre geomateriales.

DNM: Me gustaría cerrar con una reflexión sobre su experiencia de vida.

EJB: Estoy muy contento con lo que he logrado en la vida; sin embargo, me entristece lo que han logrado los demás, incluyendo a mi familia; todos son normales, yo soy el único que me salgo de la norma. ¿Por qué? Porque a mí me interesó saber por qué y para qué nació. El resultado de mis investigaciones científicas aparecen en los libros *Theoretical Geoscience*, edición en inglés, y *Geociencia teórica*, edición en español, publicados recientemente por la SMIG ❖

Publicado en la edición 222, Diciembre 2011 - Febrero 2012, de la revista *Geotecnia*.

E. Juárez Badillo

School of Engineering, National University of Mexico
 General Direction of Projects for Highway Engineering, Ministry of Public Works

Failure Theory for Clays

Théorie de résistance pour les argiles

In this paper a failure theory for clays is presented. The theory is developed following the general approach used by the author with respect to his previous theories on pore pressure and compressibility of clays (Juárez-Badillo, 1963 and 1965). Consideration to the inclination of the “planes of failure” is given. The concept of “fundamental stress” is introduced and consideration is also given when failure occurs with “dilatation” at failure in highly preconsolidated samples. The theory considers clays as “purely frictional materials” by introduction of the concept of “stored pressure” eliminating the cohesion component for the shearing resistance. This enables a unified theory for all types of soils. The theory is applied to drained and undrained compression and extension tests on normally consolidated and preconsolidated remoulded samples with overconsolidation ratios up to 24. Correlations with experimental data on weald clay, obtained at the University of London, are made. Discussion of the results obtained as well suggestions for future experimental research are included.

*Non datur scientia de individuo
 Sócrates (Pallares, E., 1957, p. 10)*

INTRODUCTION

In this paper a study is made of the resistance of clays and an equation is proposed. The equation is in appearance nothing new, but the interpretation of it differs from the common interpretation used at present. This new interpretation seems to permit a unification with the resistance of “purely frictional materials” such as sands.

The equation is of the form attributed to Navier by Rutledge (1939) and it can be considered to be of the type of “maximum obliquity” if the interpretation suggested in this paper is used.

If s is the shearing resistance in a plane and σ_{fund} , the “fundamental” normal stress in that plane, the proposed equation is

$$s_m(\sigma_{fund}) \tan \phi \quad (1)$$

where ϕ is the angle of shearing resistance of the material. σ_{fund} is the normal stress that is “fundamental” and fully responsible for the resistance s . This nomenclature has been adopted in view of the so extended use of the common definition for the “effective stress” $\sigma' = \sigma - u$, although the impression of the author is that the origin of this concept was to represent the stress that “effectively” was responsible for s .

The theory developed in this paper considers the effective stress only as a part of the fundamental stress.

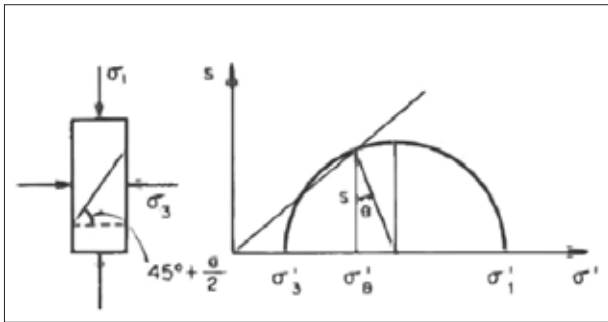


Fig. 1. Mohr Circle for a Triaxial Test.

THE FUNDAMENTAL STRESS CONCEPT

The following form for the fundamental normal stress is proposed

$$\sigma_{fund} = \sigma' + \sigma_s = \sigma - u + \sigma_3 \quad (2)$$

where σ' , σ and u are the effective, total and neutral normal stresses respectively, and σ_s is the “stored normal pressure”, normal to the plane under consideration.

The origin of this “stored normal pressure” may be thought as being due to the “stored energy” in preconsolidated soils or to preconsolidation induced during the test.

The following basic ideas are postulated $\sigma_3 = 0$ in the plane (or planes) of failure if

1. The rate of volume change in drained triaxial tests at failure is zero.
2. The rate of pore pressure change in undrained triaxial tests at failure is zero.

The following expression for σ_s is proposed:

$$\sigma_{fund} = \sigma' + \sigma_s = \sigma - u + \sigma_3 \quad (3)$$

where σ_e is the “equivalent consolidation octahedral normal pressure” and σ_c the “consolidation octahedral normal pressure”, both at failure, already defined in a previous paper (1963b) an r is a constant, $0 \leq r \leq 1$, property of the soil. For the cases $\sigma_s = r(\sigma_e - \sigma_c)$, $r = 0$ and the fundamental normal stress is equal to the effective stress.

Substitution of eq. (3) in eq. (2) into eq. (1) gives

$$s = [\sigma' + r(\sigma_e - \sigma_c)] \tan \phi = [\sigma - u + r(\sigma_e - \sigma_c)] \tan \phi \quad (4)$$

The ratio $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ will be called the “Overconsolidation Factor” (OCF).

TRIAXIAL TESTS

The application of eqs. (1), (2) and (4) to the triaxial tests may be developed as follows.

Let $45 + \frac{\theta}{2}$ be the inclination of the plane of failure with respect to the plane where the maximum principal stress σ_1 is applied.

From Fig. 1 can be deduced

$$\sigma'_\theta = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \theta \quad s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \theta \quad (5)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \theta = \left[\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \theta + \sigma_s \right] \tan \phi \quad (6)$$

In compression tests the intermediate principal stress $\sigma'_2 = \sigma'_3$ while in extension tests $\sigma'_2 = \sigma'_1$. It can easily be shown that

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \sigma' \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{6} \quad (7)$$

where σ' is the octahedral effective pressure and where the upper sign (+ in this expression) should be used for the compression tests and the lower sign should be used for the extensions tests.

Introducing eq (7) into eq. (6) it is obtained

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \theta = [\sigma' - \sigma_s] \tan \phi + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta \right) \tan \phi \quad (8)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta \right) \tan \phi} [\sigma' - \sigma_s] \quad (9)$$

DRAINED TESTS

For drained test $\sigma' = \sigma_c$ and introducing eq. (3) into eq. (9) it can be obtained

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta \right) \tan \phi} \left[1 + r \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1 \right) \right] \quad (10)$$

The following special cases will be useful

For $r = 0$, $\theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta \right) \tan \phi} \quad (11)$$

For $\theta = 0$, $r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi} \left[1 - r + r \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} \right) \right] \quad (12)$$

It should be insisted that $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ in eq. (12) is the value the OCF has at failure. In a drained test it varies during the test (except under $J_1 = cte$ conditions), but it can be calculated from its initial value $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ from the equation given by the author in a previous paper (1965)

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^\rho \quad (13)$$

Where ($0 \leq \rho \leq 1$) is the “expansibility-compressibility ratio”, a constant for a given clay. From eq. (13) it follows that

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^\rho = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_c} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^\rho = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \right)^{-(1-\rho)} \quad (14)$$

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^{-(1-\rho)} \quad (15)$$

In the same previous paper (1965) it was deduced the following relationship

$$\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}\right)^{(1-\rho)} \quad (16)$$

where $\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}$ the overconsolidation ratio (OCR), that is, σ_p is the preconsolidation isotropic pressure.

Introducing eq. (16) into eq. (15) it is obtained

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}\right)^{(1-\rho)} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^{-(1-\rho)} \quad (17)$$

In practice it is useful an expression for $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$ From eq. (11), for $r = 0$, $\theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) \quad (18)$$

from which can be found an explicit expression for $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$ For each of the triaxial tests in common use.

For the case $\theta = 0$, $r \neq 0$ the corresponding equation, taking into account eqs. (12) and (17), is

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{1 \pm \frac{1}{3} \tan \phi} \left[(1-r) \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) + r \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}\right)^{(1-\rho)} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^\rho \right] \quad (19)$$

In the triaxial test $\frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}$ depends on the type of it as follows

$$\begin{aligned} \text{Axial stress increased: } & \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \\ \text{Radial stress decreased: } & \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}} = -\frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \\ \text{Axial stress decreased: } & \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}} = -\frac{1}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \\ \text{Radial stress increased: } & \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \\ J_1 = cte & \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}} = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

Substitution of expressions (20) into eq. (18) gives readily the value of $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$. However, substitution of expressions (20) into eq. (19), gives the value of $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$ in an implicit form, which can be solved by an iterative process for each type of test.

It is interesting to note that for the case $r = 0$, eq. (18) reduces to

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - (1 - \sin \theta) \tan \phi} \quad (21)$$

for the cases of axial stress increased and radial stress increased, while it reduces to

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta + (1 + \sin \theta) \tan \phi} \quad (22)$$

for the cases of radial stress decreased and axial stress decreased.

For the cases $J_1 = cte$ eq. (18) reduces to

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \quad (23)$$

where the corresponding sign should be used for the compression and the extension tests.

For the case $\theta = 0$, $r \neq 0$ the solution of eq. (19) depends of each type of test, that is, do not exist expressions similar to (21) and (22) to be applicable to more than one type of triaxial test.

UNDRAINED TESTS

For undrained tests $\sigma' = \sigma - u$. Furthermore $\sigma_c = \sigma_{c0}$ and $\sigma_e = \sigma_{c0}$ in eq. (3) since they are constant volume tests. Introduction of eq. (3) into eq. (9), taking into account the above considerations, gives

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \left[\frac{\sigma - u}{\sigma_{c0}} + r \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1\right) \right] \quad (24)$$

The following special cases will be useful. For $r = 0$, $\theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \left[\frac{\sigma - u}{\sigma_{c0}} \right] \quad (25)$$

For $\theta = 0$, $r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\left(1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi\right)} \left[\frac{\sigma - u}{\sigma_{c0}} + r \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1\right) \right] \quad (26)$$

The value of $\frac{\sigma - u}{\sigma_{c0}}$ can be found theoretically as follows. In a previous paper by the author (1963b) it was postulated

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{c0}} + \alpha - \alpha_p \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1\right) \quad (27)$$

Nevertheless, this expression has been already modified, to make $\alpha = \alpha_p$. The new expression contained in an unpublished paper entitled "Pore Pressure and Compressibility Theory for Saturated Clays" reads

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{c0}} - \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} - 1\right) \quad (28)$$

Where α is assumed to be the same in compression and extension tests. That is, it is believed to be only a function of the absolute value of the "shearing stressed distribution factor" defined in a previous paper (1963a) and redefined in the previously mentioned unpublished paper.

As $\sigma = \sigma_{c0} + \Delta\sigma$ and $\Delta u = u$, from eq. (28) can be obtained

$$\frac{\sigma - u}{\sigma_{c0}} = 1 + \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} - 1\right) = 1 - \alpha + \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}\right) \quad (29)$$

Introducing eq. (29) into eqs. (25) and (26) it is obtained; for $r = 0$, $\theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \left[1 - \alpha + \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right) \right] \quad (30)$$

For $\theta = 0, r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\left(1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi\right)} \left[1 - \alpha - r + \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right) + r \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} \right] \quad (31)$$

Introducing eq. (16) into eqs. (30) and (31) the following expressions are obtained.

For $r = 0, \theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - \left(\pm \frac{1}{3} - \sin \theta\right) \tan \phi} \left[1 - \alpha + \alpha \left(\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{1-\rho} - \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{-(1-\rho)} \right) \right] \quad (32)$$

For $\theta = 0, r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\left(1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi\right)} \left[1 - \alpha - r + \alpha \left(\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{1-\rho} - \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{-(1-\rho)} \right) + r \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{1-\rho} \right] \quad (33)$$

which give the resistance in function of the $OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}$ if the other parameters are known.

When undrained test measuring the pore pressure are made, the following equations will be useful.

For a compression test with axial stress increasing

$$\sigma' = \sigma_{c0} + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) - u \quad (34)$$

while for an extension test with axial stress decreasing

$$\sigma' = \sigma_{c0} - \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) - u \quad (35)$$

Introduction of eqs. (34) and (35) into eq. (8) gives

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \theta = [\sigma_{c0} - u + \sigma_s] \tan \phi \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} |\pm 1 - \sin \theta| \tan \phi \quad (36)$$

and

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - (\pm 1 - \sin \theta) \tan \phi} \left[1 - \frac{u}{\sigma_{c0}} + r \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (37)$$

where eq. (3) has already been introduced.

The following special cases will be useful.

For $r = 0, \theta \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{\cos \theta - (\pm 1 - \sin \theta) \tan \phi} \left[1 - \frac{u}{\sigma_{c0}} \right] \quad (38)$$

For $\theta = 0, r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \tan \phi} \left[1 - \frac{u}{\sigma_{c0}} + r \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (39)$$

Introduction of eq. (16) into eq. (39) gives, for $\theta = 0, r \neq 0$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \tan \phi} \left[1 - r - \frac{u}{\sigma_{c0}} + r \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}} \right)^{1-\rho} \right] \quad (40)$$

SURFACE OF FAILURE

The following considerations concern the inclination of the plane or planes of failure in a triaxial test. Let us consider first the case of a drained or undrained triaxial test where the axial or the radial stress is increased in a sample of a normally consolidates (isotropically) clay. Consider a plane inclined $45 + \frac{\theta}{2}$ ($0 \leq \theta \leq \phi$). In this case the fundamental stresses will be equal to the effective stresses. In such a plane we have (see Fig. 1), during the performance of the test

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \theta \quad (41)$$

while

$$s = \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \theta \right] \tan \phi \quad (42)$$

During the performance of the test let us define the “critical plane” as that plane where $\frac{\tau}{s}$ is maximum. Dividing eq. (41) by eq. (42) it is obtained

$$\frac{\tau}{s} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \theta}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta} \frac{1}{\tan \phi} \quad (43)$$

Derivation with respect to θ and equalizing to zero gives

$$-\left[\sigma'_1 + \sigma'_3 - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \right] (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \cos^2 \theta = 0 \quad (44)$$

From eq. (44) it is easily obtained

$$-(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \theta + (\sigma_1 - \sigma_3) = 0 \quad (45)$$

and

$$\theta = \sin^{-1} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (46)$$

From eq. (46) it is obvious that in a drained test of the type considered in this section, where the effective stress does not decrease in any plane, the “critical plane” keeps changing, increasing its inclination from 45° at the start of the test to $45 + \frac{\phi}{2}$ at the end of it, where the sample fails with its “critical failure plane” inclined $45 + \frac{\phi}{2}$. With respect to the plane where is acting the major principal stress σ_1 . However, in an undrained test, the final “critical failure plane” depends on the way the “critical plane” changes during the test, and the author feels that, in sufficiently sensitive clays, the “critical failure plane” may have the inclination of 45° .

Table I. Values of $\phi_u = \sin^{-1}(\tan\phi)$

ϕ	ϕ_u	ϕ	ϕ_u
0°	0°	30°	35° 14'
5°	5° 1'	32°	38° 40'
10°	10° 9'	34°	42° 25'
15°	15° 33'	36°	46° 36'
20°	21° 21'	38°	51° 23'
22°	23° 50'	40°	57° 3'
24°	26° 26'	42°	64° 13'
26°	28° 11'	44°	74° 57'
28°	32° 7'	45°	90°

On the other hand, in highly preconsolidated samples, the author feels that the influence of the “stored pressure” which is equal to $\sigma_c - \sigma_e$ at the start of the test, keeps the critical plane unchanged and, consequently, the “critical failure plane” will occur at 45°. In these cases, the “maximum resistance” will have the influence of the remaining “stored pressure” will continue decreasing on the plane of failure, with obvious “dilatation” of the pore pressure in undrained tests: while the resistance of the clay decreases until, at the limit, the “stored pressure” will completely disappear, and the clay flows plastically at constant volume in drained tests, and at constant pore pressure in undrained tests, with its ultimate or “residual resistance” (Skempton A. W., 1964). Orientation of the soil particles in the clay structure from an at random orientation at the start of the test to a more or less oriented structure at the end of the test, and its effect on the value of the angle of shearing resistance (from a “potentially” high value at the start of the test, to a lower value at the maximum resistance and to

an even lower value on the plane of failure at the residual resistance, as Skempton (1964) has already pointed out), is another factor that may influence the final inclination of the “critical failure plane” from the initial inclination of the “critical plane”. This limit, the residual resistance, may be thought occur when the angular strain in the plane of failure is infinite, which is the case when an actual plane of failure develops in the clay sample, or, will tend asymptotically to it, with increasing deviatoric strain, when the sample does not develop an actual surface of failure.

A third factor which may influence the inclination of the final “critical failure plane”, for example, in undrained tests in normally consolidated clays, is what may be called the “deviatoric stored pressure” in contrast to the “stored pressure”, previously dealt with and which is believed to have a volumetric or isotropic origin. This “deviatoric stored pressure”, in essence is the “prestress” discussed by Casagrande and Wilson (1953) and which is assumed, in the theory developed in this paper, to have no effect on the shearing resistance, buy only on the inclination of the “critical failure plane”.

The above considerations may have important practical influence in the interpretation of undrained tests in normally consolidated clays. For example, if a clay sample fails plastically with a plane of failure at 45° with an angle of shearing resistance ϕ , the straight line Mohr envelope of it will give an apparent angle of shearing resistance ϕ_u greater than ϕ . From Fig. 1 may easily be found that the relationship between ϕ and ϕ_u is

$$\sin \phi_u = \tan \phi \tag{47}$$

Table II. Experimental data at failure on Weald Clay (except last column), (after Henkel)

Type of tests		OCR	1	1.7	2	2.7	4	8	12	24	OCR (Eq. 51 and Fig. 3)
Compression drained tests	Axial stress increased	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	1.17	1.20	1.20	1.22	1.28	1.37	1.52	1.62	6.56
	Radial stress decreased	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.53	0.535	0.54	–	0.56	0.58	0.58	0.60	2.71
		$\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_{c0}}$	–0.02	–0.03	–0.03	–	–0.07	–0.10	–0.13	–0.17	
J1=cte.	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.85	–	–	–	0.91	–	1.08	–	4.56	
Extension drained tests	Radial stress increased	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	1.18	–	1.20	–	1.25	1.53	1.70	2.02	4.37
	Axial stress decreased J1=cte.	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.56	0.57	0.58	–	0.60	0.68	0.70	0.76	1.87
		$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.69	–	–	–	0.765	–	0.85	–	2.32
Compression undrained tests	Axial stress increased	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.575	0.80	0.88	1.05	1.30	1.85	2.23	2.08	(Fig. 5)
		$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}}$	0.54	0.35	0.295	0.17	–0.03	–0.40	–0.60	–1.07	~ 12
Extension undrained tests	Axial stress increased	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$	0.47	0.70	0.76	–	1.12	1.55	1.90	2.48	~ 4
		$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}}$	0.135	–0.26	–0.40	–	–0.96	–1.65	–2.16	–2.80	

Table III. Values of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ and of the ratio $\frac{\sigma_{e0}^{(exp.)}}{\sigma_{c0}^{(theor.)}}$ Weald Clay

OCR	$\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}^{(exp.)}$	$\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}^{(theor.)}$	Ratio
1	1	1	1
1.7	1.50	1.425	1.053
2	1.67	1.59	1.050
2.7	2.05	1.94	1.057
4	2.67	2.52	1.060
8	4.15	4.00	1.038
12	5.20	5.24	0.992
24	7.00	8.32	0.842

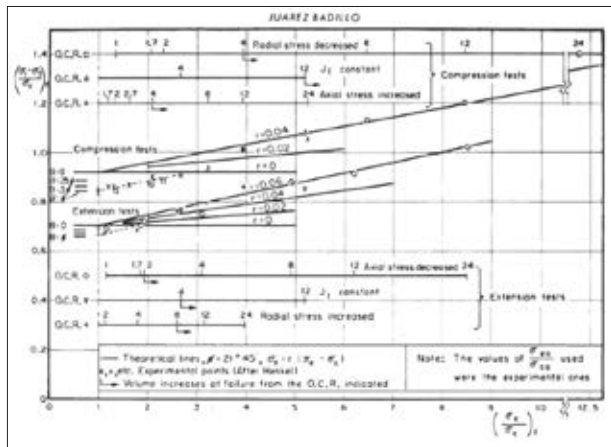


Fig. 2. Resistance of Weald Clay. Drained Tests.

from which

$$\phi_u = \sin^{-1}(\tan \phi) \tag{48}$$

The difference between ϕ and ϕ_u will increase with increasing values of ϕ . Table shows the values of ϕ_u in function of ϕ . For an organic clay Casagrande and Wilson (1953) report $\phi = 34^\circ$ and $\phi_u = 43^\circ$ while for Boston Blue Clay they report $\phi_u = 32^\circ$ and ϕ between 27° and 30° . (Rigorously there is a small difference between ϕ_u as here is defined and the inclination of the Casagrande's F-line because he takes the F-points at an inclination or $45 + \frac{\phi}{2}$ but the difference is small for practical purposes). From Table I it is found that for $\phi = 34$, $\phi_u = 42^\circ 25'$, while for $\phi_u = 32^\circ$, $\phi_u = 28^\circ$.

PRACTICAL APPLICATION

The theory developed above was applied to the tests on Weald clay which were made at Imperial College, University of London, the curves of which were kindly furnished to the author by D. J. Henkel. Table II contains the pertinent data for this paper. From previous papers (Henkel D. J., 1959 and 1960) were determined the experimental values of the initial overconsolidation factors $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$, as well as the values of the "compressibility coefficient" γ , the "expansibility coefficient" γ_p , and the "expansibility-compressibility

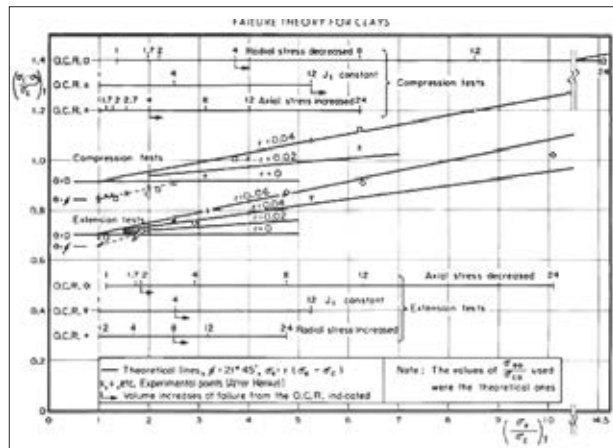


Fig. 3. Resistance of Weald Clay. Drained Tests.

ratio $\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} \rho$. These values were found by the author (1965) to be

$$\gamma = 0.060, \quad \gamma_p = 0.020, \quad \rho = \frac{1}{3} \tag{49}$$

The theoretical values of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ were also obtained applying eq. (16). These values appear in Table III as well as the ratios between them.

It is important to note that the failure theory above proposed is independent of γ and γ_p and only depends on its ratio, that is, on ρ .

Table II and III contain all pertinent experimental data for the application of the theory above proposed and its application enables a critical study of the results obtained.

APPLICATION TO DRAINED TESTS

From the data in Table II were computed the values of $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}}$ at failure for the different triaxial tests. The points obtained appear in Fig. 2 where also appear the theoretical values applying eq. (11) for $\theta = \phi, \frac{\phi}{2}, \frac{\phi}{4}, \alpha$ and 0, and the theoretical values applying eqs. (12) and (15) for $r = 0.02, 0.04$ and 0.06 . The value of ϕ used was $21^\circ 45'$. From the stress strain graphs (not included) were determined the OCR for compression and extension tests from which the samples showed volume increase rate at failure, and they appear indicated in Fig. 2, Fig. 3 shows a similar figure, but with the difference that the theoretical values of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ were used instead of the experimental ones, that is, in Fig. 3 eq. (12) was applied using eq. (17) for the OCF instead of eq. (15). The only important difference is the different position of the points corresponding to OCR = 24. This was expected due to the relatively important difference between the experimental and the theoretical value of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ shown in Table III. These two figures permit a critical study of the results obtained. It is important to note that the results obtained seem to verify the first basic idea postulated at the beginning of this paper. Furthermore, it seems that 3 different zones can be demarcated. The first zone, where the increase of resistance is only due to a change in θ from ϕ

to 0. A final or third zone where eq. (4) seems to be valid for a fixed value of r , and a second or intermediate zone, a transition zone, from the first to the third zone. The author feels that this transition zone should be one such that the complete failure line be a continuous line. Future research may disclose a better expression than eq. (4) for the concept of fundamental stress. These three zones and the value of r seem to be different for compression and extension tests, that is, they seem to depend on the “shearing stresses distribution factor”. Another important deduction from these figures is that it appears to be a critical OCF: $(\frac{\sigma_e}{\sigma_c})_c$ for which $\theta = 0$, and that it depends also of the “shearing stresses distribution factor”, that is, its value is different for compression and for extension tests. From Fig. 3 it seems that

$$\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_{cc} = 2.75, \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_{ce} = 1.75 \quad (50)$$

From eq. (17) can be deduced the critical $OCR = (\frac{\sigma_p}{\sigma_c})_c$ corresponding $(\frac{\sigma_e}{\sigma_c})_c$. The expression obtained is

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{c0}}\right)_c = \left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_c^{1-\rho} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right) \quad (51)$$

Introducing the expressions given by eqs. (20) into eq. (51) may be obtained the different critical OCR for the different types of triaxial tests. This was done and the values obtained appear in the last column of Table II.

For the case of radial stress decreased, it may be noticed, from Table II, that there was also a small decrease in the value of the axial stress, which corresponds to a decrease of the same magnitude in the isotropic pressure. This reduction was taken into account in the computations made.

Fig. 4 shows the application of eq. (18) for the different types of triaxial tests, as well as the application of eq. (19) starting from the critical OCR for $r = 0.02, 0.04$ and 0.06 . this figure is simply another form of presentation of Fig. 3.

From Figs. 2 and 3, one is tempted to believe that, in the first zone, the variation of $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$ is a linear function of the OCF at failure, but the author feels that the initial OCR

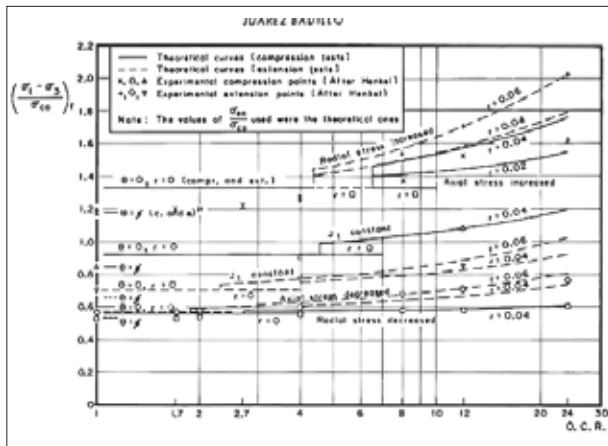


Fig. 4. Resistance of Weald Clay. Drained Tests.

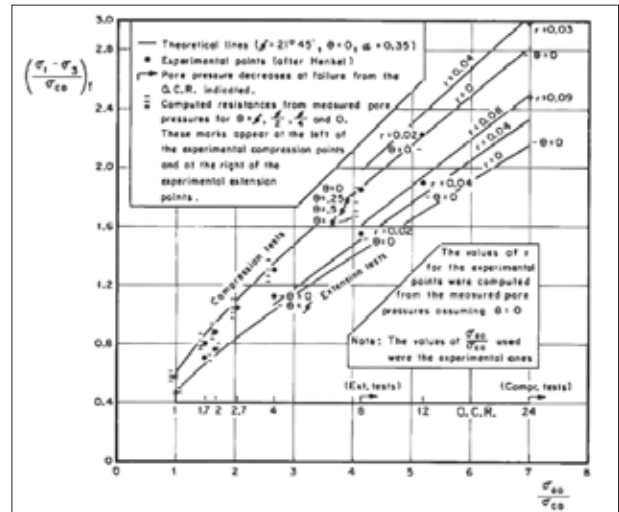


Fig. 5. Resistance of Weald Clay. Undrained Tests.

should have an influence in the value of θ , giving higher resistances with higher OCR. This effect is readily noticed in the compression tests, while the results for the extension tests seem to contradict this statement. So, no definite conclusion can be drawn at this time, and it is even believed that the critical OCF may vary with the type of test. Another temptation in these two figures is to assume a linear variation of the resistance with the OCF at failure in the second and third zones, starting from $(\frac{\sigma_e}{\sigma_c})_c$, but the experimental points do not support this temptation.

One important point to elucidate in the future is the concept of the critical OCF and in the case it is found to be a useful concept, would remain to explain the way it develops during the tests and the factors that influence its value. Physical-chemical studies of the clay structure may help to clarify this point.

In the third zone, it seems that r for compression tests has a value of 0.04 , while it seems to have a value of 0.06 for extension tests.

It should be noticed that time has not been taken into account and the value of r may be found, in future research, to be a function of the deviatoric deformation, as well as of the rates of stress and strain in the tests.

APPLICATION TO UNDRAINED TESTS

Application of eqs. (38) and (39) was made using the same angle of shearing resistance $\phi = 21^\circ 45'$. Eq. (38) was calculated for $\theta = \phi, \frac{\phi}{2}, \frac{\phi}{4}$ and 0 , and the value of r was computed from eq. (39) for those cases for which the experimental resistance was higher than for the case of $\theta = \phi$. The results obtained appear in Fig 5. From the stress-strain curves (not included) were determined the OCR from which the tests showed a pore pressure decrease rate different from zero. This is indicated in the same figure. Furthermore, application of eqs. (30) and (31) was also made using $\alpha = 0.35$ and the experimental values of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ contained in Table III.

These are the “theoretical lines” plotted in the same figure. The value of $\alpha = 0.35$ was taken from the unpublished paper mentioned above with respect to eq. (28). From this figure, it is important to note that the results obtained seem to verify the second basic idea postulated at the beginning of this paper. In these cases of undrained tests, it seems that the critical OCF can not be determined with the same accuracy than for the case of drained tests.

Their values appear to be of the order of 5 for compression tests and of 3 for extension tests (compare with expressions (50)) with corresponding critical OCR of the order of 12 and 4 respectively. These last two values appear in the last column of Table II. For compression tests appear that $\theta = \frac{\phi}{4}$ from $OCR = 1$ to 4; $\theta = 0$ for $OCR = 8$ and the value of $e = 0.04$ seems to fit well for $OCR = 24$. For extension tests, the general trend seems to be similar, although a higher scattering is noticed. For high values of the OCR it seems that $r = 0.08$, though the author feels that in case exist the “threshold” mentioned before, for the case of drained tests, r should be the same than in the case of drained tests, that is, we should have $r = 0.08$ which, by the other hand, gives points not far from the experimental ones. Would the imperfections involved in the experimental triaxial tests justify these differences? Fig. 6 is similar to Fig 5 but, with the difference, that in this case the theoretical values of the OCF were used, that is, for the construction of the theoretical lines eq. (32) was used. From this figure it appears that θ is even closer to 0 than from Fig 5. In the extension tests the higher points are due to the fact that the measured pore pressures were lower than the theoretical ones, and the completely lower values of the experimental points for $OCR = 24$ is due to the difference between the experimental and the theoretical value of $\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ already pointed out and reported in Table III.

The above comments for drained tests and for undrained tests, though are deduced from a single clay, Weald clay, the author decided to include them to stimulate discussion, as well as to stimulate work for their ratification or rectification in future experimental tests.

FINAL COMMENTS

When a triaxial test is performed, the initial at random structure of the clay (in the tests considered) is affected in such a way, that the capacity of the soil to support isotropic pressure decreases in normally consolidated soils. This idea was expressed in a previous paper (1963b). The coefficient α measures such disturbance at failure and the coefficient ρ , defined in the same previous paper, defines the way the disturbance takes place during the test. The coefficient r defined in this paper is obviously related to the coefficient α . If α were 0 there would be no disturbance of the soil structure and r would obviously be equal to 1; but as α increases (it is believed to increase with the content of flake clay particles and with the organic content) r decreases. On Weald clay it was found that $\alpha = 0.35$, that means, volumetrically speak-

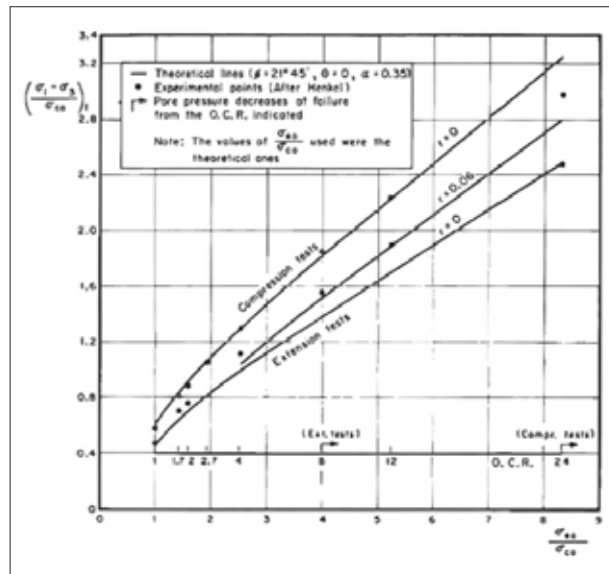


Fig. 6. Resistance of Weald Clay. Undrained Tests.

ing, that $1 - \alpha = 0.65$ of the original structure “remains” at failure. The fact that r in the tests was found to be quite smaller means, that in the direction of the planes of failure, the disturbance is much greater than in the other planes: in other words, the disturbance of the clay structure is not isotropic during the test. This is quite reasonable and it was already expected. On the other hand, the critical $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ (See Figs. 2 and 3), or what may be found in the future to be a critical interval of $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$, instead of a discrete value, is believed to be a function of both coefficients α and β . However, the author has nothing important to say at present about the form of such relationships.

The author believes that complete pictures of the mechanical behaviour of other clays are highly desirable, especially in clays where the different zones mentioned above with respect to Figs. 2 and 3 show up in better contrast. For example, in clays with higher ϕ , higher r (smaller α) and different values of ρ .

CONCLUSIONS

The most important conclusions of the theory proposed in this paper, and its application to the results obtained of triaxial tests, made on Weald clay at Imperial College, University of London, are the following.

1. The concept of fundamental stress is introduced. This concept considers the clay as a pure frictional material eliminating the cohesion component for this type of soils. This enables a more general approach to the study of the shearing resistance of soils.
2. The apparent higher angle of shearing resistance in undrained tests in normally consolidated soils, if the Mohr envelope is used, may be explained by considering that the inclination of the failure plane is close to 45° instead of $45 + \frac{\phi}{2}$.

3. The fundamental stress concept is assumed to be composed by two parts: the effective stress and the “stored pressure σ_s ”. The origin of this stored pressure may be thought as being due to the stored volumetric energy in preconsolidated clays.
4. The difference between the maximum and the residual resistance in preconsolidated clays is mainly due to the additional resistance due to σ_s .
5. However, the new approach proposed opens new questions that should be studied both theoretically and experimentally, to confirm the validity of the new approach proposed, and to verify and modify accordingly the various concepts proposed in this paper.

ACKNOWLEDGMENTS

Most of the ideas, theoretical developments and practical application – has been made possible thanks to the unrestricted support, understanding and encouragement of the authorities of the Ministry of Public Works, in special of the General Direction of Projects for Highway Engineering where the author works. Partial sponsorship by the Research Division of the School of Engineering of the National University of Mexico is also kindly acknowledged.

The author acknowledges to D. J. Henkel the furnishing of the stress-strain curves of Weald clay, from which the data used in this paper were taken.

The solution of eq. (19) for the construction of Fig. 4 was obtained by an electronic computer at the General Direction of Computation and Statistics of The Ministry of Public Works ♦♦

References

- Casagrande A. and S. D. Wilson (1953). “Prestress Induced in Consolidated Quick Triaxial Tests”. Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Henkel, D. J. (1959). “The Relationship Between the Strength, Pore-Water Pressure, and Volume-Change Characteristics of Saturated Clays”. *Géotechnique*, Vol. IX.
- Henkel, D. J. (1960). “The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays”. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, June.
- Juárez-Badillo E. (1963a) “A New Approach to the Mechanics of Soil Behaviour”. II Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, July.
- Juárez-Badillo E. (1963b). “Pore Pressure Functions in Saturated soils”. Symposium on “Laboratory Shear Testing of Soils”, Ottawa, ASTM Special Technical Publication No. 361, Sept.
- Juárez-Badillo E. (1965). “Compressibility of Soils”, Indian Institute of Science Symposium on “Behaviour of Soil Under Stress”, Bangalore, Feb.
- Pallares E. (1957). *Introducción a la Filosofía*, Botas, México.
- Rutledge P. C. (1939). “Theories of Failure of Materials Applied to the Shearing Resistance of Soils”, SPEE Civil Engineering Division Conference on Soil Mechanics at State College, Pennsylvania.
- Skempton A. W. (1964). “Long-Term Stability of Clay Slopes”, Fourth Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol. XIV.

Edición de ecuaciones: María Elena Acevedo Valle

E. Juárez-Badillo

Research Professor, Graduate School of Engineering, National University of Mexico Consultant, Ministry of Human Settlements and Public Works, México.

General Compressibility Equation for Soils

Compressibilité des Sols – Equation Générale

A general compressibility equation for soils under isotropic stresses is presented. In its general form the equation describes the behavior of sands, gravels and rock fills. It also describes the compressibility of solids and it is suggested it might, as well, describe the compressibility of liquids. After reaching a "critical pressure", the material change "mechanical phase" and behaves according to a special case of the same general equation, simpler in form, which is the same than the already known equation for clays given by

$$\frac{V}{V_0} - \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-\gamma}$$

"Nature is simple and beautiful"

INTRODUCTION

A universal compressibility equation for matter has been a dream for many, many years. In dealing with soils, a general equation describing the behavior from clays up to rockfills and solid rocks is of great interest (Janbu N., 19) and should, in the writer's opinion, be the sound foundation for the new way of thinking about the mechanical behavior of soils. The author has already introduced (1965) the non linear equation

$$\frac{V}{V_0} - \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{-\gamma}$$

for clays and plastic silts. This time this equation is extended to include granular soils and most emphasis is given to the philosophic foundation of the equation and to the method followed to obtain such an equation.

BASIC CONSIDERATIONS

Experimental evidence. All isotropic and confined compression tests on granular soils produce compression curves similar to the ones shown in Fig. 3 (Lambe T. W. and Whitman

R. V., 1969). From these curves it is obvious that the mechanical compression consists of two "mechanical phases" divided by a "critical pressure".

Philosophic principle. Let V be the volume under an isotropic stress σ . The problem is to find the infinitesimal change in volume dV under an infinitesimal change in isotropic stress $d\sigma$. The relation between dV and $d\sigma$ should produce an equation fulfilling the following philosophic requirement.

"The equation relating V and σ may exist only through a non dimensional parameter and should, independently of critical points, satisfy the extreme boundary conditions, namely: $V = V_0$ for $\sigma = 0$ and $V = 0$ for $\sigma = \infty$ ".

Method of obtention. The connection between dV and $d\sigma$ can be obtained through the following steps which are thought to be philosophically supported:

1. The real domain for σ is complete, that is, from 0 to ∞ , while the real domain for V is incomplete and inverse, that is, from V_0 to 0. We need to find a function $f(V)$ with real domain complete and straight, that is $f(V) = 0$ for $\sigma = 0$ and $f(V) = \infty$ for $\sigma = \infty$. The simplest form of $f(V)$ is

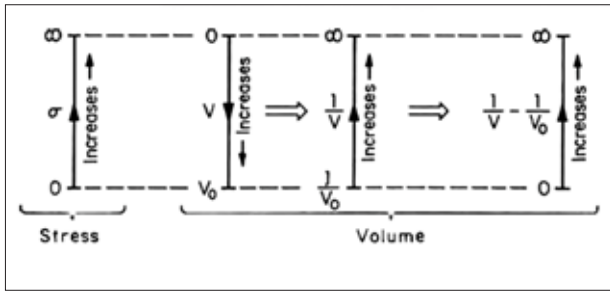


Fig. 1. Scheme for the obtention of equation (1)

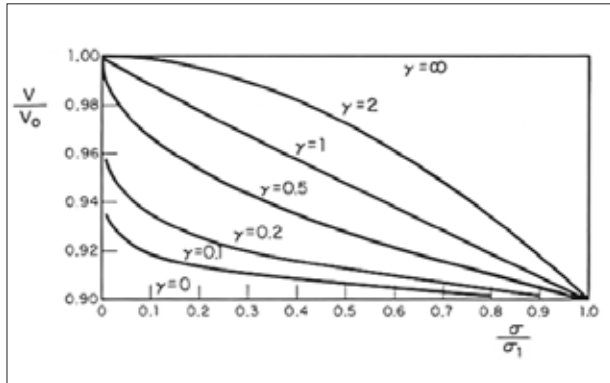


Fig. 2. Graphs of $\frac{V_0/V - 1}{V_0/V_1 - 1} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^\gamma$ for $V_1/V_0 = 0.9$

$$f(V) = \frac{1}{V} - \frac{1}{V_0} \tag{1}$$

obtained as follows (Fig. 1): a) $1/V$ renders V as an increasing function of σ and it fulfills the condition for $\sigma = \infty$. b) $1/V - 1/V_0$ produce $f(V)$ fulfilling also the condition for $\sigma = 0$. In this way the real domain of $f(V)$ is complete and straight.

2. Now $f(V)$ and σ are ready to be connected. For philosophic reasons, which includes the philosophic principle enunciated above, the relationship should be

$$\frac{df(V)}{f(V)} = \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{2}$$

where γ is a non dimensional parameter of proportionality, called the non linear “coefficient of compressibility”.

GENERAL EQUATION

Introducing eq. (1) into eq. (2) we obtain

$$\frac{d\left(\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}\right)}{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}} = \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{3}$$

Let V_1 be the known volume for the pressure σ_1 ($\sigma_1 \neq 0$). Integrating eq. (3) between the limits (σ_1, V_1) and (σ, V) we get

$$\ln\left(\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}\right) \Big|_{V_1}^V = \gamma \ln \sigma \Big|_{\sigma_1}^{\sigma} \therefore \frac{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}}{\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_0}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^\gamma \tag{4}$$

Two special cases of this general equation, describing two different mechanical phases are:

First case: When V_0 is finite. In this case the relationship is just as it appears in eqs. (3) and (4).

Second case: When $V_0 = \infty$. In this case eq. (3) reduces to

$$-\frac{dV}{V} = \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{5}$$

and eq. (4) reduces to

$$\frac{V_1}{V} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^\gamma \tag{6}$$

It will be shown that eq. (4) describes the mechanical behaviour of sands, gravels, rockfills and solids in the first mechanical phase (unvirgin curves) and eq. (6) describes the mechanical behavior of the same materials in the second mechanical phase (virgin curves).

Eq. (4) may be written as

$$\frac{V_0}{V} - 1 = \left(\frac{V_0}{V_1} - 1\right) \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^\gamma \tag{7}$$

Let, for a moment, σ_1 be the pressure needed to reduce V_0 to $V_1 = 0.9 V_0$. Then the compression curves for different values of γ look as they appear in Fig. 2.

In practice, a more convenient way of writing eq. (7) is taking σ_1 as the pressure that would make the volume $V_1 = \frac{1}{2}V_0$. This pressure will be called the “characteristic pressure σ^* ”. An alternative name may be the “non linear bulk modulus”. In this way eq. (7) can be written in the very simple form

$$\frac{V_0}{V} = 1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^\gamma \tag{8}$$

Eq. (3) can also be written as

$$-\frac{dV}{V} = \left(1 - \frac{V}{V_0}\right) \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{9}$$

The traditional linear bulk modulus K (Reiner M., 1960), from eq. (9) is

$$K = \frac{d\sigma}{-dV} = \frac{1}{1 - \frac{V}{V_0}} \frac{\sigma}{\gamma} = \frac{V_0}{V} \frac{1}{\frac{V_0}{V} - 1} \frac{\sigma}{\gamma} \tag{10}$$

Introducing eq. (8) into eq. (10) we obtain

$$K = \frac{\sigma}{\gamma} \left(\frac{\sigma^*}{\sigma}\right)^\gamma \left[1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^\gamma\right] \therefore K = \frac{\sigma}{\gamma} \left[1 + \left(\frac{\sigma^*}{\sigma}\right)^\gamma\right] \tag{11}$$

For the special case $\gamma = 1$ we simply get

$$K = \sigma^* + \sigma \tag{12}$$

At the origin ($\sigma = 0, V = V_0$) eq. (11) provides

$$K = \sigma^* \text{ for } \gamma = 1 \tag{13}$$

$$K = 0 \text{ for } \gamma < 1 \tag{14}$$

$$K = \infty \text{ for } \gamma > 1 \tag{15}$$

The author feels that values of γ greater than one are rare, at least, when dealing with soils, Fig. 2.

It has been already shown that eqs. (5) and (6) describe also the compression and swelling of clays and plastic silts (Juárez-Badillo, 1965), 1969, 1975). The compressibility coefficient of the virgin compression curves was denoted by γ and the expansion coefficient of the swelling curves was denoted by γ_p .

Returning to the case of granular soils, let σ_p and V_p be the pressure and volume at the critical point, that is, at the point of intersection of eqs. (8) and (6). Approaching this critical point from the unvirgin curve eq. (9) provides (see Fig. 3c).

$$-\frac{dV}{V} = \left(1 - \frac{V_p}{V_0}\right) \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{16}$$

It is postulated that for a given granular material the relation between dV/V and $d\sigma/\sigma$ is a constant at critical points. Using γ_p for this relation, from eq. (16) we get

$$\gamma_p = \left(1 - \frac{V_p}{V_0}\right) \gamma_u \tag{17}$$

where γ_u denotes the value of γ for the unvirgin curve. If γ_p is known, from eq. (17) we get

$$\frac{V_p}{V_0} = 1 - \frac{\gamma_p}{\gamma_u} \tag{18}$$

The critical point satisfies eq. (8)

$$\frac{V_0}{V_p} = 1 + \left(\frac{\sigma_p}{\sigma^*}\right)^{\gamma_u} \tag{19}$$

Introducing eq. (18) into eq. (19) we get

$$\left(\frac{\sigma^*}{\sigma_p}\right)^{\gamma_u} = \frac{1}{\frac{V_0}{V_p} - 1} = \frac{V_p}{V_0} \frac{1}{1 - \frac{V_p}{V_0}} = \left(1 - \frac{\gamma_p}{\gamma_u}\right) \frac{\gamma_u}{\gamma_p} \therefore \left(\frac{\sigma^*}{\sigma_p}\right)^{\gamma_u} = \frac{\gamma_u}{\gamma_p} - 1 \tag{20}$$

Eqs. (18) and (20) relate the critical point with the unvirgin curve.

For the application of eq. (8) to experimental data the value of V_0 for $\sigma = 0$ is needed. This value can not be measured when dealing with clean granular soils. Then V_0 as well as the values of γ and σ^* should be ascertained from the experimental data. For obtaining these values from an experimental curve the author has found convenient to proceed as follows:

Let σ_1, V_1 be an initial point. Let σ_2, V_2 be a final point. Let σ_3, V_3 be an intermediate point.

1. Guess a value for γ , comparing the experimental curve with the set of curves of Fig. 2.

2. Compute V_0 using the experimental data.

The initial and final points satisfy eq. (8)

$$\frac{V_0}{V_1} - 1 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma^*}\right)^\gamma \tag{21}$$

$$\frac{V_0}{V_2} - 1 = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma^*}\right)^\gamma \tag{22}$$

Dividing eq. (22) by eq. (21)

$$\frac{\frac{V_0}{V_1} - 1}{\frac{V_0}{V_2} - 1} = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma \therefore \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma - 1 = \frac{V_0}{V_1} \left[\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma - \frac{V_1}{V_2} \right] \therefore \frac{V_0}{V_1} = \frac{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma - 1}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma - \frac{V_1}{V_2}} \tag{23}$$

3. Check the value of γ using the intermediate point and the initial (or final) point. As σ^* is still unknown, eq. (7) may be used instead of eq. (8). The intermediate point should satisfy, then, eq. (7)

$$\frac{V_0}{V_3} - 1 = \left(\frac{V_0}{V_1} - 1\right) \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_1}\right)^\gamma \tag{24}$$

4. Repeat steps 1 to 3 in case eq. (24) is not satisfied, changing the value of γ in the correct direction.

5. Compute σ^* using preferably the final point. From eq. (22)

$$\left(\frac{\sigma^*}{\sigma_2}\right)^\gamma = \frac{1}{\frac{V_0}{V_2} - 1} \tag{25}$$

6. Introduce γ, V_0 and σ^* in eq. (8). The compressibility equation is ready for use

$$\frac{V_0}{V} = 1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^\gamma \tag{8}$$

In the case a good value of V_0 can be measured, steps 1 to 4 are to be substituted for step 1'.

1'. Compute γ . Dividing eq. (22) by a similar equation for the intermediate point we get

$$\frac{\frac{V_0}{V_2} - 1}{\frac{V_0}{V_3} - 1} = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_3}\right)^\gamma \therefore \gamma = \frac{\log \frac{\frac{V_0}{V_2} - 1}{\frac{V_0}{V_3} - 1}}{\log \frac{\sigma_2}{\sigma_3}} \tag{26}$$

Proceed now with steps 5 to 6 above.

For the second mechanical phase (virgin curve) eq. (6) is of a quite simpler use. If now σ_1, V_1 is an early point and σ_2, V_2 is a final point, they must satisfy eq. (6)

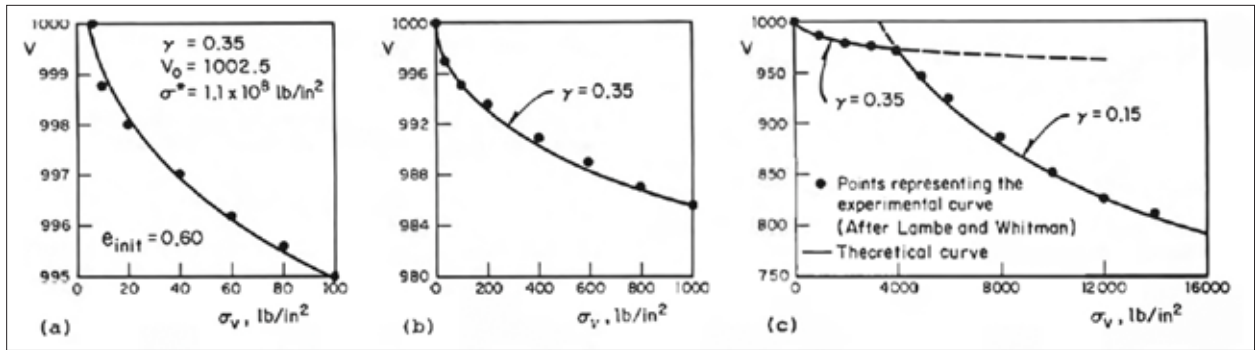


Fig. 3. Confined compression of Ottawa sand in a dense state.

$$\frac{V_1}{V_2} = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^\gamma \tag{27}$$

and γ may be calculated from

$$\gamma = \frac{\log \frac{V_1}{V_2}}{\log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} \tag{28}$$

and eq. (6) is now ready for use.

PRACTICAL APPLICATION

Eqs. (6) and (8) are now applied to a set of experimental curves already published.

Fig. 3 presents the experimental (Lambe T. W. and Whitman R. V., 1969) and theoretical curves for a “medium to coarse uniform quartz sand, Ottawa sand, in dense state, initial porosity = 0.375”.

For the initial $\sigma_1 = 4 \text{ lb/in}^2$ it was taken an initial $V_1 = 1000$ (any volume dimensions). Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided, for the unvirgin curve

$$\begin{aligned} \gamma &= 0.35 \\ V_0 &= 1,002.5 \\ \sigma^* &= 1.1 \times 10^8 \text{ lb/in}^2 \end{aligned} \tag{29}$$

Eq. (28) provided, for the virgin curve

$$\gamma = 0.15 \tag{30}$$

The critical point, calculated by a trial and error procedure using eq. (6) with $V_1 = 850$ for $\sigma_1 = 10,000 \text{ lb/in}^2$, and eq. (8) provided

$$\begin{aligned} \sigma_p &= 4\,000 \text{ lb/in}^2 \\ V_p &= 975.25 \text{ lb/in}^2 \end{aligned} \tag{31}$$

and eq. (17) provided

$$Y_p = \gamma \left(1 - \frac{V_p}{V_0}\right) = 0.35(1 - 0.973) = 0.009 \tag{32}$$

It should be observed that this case refers to confined compression and not to isotropic compression for which the

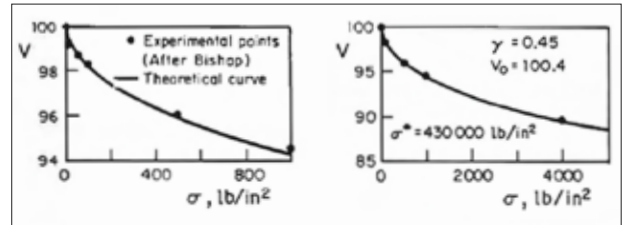


Fig. 4. Isotropic compression of Ham River sand in a loose state.

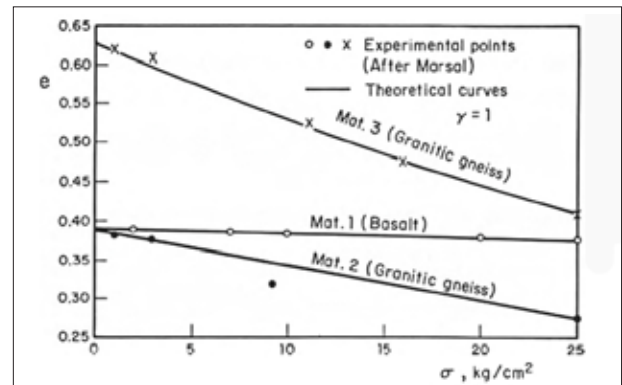


Fig. 5. Isotropic compression of rockfill materials.

whole theory was developed. However, the author feels that the theory is also true for the first loading curves of confined compression, where the ratio of horizontal to vertical stresses K_0 is practically constant. The reasons for this have already been discussed (Juárez-Badillo, 1965).

Fig. 4 presents the experimental (Bishop A. W., 1966 Tests by Skinner) and theoretical curves for a “medium to fine sand, Ham River sand, initially loose”. It was assumed $\sigma_1 = 2 \text{ lb/in}^2$ and it was taken $V_1 = 100$ (any volume dimensions).

Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided

$$\begin{aligned} \gamma &= 0.45 \\ V_0 &= 100.4 \\ \sigma^* &= 430,000 \text{ lb/in}^2 \end{aligned} \tag{33}$$

Fig 5. presents the experimental (Marsal R. J., 1967) and theoretical curves for 3 coarse granular materials: Mat 1: “basalt fragments produced in a crushing plant; the fragments are sound and their unconfined compressive strength

Table 1. Hydrostatic compression of Ottawa sand. Cycles from 4 to 60 lb/in²

State	Cycle		γ	V_0, cm^3	$\sigma^*, \text{lb/in}^2$
Loose	1st	Loading	0.2	828.35	3.65×1010
		Unloading	0.1	828.20	2.45×1019
	2nd	Loading	0.6	818.15	4700,000
		Unloading	0.1	825.05	4.10×1020
Med. dense	1st	Loading	0.2	842.05	5.00×1011
		Unloading	0.1	841.90	5.00×1021
	2nd	Loading	0.6	835.95	820,000
		Unloading	0.1	841.70	5.00×1021
Dense	1st	Loading	0.4	811.60	2.30×107
		Unloading	0.1	817.10	5.80×1020
	2nd	Loading	0.6	809.75	1,100,000
		Unloading	0.1	815.15	1.00×1022

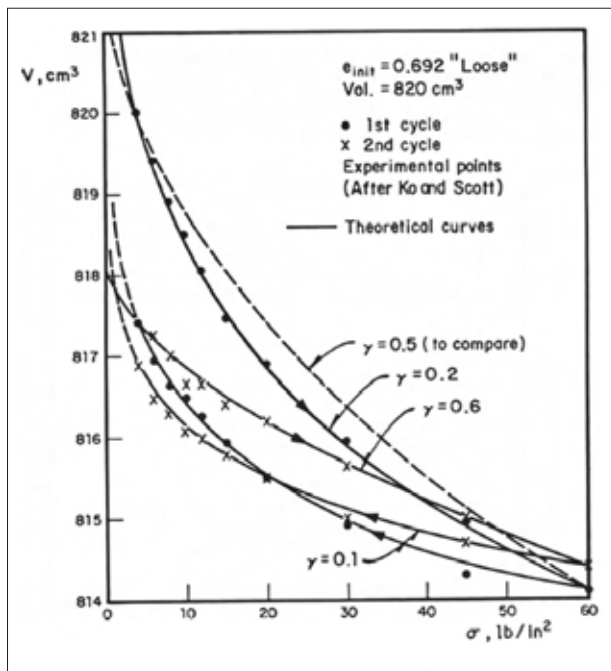


Fig. 6. Hydrostatic compression of Ottawa sand in loose state.

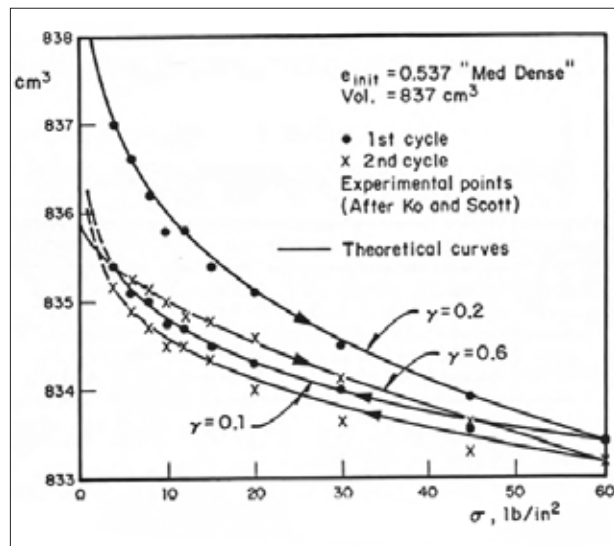


Fig. 7. Hydrostatic compression of Ottawa sand in medium dense state.

is estimated to be more than 1,000 kg/cm²” (sizes from 0.6 to 200 mm). Mat. 2: “granitic gneiss particles, obtained by blasting in adits; particles have thin layers of schist and their qu- vale averages 740 kg/cm²” (sizes from 0.1 to 200 mm). Mat 3: “same origin as material 2 but has a much more uniform gra- dation” (sizes from 40 to 200 mm). Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided

Material	γ	e_0	$\sigma^*, \text{kg/cm}^2$
1	1	0.39	2,300
2	1	0.39	280
3	1	0.63	160

(34)

It should be observed that for this case 1+e was used instead of V.

Figs. 6, 7 and 8 present the experimental (Ko H. M. and Scott R. F., 1967) and theoretical curves for Ottawa sand,

between U. S. Sieves Nos. 20 to 40, in loose, medium dense and dense states. Each figure contains the loading and unloading of two cycles, from 4 to 50 lb/in². Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided the data shown in Table 1.

From Table 1 we may conclude:

1. The coefficient of expansion γ , in unloading, equal to 0.1 in this soil, appears to be independent of the initial state of the sand (loose or dense) and of the cycle number.
2. The coefficient of compressibility γ , in loading, between 0.2 to 0.6 for these tests, appears to increase both, with increasing initial density of the sand and with increasing cycle number.
3. The V_0 values should be separated as follows:
 - a. Unloading values irrespective of the cycle number and the V_0 value of the first loading
 - b. The loading values after the first loading.

Then, in the first group, V_0 appears to slightly decrease from the first loading to the first unloading and to continue lightly decreasing in subsequent unloadings. The value of

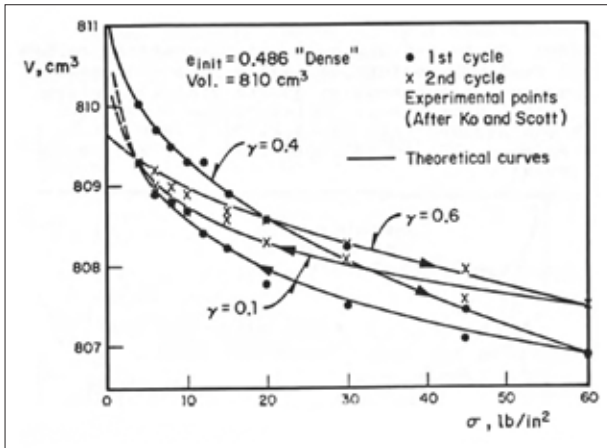


Fig. 8. Hydrostatic compression of Ottawa sand in dense state.

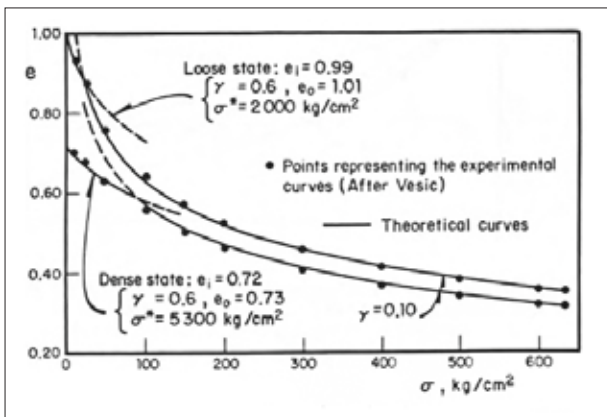


Fig. 9. Isotropic compression tests on Chattahoochee River sand.

811.60 for the first loading in dense state, it is obvious that it is not well determined, it should be equal to, say, 818.00. In the second group, the V_0 values are smaller than those of the first group, and this is due to the fact that there are not real values but virtual ones. These virtual values are associated to higher values of γ and, very surely, they should increase with decreasing initial pressure of the second and subsequent loadings.

4. Values of the characteristic pressure or non linear bulk modulus σ^* appear to be comparable only when they are associated to the same value of γ . When this is so σ^* increases both with increasing initial density and with increasing cycle number. The value 5.8×10^{20} for the first unloading in dense state, it is obvious that it is not very well determined, it should be equal to, say, 6×10^{21} . This value would be as good as the noted one in obtaining the theoretical curve.

It should also be observed that smaller values of σ^* are associated to higher values of γ .

Figs. 6 and 8 show higher volumes at 60 lb/in² in the second cycle than in the first one. This appears to be unreal. Would they be due to systematic experimental errors?

Fig. 9 presents the experimental (Vesic A. S., 1968. Tests A-6 and B-3) and theoretical curves for “medium, uniform, slightly micaceous sand, composed of sub-angular quartz grains”, between 0.1 to 1.00 mm sizes, Chattahoochee River sand. It was assumed that $\sigma_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$. Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided, for the unvirgin curves:

Loose	Dense	
$\gamma = 0.6$	$\gamma = 0.6$	(35)
$e_0 = 1.01$	$e_0 = 0.73$	
$\sigma^* = 2,000 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma^* = 5,300 \text{ kg/cm}^2$	

Eq. (28) provided, for the virgin curves, loose and dense states.

$$\gamma = 0.10 \tag{36}$$

The critical points, calculated by a trial and error procedure using eq. (6) with $e_1 = 0.35$ for $\sigma_1 = 633 \text{ kg/cm}^2$ for the loose state and $e_1 = 0.31$ for $\sigma_1 = 633 \text{ kg/cm}^2$ for the dense state, and eq. (8) provided

Loose	Dense	
$\sigma_p = 23 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_p = 92 \text{ kg/cm}^2$	(37)
$e_p = 0.88$	$e_p = 0.59$	

and eq. (17) provided in compression (loading)

Loose	Dense	
$\frac{V_p}{V_0} = 0.94$	$\frac{V_p}{V_0} = 0.92$	(38)
$\gamma_{pc} = 0.04$	$\gamma_{pc} = 0.05$	

It should be observed that, in this case, the writer could not get very good data from the published experimental curves and, accordingly, the above results are subject to some degree of variation. The experimental curves do not show, at a first glance, a critical point, but a close examination of them, discloses the critical point, at least, for the dense case. The existence of the critical points if further substantiated by the experimental data on the “initial tangent modulus E in function of confining stress”. There is a direct proportionality in the virgin curves in both, loose and dense states.

Fig. 10 presents the experimental (Ramírez R. E. and Marsal R. J., 1980) and theoretical curves for “medium uniform quartz sand, with angular grains, between No. 30 and No. 40 Sieves”, Tarandacua sand. Steps 1 to 6 with eqs. (23) to (25) provided, for the unvirgin curves, the results contained in Table 2.

Eq. (28) provided, for the virgin curves, medium dense and dense states

$$\gamma = 0.11 \tag{39}$$

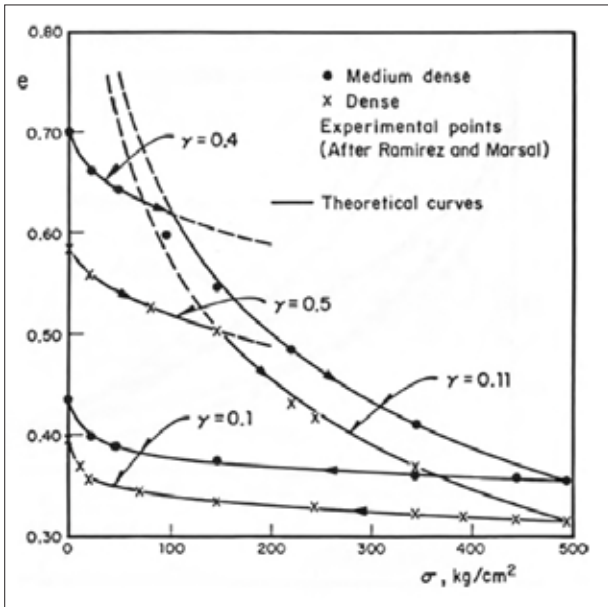


Fig. 10. Isotropic compression of Tarandacua sand.

Table 2. Isotropic compression of Tarandacua sand. Cycles from 1 to 495 kg/cm²

State	1st cycle	γ	e_0	σ^* , kg/cm ²
Medium Dense	Loading	0.4	0.720	105,000
	Unloading	0.1	0.547	1.6×10^{11}
Dense	Loading	0.5	0.595	41,500
	Unloading	0.1	0.510	1.0×10^{11}

The critical points, calculated by a trial and error procedure using eq. (6) with $e_1 = 0.356$ for $\sigma_1 = 495 \text{ kg/cm}^2$ for the medium dense state and $e_1 = 0.316$ for $\sigma_1 = 495 \text{ kg/cm}^2$ for the dense state, and eq. (8) provided

$$\begin{array}{ll}
 \text{Med. dense} & \text{Dense} \\
 \sigma_p = 98 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_p = 145 \text{ kg/cm}^2 \\
 e_p = 0.620 & e_p = 0.506
 \end{array} \quad (40)$$

and eq. (17) provided, in compression (loading)

$$\begin{array}{ll}
 \text{Med. dense} & \text{Dense} \\
 V_p/V_0 = 0.942 & V_p/V_0 = 0.944 \\
 \gamma_{pc} = 0.023 & \gamma_{pc} = 0.028
 \end{array} \quad (41)$$

and eq. (17) provided, in swelling (unloading)

$$\begin{array}{ll}
 \text{Med. dense} & \text{Dense} \\
 V_p/V_0 = 0.88 & V_p/V_0 = 0.87 \\
 \gamma_{pc} = 0.012 & \gamma_{pc} = 0.013
 \end{array} \quad (42)$$

It may be observed that in swelling the γ values were the same, 0.1, for the medium dense and dense states and the

constancy of γ_p appears to be confirmed as far as their values for compression γ_{pc} and swelling γ_{ps} are taken separately. For swelling starting from points in the virgin curves then, if both γ_{ps} are taken separately. For swelling starting from points in the virgin curves then, if both γ_{us} and γ_{ps} are constants, from eq. (18), so is V_p/V_0 .

From eq. (20) it can also be seen that σ^* is directly proportional to σ_p , in swelling from the virgin curves. These permit to predict swelling curves from any point on the virgin curves. The results on Ottawa sand contained in Table 1, already described, point to suggest that $\gamma_{us} = 0.1$ is constant not only for unloadings from points on the virgin curves but also to unloadings from points on the unvirgin loading curves. A very nice result if it is true. Is it?

Note also that the values of γ in the unvirgin curves in swelling, γ_{us} , is practically equal to the value of γ in the virgin curves. Is this so for all soils?

In compression it was postulated that γ_{pc} is also a constant, then the critical point (σ_p, V_p) may be known for any loading curve using eqs. (18) and (20).

FINAL DISCUSSION

It has been shown that the isotropic compression of granular materials may be described by a single equation, a particular case of which is applicable before a mechanical critical point is reached, eq. (8), and another particular case of it is applicable after the mechanical critical point, eq. (6). In the first mechanical phase (unvirgin curves) the compression is described by two parameters, the coefficient of compressibility γ_u which has to do mainly with the form of the compression or expansion curve and the characteristic pressure σ^* (or non linear bulk modulus) which has to do mainly with the “non linear bulk rigidity” to volume changes under isotropic stresses. In the second mechanical phase (virgin curves) the compression is described by a single parameter, the coefficient of compressibility γ which has to do with both, form and magnitude of the compression. This last form of the equation describes also the compression and expansion of plastic soils under isotropic and triaxial conditions (Juárez-Badillo, 1965, 1969, 1975), and it also describes the adiabatic ($\gamma < 1$) and isothermal ($\gamma = 1$) volume changes of gases.

It is feeling of the author that:

1. The coefficient of compressibility γ in the virgin curves is a function of the strength of the solid particles and it is independent of size, form and relative density of the granular soil. The same may be said for the coefficients γ_p in compression γ_{pc} and in swelling γ_{ps} and for the coefficient of expansion γ_{us} .
2. The coefficient of compressibility, in loading, in the unvirgin curves γ_u is a function of the size, form and relative density of the solid particles as well as on the cycle number and cycle amplitude in cyclic testing.
3. The characteristic pressure (or non linear bulk modulus) σ^* is mainly a function of the strength of the solid particles.

4. The critical pressure σ_p is a function of size, form, relative density and strength of solid particles.

It is also the feeling of the author that for solid matter (with or without voids) like steel, concrete and pure minerals, $\gamma_u = 1$, and then the linear bulk modulus K should satisfy eq. (12).

For the author it is unbelievable the constancy of K postulated by the classical linear theory of elasticity (Reiner M., 1960). It is suggested that it also applies to liquids. Its application to partially saturated plastic soils should be investigated.

The above comments are mainly made to promote future experimental research.

It is observed that eq. (8) may be written as (with $\Delta V = V_0 - V$)

$$\frac{\Delta V}{V} = \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^\gamma \quad (43)$$

where the left term is the Swainger measure of finite volumetric strain (Reiner, 1960, Lecture VU, Note 4).

It should also be observed that the Cauchy measure for volumetric strain (common strains) are not used because mathematically they do not form a group (Reiner, 1960, Lecture I, Note 2). Even the concept of strain has been avoided and, when needed, the Hencky measure (natural strain) has been used (see eq. (5)). The author believes that the void ratio may be used to measure volume changes as far as not very high stresses are used. For very high stresses for which the volume changes of the solid particles may already become important the use of the concept density ρ , mass per unit volume, seems most adequate.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (44)$$

Using eq. (44), eq. (8) may be written as

$$\frac{\rho}{\rho_0} = 1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^\gamma \quad (45)$$

While eq. (6) would read

$$\frac{\rho}{\rho_1} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^\gamma \quad (46)$$

Compare the similarity of these two expressions, eq. (45) for the unvirgin curves and eq. (46) for the virgin ones. They are “simple and beautiful”.

When studying the variation of γ_u and σ^* with respect to the relative density, the author feels that the present definition for relative density (Terzaghi K. and Peck R. B., 1948) is very poor.

Think of a mass of equal spheres. The theoretical 0 and 100% of relative density can not be attained in practice and the practical loosest and densest states are far from the theoretical ones. These can easily be checked at the laboratory.

The author is very sure that eqs. (8) and (6) are also applicable to triaxial tests under $\sigma_3/\sigma_1 = \text{constant}$ conditions and also to the critical state, that is, continuous yielding under constant triaxial stresses, although no check on this was done at this time.

The author believes that for the virgin curves of granular materials, eq. (6) may also describe the volumetric behaviour in triaxial testing if the stress σ is interpreted as the “equivalent stress” as is the case for clays and plastic silts (Juárez-Badillo, 1965, 1969, 1975).

CONCLUSIONS

The principal conclusions may be mentioned as follows:

1. A general compressibility equation for soils, from clays up to rockfills and solid rocks is presented. For granular materials two special cases are eqs. (8) and (6) describing two different mechanical phases divided by a critical point. The compression in the first mechanical phase (unvirgin curves) is described by two parameters: the compressibility coefficient γ and the characteristics pressure σ^* , eq. (8). The compression in the second mechanical phase (virgin curves) is described by a single parameter, the compressibility coefficient γ , eq. (6).
2. The general compressibility equation has a sound philosophic foundation, that is, satisfies the philosophic principle: “The equation relating V and σ may exist only through a non dimensional parameter and should, independently of critical points, satisfy the extreme boundary conditions, namely: $V = V_0$ for $\sigma = 0$ and $V = 0$ for $\sigma = \infty$.”
3. For granular material the coefficient of compressibility γ in the virgin curves and the coefficient of expansion γ_u (which appears to be equal to γ) appear to depend only on the strength and deformation characteristics of the solid particles of the soil and to be independent of size, form, and relative density. In expansion curves from the virgin curves, the characteristic pressure σ^* is proportional to the starting pressure σ_p , eq. (20), and the value of V_0 is proportional to the starting volume V_p , eq. (18).
4. For granular materials, in the unvirgin compression curves, the coefficient of compressibility γ_u increases with size, relative density, cycle number and cycle amplitude in cyclic loading. In swelling from unvirgin curves, the swelling coefficient appears to be independent from size, relative density and cycle number and its value appears to be equal to the expansion coefficient for expansion curves from virgin curves.
5. It is suggested that eq. (8) and (6) are also applicable to triaxial tests under $\sigma_3/\sigma_1 = \text{constant}$ conditions and also to conditions of critical state.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to thank the authorities of the National University of Mexico (Graduate School of Engineering and Institute of Engineering) and to the authorities of the Ministry of Human Settlements and Public Works for their support of this work.

Acknowledgement is made to Miguel Madinaveitia for having made with the author the experimental check mentioned on the loosest and densest state of a mass of equal spheres and its comparison to the theoretical values. The great interest and some comments of Marcos Mazari are kindly acknowledged ♦♦

References

- Bishop A. W. (1966). The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique*, Vol. XVI, pp. 91-130.
- Janbu, N. (19_). *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*, Norway, pp. 19-25. Reprint kindly sent by the author to the writer.
- Juárez-Badillo, E. (1965). Compressibility of soils. V Symposium of the Civil and Hydraulic Engineering Department on "Behaviour of Soils under Stress", Indian Institute of Science, Bangalore, Vol. I, pp. A2/I-35.
- Juárez-Badillo, E. (1969). Pore pressure and compressibility theory for saturated soils. Specialty Session No. 12 on Advances in Consolidation Theories for Clays, University of Waterloo, Canada, pp. 99-116.
- Juárez-Badillo, E. (1975). Constitutive relationships for soils. Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behaviour and their Application to Geotechnical Structures. The University of New South Wales, Kensington, NSW, Australia, July 1975, pp. 231-257.
- Ko, H. M. and Scott, R. F. (1967) Deformation of san in hydrostatic compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 43, No. SM3, May 1967, pp. 137-156.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*. MIT. John Wiley and Sons. New York, p. 123.
- Marsal, R. J. (1967) Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No. SM2, Mar 1967, pp. 27-43.
- Ramírez, R. E. (1980) Comportamiento de un suelo granular a altas presiones de confinamiento. Master thesis supervised by Marsal, R. J. Graduate School of Engineering, UNAM, México.
- Reiner, M. (1960). *Lectures on theoretical rheology*. North Holland Publishing, Amsterdam.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York.
- Vesic, A. S. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. *Journal of the Soil Mechanis and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM3, May 1968, pp. 661-688.

Edición de ecuaciones: Ximena Pérez Gutiérrez y Jorge Daniel Buenrostro Salinas

L. M. AGUIRRE-MENCHACA,

Geosol, S.A., México

M. ZARATE-AQUINO,

Geosol, S.A., México

E. JUÁREZ-BADILLO,

Research Professor. Faculty of Engineering, UNAM México

Geotechnical Problems in Designing an Apron on Ancient Texcoco Lake

Problemática Geotécnica del Diseño de una Plataforma Aeronáutica en el Lago de Texcoco

For the new international Airport of México City, to be located at a site corresponding to the ancient Texcoco Lake bed (Fig. 1), a Project has been advanced to construct an apron which will measure, in its first stage, 500 m in width and 900 m in length, it is likely that this latter dimension will be increased to several kilometers in subsequent stages.

In view of the conspicuous compressibility characteristics of the subsoil, and of the considerable surcharge imposed by the weight of the pavement necessary to support the heavy aircrafts, added to the requirement of keeping the landing strip free of eventual floodings due to rainfall, it has become imperative to carry out a comprehensive analysis of, among other aspects, the magnitude and evolution with time of the settlements likely to occur, in order to take them into account during the design of such a structure (Ref.1).

The pavement structure of the apron will basically consist of a 40 cm thick hydraulic concrete slab, supported by a 20 cm thick base course treated with Portland Cement, which in turn is underlaid by a gravel sub-base of variable thickness (Fig.2). with the aim of transmitting as uniformly as possible the surcharge loads applied to the subsoil by the pavement weight, and considering that the slopes required to dispose of the rainfall, makes it necessary to vary the thickness of the sub-base course previously mentioned, the project establishes two types of material for building this layer, namely, a gravel material with a standard bulk unit weight (2 t/m^3 or 19.6 N/m^3 , on the average), to be placed in the thinner zone, and a light

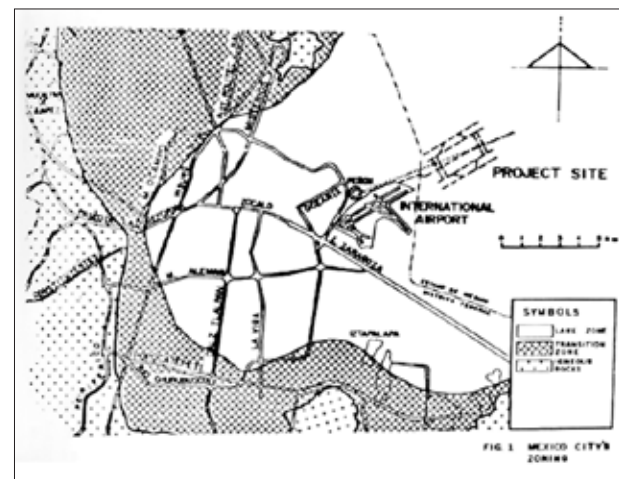


Fig. 1. Mexico City's zoning.

weight gravel material ("Tezontle") of pyroclastic origin (1.1 t/m^3 , on the average), to be used for the thickest zones.

In order to accomplish this and in addition to numerical analysis performed in accordance with classic theories

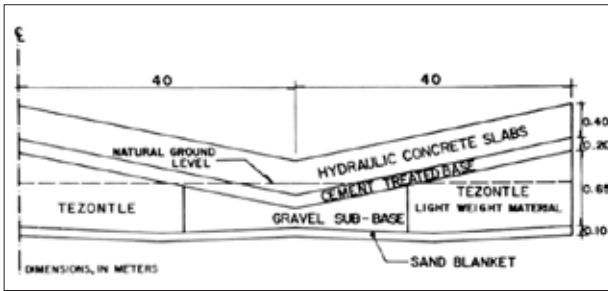


Fig. 2. Structural Section of pavement apron.

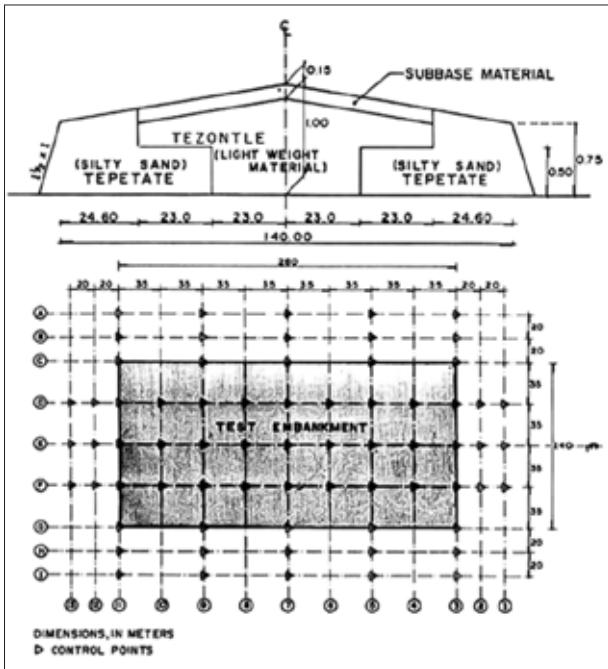


Fig. 3. Test embankment.

developed by Soil Mechanics, it was deemed convenient to construct a test embankment to confirm the theoretical predictions and to provide a better support to the project of the apron.

In Fig. 3 it is shown the geometry of such an embankment, where the layout in plan can be observed as well as the transversal cross section and the materials used to transmit to the ground a load increment equivalent to the weight of the pavement structure, which has been estimated in the field to be equal to approximately 1.4 t/m^2 (14 kPa).

The longitudinal and transversal dimensions of the embankment, defined by means of analysis, are equal to 280 m de 140 m, respectively, which correspond to the minimum values determined for a representative module of the prototype. According to those analysis, the minimum width should be equal to about three times the total thickness of the compressible layers, and the longest side should measure about half the width of the prototype. Mention should be made of the fact that the long side of the test embankment represents the width of the prototype.

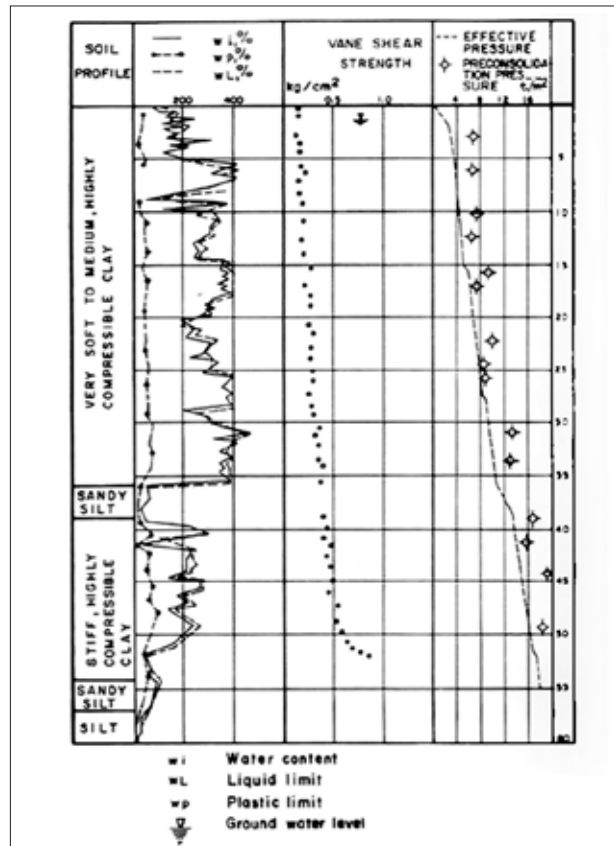


Fig. 4. Soil profile and some properties of the subsoil.

STRATIGRAPHY AND SOIL PROPERTIES

Figure 4 shows in detail the stratigraphy found at the site from a representative borehole, where it can be observed that the total thickness of the compressible strata reaches a magnitude of 52 m, out of which 36 m correspond to the so-called upper clay formation with a mean water content close to 300 hundred per cent, and the remaining length covers what is known as the lower clay formation, where the average water content decreases to a value of approximately 200 percent. The compressible deposits are underlaid by deep hard strata of sandy silt and silt.

In what refers to the shear strength parameters results obtained from vane shear tests indicate that there exists a progressive and approximately linear trend, starting in the upper layers. With values ranging from about 1 t/m^2 (10 kPa) to 7 t/m^2 (70 kPa) at the lower boundary of the compressible layers.

As far as the compressibility concerned, it is worth observing that in most of the cases, the critical or preconsolidation loads, determined from $e - \log \bar{p}$ curves are higher than the effective stresses induced by the load transmitted by the soil itself, this fact indicates that from a practical point of view, the deposits included in this stratum tend to behave as preconsolidated soils, although there is no evidence that at the site effective pressures in excess of the present value have ever existed.

Such a phenomenon, which has been referred to by some authors as a quasi-preconsolidation, is assumed to be due on the one hand to the hardening or stiffening of the soil structure, for the case under study, as a result of the large activity manifested by the clay minerals of its constituents, and on the other part to the secondary consolidation effects, which play a relevant role in this type of soils.

SETTLEMENTS

For calculating the magnitude of the settlements equation, I was applied as follows:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e}{1+e_0} H_i \tag{1}$$

Where:

ΔH Settlement

Δe Variation in the void ratio for a certain pressure increment

e_0 Initial void ratio

H_i Thickness of layer under study

Considering a pressure increment of 1.4 t/m² (14 kPa), which is assumed to correspond to the load transmitted by the pavement settlements were computed at the points indicated in Fig. 3, with the following results:

Point	Settlement, in cm
E-11	32
E-9	56
E-7	58
F-7	55
G-7	25

As far as the evolution of settlements with time is concerned, it was not possible to perform a theoretical calculation, due to the lack of reliable theory involving the complex subsoil conditions, and this was one of the reasons for constructing the test embankment. Settlements recorded to date, after a period of about 1000 days, have been plotted in Fig 5.

In order to extrapolate the settlements values to the long-term condition, equation 2 of Ref. 2 was applied, which after taking into consideration the results of the measurements recorded, is transformed into equations 3 and 4, for internal and edge points, respectively.

$$\Delta H = \frac{(\Delta H)_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t}\right)^\delta} \tag{2}$$

Where:

ΔH Settlement for time t

$(\Delta H)_T$ Total settlement for an infinite time

t^* Characteristic time, for which $\Delta H = \frac{(\Delta H)_T}{2} t$

δ Coefficient of volumetric viscosity

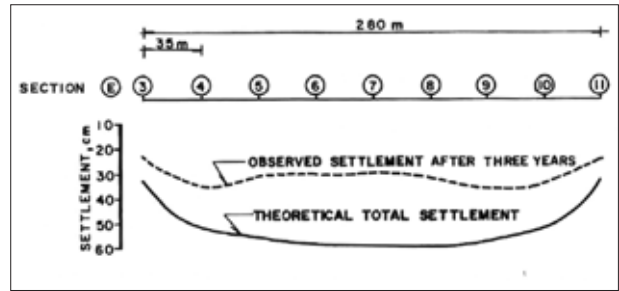


Fig. 5a. Theoretical and observed settlements at section E.

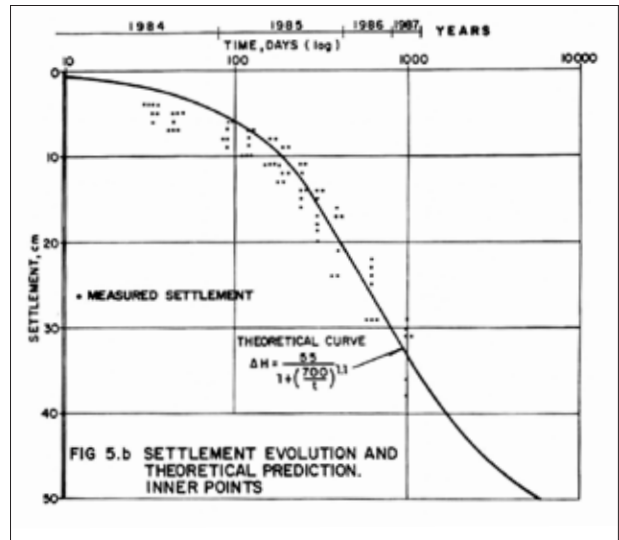


Fig. 5b. Settlement evolution and theoretical prediction inner points.

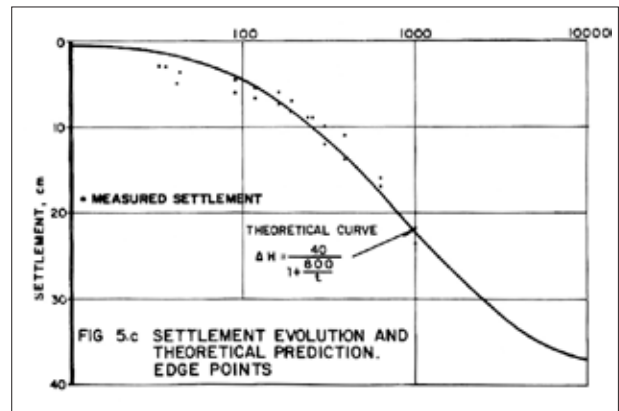


Fig. 5c. Settlement evolution and theoretical prediction. Edge Points.

For the internal points the following equation applies:

$$\Delta H = \frac{55}{1 + \left(\frac{700}{t}\right)^{1.1}} \tag{3}$$

In which:

$(\Delta H)_T = 55 \text{ cm}$

$$\delta = 1.1$$

$$\dot{t}^* = 700 \text{ days}$$

For the edge point the equation converts into:

$$\Delta H = \frac{40}{1 + \left(\frac{800}{t}\right)}$$

Where:

$$(\Delta H)_T = 40 \text{ cm}$$

$$\delta = 1$$

$$\dot{t}^* = 800 \text{ days}$$

From Fig. 5.a can be observed that the total settlements occurred to date, follow a distribution similar to that of the total settlements computed, since in both cases the pattern is quite uniform at the inner part of the embankment, a fact which is in agreement with the large size of the loaded are, when compared with the total thickness of the compressible deposits (Fig. 6). On the other hand, figures 5.b and 5.c show that the total settlements predicted by means of the semi-empirical curves, because equal to 52 and 37 cm for the internal and edge points, respectively; these values are reasonably close to the computed ones, which were equal to 58 and 32 cm, for the corresponding points.

CONCLUSIONS

1. It can be concluded that the test embankment constitutes an interesting contribution, because on the one hand, has made it possible to compare the magnitudes of the total settlements calculated with the actual values to be developed in the field, and on the other hand, provides an opportunity to verify the applicability of equation 2 as a procedure to predict the evolution of settlements in subsurface conditions similar to those existing under the ancient Texcoco Lake, where secondary consolidation plays an important role.
2. From a practical point of view, the research thus accomplished gives the opportunity to confirm the efficiency of the measures established for the project of the apron, aimed at maintaining within tolerable limits, the origi-

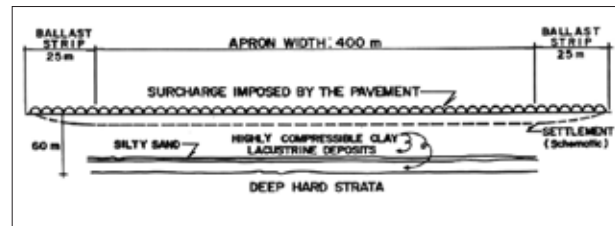


Fig. 6. Surcharge distribution.

nal transversal slopes and avoid therefore the eventual flooding of the air strip due to rainfall, when the predicted settlements take place.

Generally speaking, the two measures adopted for this purpose were:

- a. Distribute uniformly the pressures transmitted by the pavement to the subsoil, by means of a zoned structure of both light-weight and conventional materials for the construction of the subbase.
- b. Place a peripheral strip around the pavement, to act as a ballast (Fig. 6), having width equal to about half the total thickness of the compressible deposits (25 m) with a surcharge load equivalent to that transmitted by the pavement weight.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank to authorities and technical staff of the General Direction of Airport of the Ministry of Communications and Transport, (SCT), for their valuable assistance and support for this paper.

References

1. Aguirre, L.M, and Zarate, M. (1985), "Problematic of Geotechnical Performance of the México City International Airport Runways, Built on Ancient Texcoco Lake", XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, U.S.A.
2. Juárez-Badillo, E. (1985) "General Time-Volume Change Equation for Soils", XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, U.S.A. Vol 2, pp. 519-530.

Edición de ecuaciones: *María Elena Acevedo Valle*.

RECONOCIMIENTO

Se reconoce la contribución del Instituto de Ingeniería de la UNAM en la impresión de esta edición especial de la revista *Geotecnia*, dedicada a la memoria del Dr. Eulalio Juárez Badillo, uno de los fundadores de dicho instituto.

