

CAPÍTULO XII

ÉTICA E INCERTIDUMBRES

SINGULARIDADES EN LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL

José Grases, Arnaldo Gutiérrez y Rafael Salas Jiménez

*“En el ejercicio de la ingeniería, es fácil detectar
que las más de las veces los problemas
no son técnicos, sino éticos”*
H. Gallegos, 1999, p. 19

XII.1. INTRODUCCIÓN

En la recolección de la memoria sobre la Ingeniería Estructural en nuestro país, hay algunas singularidades que merecen destacarse. Algunas, por lo que nos ha costado en vidas y recursos, y otras como ejemplo de lo que no debe hacerse. Todas tienen sus lecciones que, anécdotas aparte, son las que se desea destacar en esta contribución.

Dos de esas singularidades no deben soslayarse en la toma de decisiones por parte de los profesionales de la Ingeniería Estructural. La primera tiene que ver con la naturaleza incierta de eventuales acciones futuras, lo cual condiciona la selección de los criterios de diseño; hoy en día esto ya se reconoce en normativas y especificaciones, independientemente que tales incertidumbres sean propias de estadísticas incompletas, de la limitada comprensión o conocimiento de ciertos fenómenos, o bien de la propia naturaleza de estos. La segunda bordea peligrosamente aspectos éticos (**Nota 1**). Una muy pedagógica presentación de situaciones que ilustran la variedad de casos que deben ser resueltos por los Ingenieros Estructurales, con frecuencia en tiempo perentorio, fue publicada por el ingeniero José Bolívar bajo el sugerente título: *Metacálculo Estructural* (Bolívar, 2006) (**Nota 2**).

Los casos que se presentan, expuestos en orden cronológico, acaso ayuden a comprender mejor las dos singularidades referidas. Como se verá, algunos están muy bien documentados en trabajos ya publicados por investigadores y especialistas; por tanto, aparte de la descripción general del caso, parece innecesario repetir los contenidos de las referencias que se dan en el texto. Entre los que han quedado en el tintero destaca el problema de la adecuación de edificaciones reconocidamente vulnerables a las amenazas de la naturaleza, lo más frecuente es que el costo de tal adecuación exceda en mucho la capacidad de quienes las habitan.

XII.2.- EL MONUMENTO DE CARABOBO

XII.2.1.- Presentación del Caso El 5 de julio de 1904, el Gobierno Nacional abrió un concurso para erigir en la llanura de Carabobo un Monumento conmemorativo de la gran victoria alcanzada por Simón Bolívar en ese campo el 24 de junio de 1821. Para ello se establecieron unas bases: sitio de ubicación, altura, materiales de construcción, descripción de los soportes de las columnas, etc. (Decreto reproducido en *Recopilación de Leyes y Decretos de Venezuela*. Tomo 27-2º, p 269-271, N° 9.566, reproducido por: Hernández Ron, 1975, p. 130).

Igualmente se especificó las dimensiones y características de la estatua de bronce a ser colocada en la cúspide del monumento, sus adornos, la disposición de cada brazo de la estatua “...con la mano izquierda apoyada en un escudo de Colombia y llevando en la diestra una bandera”. Al pie de la columna otras tres estatuas de bronce representando a Venezuela, Colombia y Ecuador (Hernández Ron, 1975, p 129-131).

Se daba un año de plazo para la presentación de propuestas. De modo que el día 5 de julio de 1905 el Gobierno designó al Ministro de Obras Públicas para nombrar el Jurado; este debía pronunciarse en un plazo de 15 días. El Jurado quedó constituido por: “...las siguientes personalidades: Doctor Jesús Muñoz Tébar, eminente ingeniero, escritor y estadista, de larga y meritoria trayectoria; Doctor Alejandro Chataing, arquitecto de reconocida fama y realizador de varias e importantes obras arquitectónicas en Caracas, y; Señor Emilio J. Mauri, gran pintor, maestro de generaciones y Director de la Academia Nacional de Bellas Artes.” (Hernández Ron op. cit.)

XII.2.2.- Concursantes y Veredicto

El Jurado recibió del Ministro de Obras Públicas los seis proyectos enviados y aquel se dedicó a estudiarlos. El 15 de julio, se pronunció en la forma siguiente: “*El proyecto presentado por el Ingeniero venezolano Manuel Cipriano Pérez es el de aspecto más monumental y artístico y reúne todas las condiciones apuntadas en el Decreto Ejecutivo antes citado; y por tanto, según la opinión unánime de los miembros el Jurado se declaró ser el mejor de los que han sido presentados y a quien corresponde el premio.*” Luego se nombraron los dos que le siguieron en mérito para otorgar el accésit y el diploma previstos en las normas del concurso. Fotografías de los tres proyectos se reprodujeron en el Cojo Ilustrado, N° 330, del 15 de setiembre de 1905.

También era competencia del Jurado evaluar el presupuesto total para la construcción y erección de la obra y la selección de la persona que debía elaborar las esculturas, decisión esta que recayó sobre el escultor Eloy Palacios; este se trasladó a la ciudad de Munich a trabajar en el monumento. Según Hernández Ron (op cit., p 133): “*Le hizo radicales cambios, mejorándolo y embelleciéndolo...logrando con su arte el bello e imponente Monumento que desde el 28 de octubre de 1911, día de su inauguración, luce con orgullo Venezuela.*” (Nota 3).

XII.2.3.- Destino de la Estatua de Eloy Palacios

Arcila Farías (1961, II, p 476) cuando aludió a esta obra del escultor Eloy Palacios, dijo: “*Sin embargo, esta estatua no llegó a su destino. El Gobierno de Gómez decidió en 1909 que se instalase en la Avenida de La Vega. Fue inaugurada el 24 de junio de 1911.*” Arcila reprodujo en su Figura 92 la estatua con la siguiente leyenda: “*Monumento conmemorativo de la batalla de Carabobo, conocido con el nombre de ‘Estatua de la India’ del Paraíso, obra del escultor Eloy Palacios, inaugurada en 1911*”.

Unas líneas más abajo, al tratar el tema del Monumento en el Campo de Carabobo, el doctor Arcila se refirió a la estatua hecha por Palacios, la cual: “*...no alcanzó aquel memorable sitio por razones que desconocemos. Probablemente algunos asesores del Gobierno no la encontraron apropiada y se le hicieron objeciones a las leyendas...*”.

XII.2.4.-El Monumento en el Campo de Carabobo

De nuevo, citando a Arcila (op cit., p 479) este anotó: “*No es sino hasta 1921, cuando por decreto del 23 de marzo, fue erigido el monumento conmemorativo de aquel hecho de armas. Los planos fueron elaborados por los ingenieros Chataing y Razetti. La construcción correspondió al ingeniero Manuel Vicente Hernández. Fue inaugurado el 24 de junio del mismo año, de manera*

que la obra se construyó en el brevísimo tiempo de tres meses.” La descripción de la obra se dio en la *Memoria del MOP*, año 1922, p. 440.

XII.2.5.- Dos Comentarios

El primero es la ausencia de mención en esta última cita, al concurso de tan emblemático Monumento ganado en buena lid por el profesor Manuel Cipriano Pérez (1860-1937) en 1905. El testimonio de ese premio ha quedado en las micro-biografías de la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales elaboradas por el ingeniero José María Carrillo, corporación de la cual Pérez fue Individuo de Número Fundador el año 1933 (sillón XVII) (Carrillo, 2003, p109-110).

El segundo llama a reflexión. El arquitecto e ingeniero Alejandro Chataing (1874-1928), que no el ingeniero Luis Eduardo (1906-1971), participó en la elaboración de los planos de un nuevo y diferente Monumento que ya había sido abierto a concurso en 1904. Él, como miembro del Jurado que dio el veredicto unánime en 1905, aprobó como el mejor de los seis proyectos presentados el del ingeniero Manuel Cipriano Pérez. En la Figura 99 de Arcila (1961, I, p 323) Alejandro Chataing es citado como ‘Constructor’ del Arco de Carabobo. Pareciera que, en justicia, se debió reconocer el mérito del concurso que ganó el trabajo del profesor Cipriano Pérez. De ningún modo pudo alegarse razones de edad o alguna limitación física, pues este singular profesional se mantuvo activo como profesor universitario, académico y asesor del MOP hasta el fin de sus días en 1937, 16 años después de la inauguración del Monumento en 1921.

XII.3.- CONTRATISTAS EN LA REURBANIZACIÓN DE EL SILENCIO

XII.3.1.- El Problema

En la muy bien documentada *Crónica* de la reurbanización de El Silencio, su autor, el ingeniero Ricardo De Sola R., explicó que:“...ya iniciados los trabajos de construcción del Bloque 7 y por el hecho de haber tenido que cambiar de contratista principal, la Junta Administradora /del Banco Obrero/ manifestó estar dispuesta a entregar la obra de construcción de ‘El Silencio’ a una empresa extranjera...” (De Sola, 1988, p. 100). En el párrafo siguiente se reproduce lo declarado por el Director-Gerente del Banco Obrero, señor Diego Nucete Sardi, publicada en el Diario *El Universal*: “...dio a entender que el Banco como entidad comercial y en vista de las ventajas que pueden derivarse de mejores ofertas, podría entregar las obras de ‘El Silencio’ a una compañía que responda moral y materialmente por los trabajos que se proyectan, e indicó que con algunos contratos no se ha obtenido el resultado deseado”.

Estas declaraciones originaron protestas del CIV y de la Asociación de Albañiles del Distrito Federal; estos alegaron que, vista la carta dirigida por el Banco Obrero a ellos donde se expresaba que: “...las obras de construcción de ‘El Silencio’ tendrán un carácter social y se llevarán a cabo en beneficio de los ciudadanos venezolanos”, correspondía a personal venezolano la ejecución de las mismas.

XII.3.2- Posición del CIV y Respuesta del Banco Obrero

El Colegio de Ingenieros expresó su apoyo a los contratistas venezolanos; manifestó que debía darse preferencia a los profesionales venezolanos para contratar con ellos las distintas obras. Este respaldo fue contestado por el Banco Obrero el día 24 de agosto de 1943, con una extensa argumentación en comunicación suscrita por el señor Nucete Sardi. De ella se retienen algunos párrafos resaltantes: “...cualquier contrato que, en igualdad de bases económicas, ofrezca la ventaja de terminar la obra en un lapso menor...ha de inclinar necesariamente la balanza decisiva”. Más aún: “...el Banco no puede someter a ensayos la inversión de los capitales nacionales y extranjeros que se han requerido...”. Finalmente: “...el Banco sí consideraría

gustoso las proposiciones de contratistas que el Colegio de Ingenieros recomendara como suficientemente capacitados, técnica y materialmente, quedando, desde luego, comprometido el Colegio moralmente a responder al Banco por el fiel cumplimiento de esos contratistas”.

En otras palabras, el Director-Gerente del Banco traspasó a la presidencia del CIV la responsabilidad de la eventual mala-praxis de alguno de sus agremiados.

XII.3.3.- La Ética Profesional

Para esas fechas desempeñaba la presidencia del CIV un destacado profesional de la Ingeniería Estructural: el doctor Edgard Pardo Stolk. Este se había mantenido al margen de los acontecimientos en virtud de haber licitado para prestar sus servicios profesionales al Banco Obrero. Según narra De Sola (op. citada), “...*dado el giro que había tomado el problema...*” el doctor Pardo resolvió con fecha 28 de agosto de ese año, dirigirse al director-gerente del Banco Obrero en los siguientes términos: “*En vista de que estaba en negociaciones con ese Instituto....consideré que lo correcto era abstenerme como en efecto lo hice, de intervenir en las actividades que el Colegio de Ingenieros de Venezuela, del cual soy el presidente, ha venido desarrollando con motivo de las gestiones recientes del Banco, para contratar la totalidad de las obras prescindiendo de las empresas nacionales.*”

“*Estimo mi deber, sin embargo, asumir plenamente las responsabilidades y obligaciones que el ejercicio de dicha presidencia me impone. Para poder actuar sin otros intereses que los legítimos de la Corporación que represento y que lo hace en beneficio de los intereses del país, me veo obligado a retirar de manera definitiva mi proposición ante ese Banco, lo cual cumplo en llevar a su conocimiento por la presente. Al agradecer a Ud. la confianza que me ha dispensado, me es grato suscribirme de Ud. atentamente (Firmado: E. Pardo Stolk)*” (De Sola, 1988, p. 101).

Este segundo párrafo es la elegante y firme respuesta a las tres últimas líneas de la cita que se da al final de la **Sección XII.3.2** cuando el Banco señala que consideraría las proposiciones de contratistas: “...*que el Colegio de Ingenieros recomendara como suficientemente capacitados, técnica y materialmente, quedando, desde luego, comprometido el Colegio moralmente a responder al Banco por el fiel cumplimiento de esos contratistas*”. O sea, el doctor Pardo Stolk enfrentó y asumió: “...*las responsabilidades y obligaciones que el ejercicio de dicha presidencia me impone*”. De acuerdo con lo que se conoce, las obras fueron finalmente ejecutadas por empresas constituidas por profesionales venezolanos.

XII.4.- LOS DESLAVES DE 1951 y EL PROFESOR MAZA ZAVALA

XII.4.1.- El Evento

En febrero de 1951 el actual estado Vargas y sectores del área capitalina sufrieron los efectos de lluvias persistentes con los consiguientes deslaves (Pacheco Troconis, 2002, pp. 107-114). En adición a los testimonios y noticias de prensa que recogió el profesor Pacheco en su muy ricamente documentado libro: *Las Iras de la Serranía*, otras descripciones de profesionales de la ingeniería que fueron testigos presenciales confirman que se trató de un evento con gran capacidad de destrucción, especialmente en la vertiente norte de la cordillera (Vincentelli, 1999, pp. 251-264; Marimón, 2011) (**Nota 4**).

Desde el período precolombino hay evidencias de avalanchas torrenciales en el área de Caracas (**Nota 5**). En el citado libro del profesor Pacheco, desde finales del siglo XVI y siguiendo un orden cronológico, son múltiples los eventos que describe el autor cuidadosamente documentados. Para destacar: “...*la fragilidad de la memoria colectiva de nuestra sociedad e imprevisión gubernamental...*”, el profesor Pacheco transcribió parte del artículo que sobre ese

evento de 1951 publicó el doctor Domingo F. Maza Zavala en el diario *El Nacional* de Caracas, del día 22 de febrero de 1951. Este articulista, luego destacado economista, percibió ese evento en la siguiente forma: "...y ahora ocurrirá lo que tantas veces anteriores: las lamentaciones, las consolaciones, los donativos, los hechos filantrópicos, las medidas de emergencia extenderán un manto piadoso sobre el dolor del desastre. Se harán comentarios, el nuestro incluso, sobre las causas y las consecuencias de las avenidas de las aguas, en los cuales casi siempre se dice la verdad, pero luego que pase el temporal, nadie más se ocupará del problema....Cada año la intensidad del peligro crecerá. Mientras no se tomen las medidas requeridas en esta materia, las tragedias se sucederán, las pérdidas aumentarán, no habrá seguridad alguna para la vida en estas zonas tan despiadadamente desguarnecidas de defensas".

Efectivamente ese evento no se incorporó como alarma en los planes de desarrollo urbano de esa parte del litoral central. Los catastróficos deslaves de diciembre de 1999 se encargaron de darle la razón.

XII.5.- PROPUESTA DE LOS INGENIEROS DE LA ROSA Y URREIZTIETA

Las primeras normas que se elaboraron en el Ministerio de Obras Públicas (MOP) el año 1939 y las que le siguieron en 1947, fueron de un alcance muy limitado. Sobre el progreso alcanzado en otras latitudes, aparecieron algunos artículos en la revista del Colegio de Ingenieros (CIV) desde mediados de los años 40.

XII.5.1.- La Propuesta

En 1953, los ingenieros Julián De La Rosa y Oscar Urreiztieta publicaron en la *Revista del CIV* una propuesta de 'Normas para el uso del Concreto Armado'; por su extensión esta se hizo en tres entregas sucesivas de esa *Revista*: N° 206: 9-17; N° 207: 4-17; N° 208: 4-13. Según se indicó en su presentación, la autoría de ese trabajo correspondió a miembros de la Dirección de Obras Públicas del Distrito Federal, División de Control de Construcciones (De La Rosa y Urreiztieta, 1953). Los mencionados ingenieros, firmaron una nota que encabezó ese extenso documento, señalando que las fuerzas por sismo incluidas en el texto: "...están basadas en 'The Lateral Force Code', del Joint Committee of the San Francisco, ASCE California Section and Structural Engineering Association of Northern California (SEAONC)" (**Nota 6**).

A fines de los años cuarenta e inicios de los años cincuenta, los ingenieros estructurales Californianos habían modificado sus normas para el diseño sismo-resistente, incorporaron las propiedades dinámicas de las estructuras; para ello se empleaba el novedoso concepto de los espectros de respuesta. Esta modernización representó un notable progreso en la Ingeniería Sísmica del momento, especialmente por facilitar el análisis y diseño de edificios de varios niveles.

Su importancia, en una ciudad como Caracas donde sus construcciones comenzaban a crecer en altura, fue comprendida por algunos ingenieros del país; entre ellos destacaron: Julián De La Rosa y Oscar Urreiztieta. La trascendencia de este nuevo enfoque, hoy evidente, les condujo a proponer, en las tres entregas de los números consecutivos de la *Revista del CIV* que se anotaron más arriba, un cambio de la Norma MOP vigente desde 1947 (**Nota 7**). Esta modernización resultaba oportuna pues, en el caso particular de nuestra capital, se pasaba por una época de rápido crecimiento urbano, así como de las alturas de las edificaciones: para el año 1967 y como consecuencia del terremoto de ese año, se contabilizaron algo más de 1000 edificaciones de más de 10 plantas, la más alta en la Plaza Venezuela con 30 niveles.

XII.5.2.- Receptividad de la Propuesta de Modernización de la Norma

La propuesta, hecha en el órgano técnico de mayor difusión en nuestro mundo profesional que era la *Revista del CIV*, representaba un documento de mayor extensión dirigido a la actualización de los criterios de diseño y al detallado de miembros de concreto armado. Analizada por distinguidos ingenieros del momento, la sugerencia de modernizar la norma sísmica no fue atendida: dos años después se aprobó la nueva Norma del MOP 1955 siguiendo el viejo esquema de coeficientes sísmicos decrecientes con el número de niveles, documento este que fue publicado por primera vez en 1959. El análisis del desempeño de edificaciones ubicadas en Caracas y Caraballeda, afectadas por el terremoto de 1967, permite pensar que los daños que ocasionó este terremoto, acaso hubiesen sido más limitados de haberse acogido aquella proposición publicada 14 años antes del sismo. Es este el momento para hacer eco de otras voces las cuales en su momento esgrimieron que, a diferencia de los temblores de El Tocuyo de 1950 y de Carúpano de 1957, acaso con razón, la catástrofe de 1967 fue la necesaria para motivar la atención sobre un fenómeno ignorado hasta entonces en el medio universitario.

Sin embargo, la muy bien sustentada propuesta hecha por los ingenieros De La Rosa y Urreiztieta en 1953, simplemente fue ignorada tanto en las fechas de su publicación, como en 1967 luego del terremoto de Caracas.

XII.6.- LA AUTOPISTA CARACAS-VALENCIA

XII.6.1.- Antecedentes

Durante su época de estudiante, uno de los autores de la presente Historia satisfizo los requerimientos de pasantía en la Oficina de Ingeniería que el profesor Santiago Vera Izquierdo, conjuntamente con el geólogo Clemente González de Juana, tenían en la avenida Mohedano de Chacao; corría el año 1957. Una de las tareas que le tocó realizar fue el cálculo de volúmenes a excavar en túneles pertenecientes al proyecto de la autopista Caracas-Valencia, posteriormente conocida como Autopista Regional del Centro.

Ya graduado en 1959, el pasante se enteró por declaraciones del doctor González de Juana que aparecieron en la prensa de la capital, sobre la polémica decisión de modificar el trazado original del tramo La Hoyada-Las Tejerías de la mencionada autopista; advertía allí el distinguido geólogo sobre el elevado riesgo de seguir el nuevo trazado propuesto por las dimensiones y posible inestabilidad del necesario relleno. Esta advertencia no fue atendida y años después los usuarios de esa importante troncal del sistema vial del país sufrieron sus consecuencias.

Se recogen aquí valiosos testimonios de actores del momento que forman parte de la memoria aún dispersa sobre las lecciones que nos ha dejado el día a día de nuestra profesión.

XII.6.2.- El Proyecto Original

El proyecto que hacia el año 1957 se venía desarrollando en la mencionada Oficina de Ingeniería, seguía un alineamiento prácticamente recto desde Hoyo de La Puerta hasta Charallave y Las Tejerías, con 4 túneles y 4 viaductos, en adición al túnel de Hoyo de La Puerta, identificado como 'proyecto Avelado'; este evitaba la fuerte pendiente de Tazón. Era el concepto de autopista de 4 trochas que por esas fechas explicaba en la cátedra de Vías de Comunicación de la UCV, el Profesor Antonio Ornés.

Como referencia viene al caso tener presente que la línea férrea que va de La Rinconada hasta Charallave, culminada durante la primera década del siglo XXI, un caso extremo por las limitaciones en las curvaturas del trazado, obligó a la construcción de aproximadamente 18 túneles -uno de ellos de 6.5 km equivalente al mencionado proyecto Avelado'- y unos 15 viaductos con varios tramos del tipo 'vigas lanzadas' de hasta 95 m de luz libre. Estas obras de

infraestructura representan un 80% de la longitud total de esa línea férrea recientemente identificada como Ezequiel Zamora (**Nota 8**).

XII.6.3.- Modificación del Proyecto después del 23 de Enero de 1958

En la prolíficamente documentada biografía sobre el ingeniero Leopoldo Sucre Figarella elaborada por el ingeniero Jóvito Martínez Guarda (Martínez, 2010), se trató el tema de la Autopista Regional del Centro la cual, en parte, se construyó con recursos del Banco Mundial. Según Martínez (op. cit. p. 69), durante 1962 se hicieron modificaciones al proyecto para reducir los costos, los cuales ocasionaron problemas muy complejos a la obra concluida. Se anota allí que: “... durante las lluvias, cerca de la boca oriental del túnel Los Ocumitos se presentaban frecuentes derrumbes que colapsaban la vía, atribuidos a la decisión de eliminar un viaducto originalmente proyectado” (**Nota 9**).

La importancia que por sus objetivos tenía el proyecto, es destacada en las entrevistas que sostuvo el autor de la mencionada biografía con los ingenieros León Arocha y José Tomás Milano, ambos funcionarios del Ministerio de Obras Públicas durante parte de los diez años que el ingeniero Sucre Figarella estuvo al frente de esa cartera. En la entrevista que Martínez sostuvo con el ingeniero León Arocha este explicó: “La verdad es la siguiente, el proyecto original elaborado a la caída del régimen de Pérez Jiménez, creo que por Santiago Hernández Vera, contemplaba en su diseño cortes de más de cien metros de altura y una velocidad directriz superior a los 120 km/hora, lo que representaba un costo demasiado alto debido al escaso rendimiento que podría obtenerse con la maquinaria existente para la época y a su vez era un diseño propicio a los derrumbes” (**Nota 10**). Continúa el ingeniero Arocha explicando que: “Ante esa realidad el Colegio de Ingenieros convocó a una asamblea de ingenieros, presentó la situación que se planteaba y recomendó constituir una comisión para que estudiara el asunto, que estuvo integrada por los ingenieros Antonio Neri, Eduardo Pérez Alfonso y Leopoldo Sucre Figarella y un ingeniero de apellido Lampe. Esa Comisión presentó un estudio...aprobado en asamblea del Colegio. El informe y las decisiones de la asamblea fueron publicados en la Revista del Colegio de Ingenieros” (Martínez, op. cit. , p 69) (**Nota 11**).

Sobre la entrevista con el ingeniero José Tomás Milano este manifestó: “En algún momento se comentó que hubo una decisión no muy feliz durante la administración de Leopoldo Sucre como fue la de cambiar el proyecto original de la autopista del centro, cuando se omitió la construcción de un largo viaducto en la ruta Caracas-Tejerías y se prefirió construir una vía alterna que remataría en el túnel Los Ocumitos. Realmente esta alternativa, luego de concluida se encontró con un terreno muy inestable que fue la causa de múltiples derrumbes. La solución de este problema requirió mucho tiempo y mucho dinero” (**Nota 12** y **Nota 15**). Continuó el ingeniero Milano: “Pero comparar esta situación con el proyectado viaducto no garantiza que esa tremenda inestabilidad no iba a afectar el viaducto si se hubiese construido. El viaducto proyectado, en su estribo noreste precisamente descansaba en el lado del cerro inestable. Nadie sabe si hubiese ocurrido algo semejante con lo que ocurrió en el viaducto de la autopista Caracas-La Guaira” (op. cit., p. 69) (**Nota 13**).

XII.6.4.- El Informe de la Comisión del CIV

En la Revista del CIV, N° 286, enero-marzo 1960, páginas 37 a 42, bajo el título: “Autopista Regional del Centro. Tramo Hoyo de La Puerta/Cortada de Maturín, del sector Caracas/Valles del Tuy/Tejerías”, se publicó el: Informe que presenta a la Directiva del Colegio de Ingenieros de Venezuela la Comisión por ella designada para considerar la evaluación de las alternativas del proyecto. La conformación de la Comisión se da en la ya citada **Nota 11**; falta

indicar allí que la Comisión fue presidida por el ingeniero Leopoldo Sucre Figarella y actuó como secretario el ingeniero Santiago Azpúrua Quiroba.

Reunida la Comisión el 10 de noviembre de 1959 y dado que el proyecto original, denominado allí la Solución N°1, se encontraba ‘...totalmente licitada y en construcción’, se comparó con una solución alterna elaborada por el MOP identificada en el Informe como Solución N° 3 (**Nota 14**). Las recomendaciones del Informe establecen: (a).- Desechar la Solución N° 1 y paralizar los trabajos de su construcción; (b).- Realizar el estudio de un nuevo proyecto de acuerdo con las directrices de la Solución N° 3; (c).- Que el nuevo proyecto contemple 6 trochas en vez de 4 a expensas de parte del ahorro que representa la Solución N° 3; (d) Exigir al MOP que el proyecto definitivo se ciña en un todo a las normas y especificaciones de diseño para autopistas de la AASHO (sic).

Entre las observaciones finales de la Comisión, destaca la recomendación de que el Ejecutivo Nacional procediese a la inmediata elaboración de normas y especificaciones para todos los elementos que intervienen en un proyecto de vialidad, así como a la revisión de los proyectos existentes y en proceso de realización. El Informe concluye señalando que: “*Es de justicia exonerar de responsabilidad al proyectista por la adopción de la solución N° 1, toda vez que las normas rígidas y extremas impuestas por el Ministerio de Obras Públicas lo obligaron a llegar a esa solución*”.

XII.6.5.- El Testimonio del Ingeniero Manuel Díaz

Como quedó dicho, el proyecto original -la Solución N° 1- se desarrolló en la oficina que dirigía el doctor Santiago Vera Izquierdo en la cual prestó sus servicios profesionales el ingeniero Manuel Díaz. En entrevista reciente, Díaz (2011), este explicó algunas de las dificultades topográficas y geológicas del trazado original, comparables a las que enfrentó en tiempos más recientes el ferrocarril Coche-Cúa mencionadas en la **Sección 6.2** y **Nota 8**.

En la zona de Los Ocumitos, el proyecto original contemplaba dos túneles, a saber: Los Ocumitos 1, aproximadamente donde se encuentra el túnel de Los Ocumitos de la actual autopista, y Los Ocumitos 2 un poco más al suroeste. Este último fue substituido por una variante en curva en media ladera que se adaptaba a la topografía original, y cuya parte en relleno tenía más de 100 metros de profundidad apoyado sobre un suelo muy inclinado y de poca capacidad de sustentación que no pudo contener dicho relleno. Debido a esto, y no a inestabilidad del terreno como menciona el ingeniero Milano, se requirieron estructuras de concreto armado para estabilizarlo. Esto fue explicado por el ingeniero Kilian De Fries quien evaluó y resolvió el problema conjuntamente con el ingeniero Edgard Pardo Stolk (**Nota 15**). Más al suroeste de Los Ocumitos 1 es donde se encontraba el largo viaducto del proyecto original para evitar lo que se conocía en la región como la curva de La Lola, y su estribo noreste -boca suroeste del túnel- estaba sobre terreno firme comprobado por los estudios de suelo pertinentes (Díaz, 2011). Como quedó establecido antes, lo inestable fue el relleno en media ladera de la variante y no el terreno natural.

XII.6.6.- El Tema de las Responsabilidades

La última frase del Informe que se comenta en la **Sección 6.4** alude a “...*exonerar de responsabilidad...*” al proyectista debido a que: “... *las normas rígidas y extremas impuestas por el Ministerio de Obras Públicas lo obligaron a llegar a esa solución*”. Sin embargo, las consideraciones de costo que sustentan las conclusiones del Informe de la Comisión que evaluó la Solución N°1, no demuestran que esa solución -el proyecto original- no fuese el más adecuado. Más bien y de acuerdo con las declaraciones del ingeniero Milano, las modificaciones adoptadas

crearon un problema cuya solución: “...requirió mucho tiempo y mucho dinero” (Sección 6.3) (véase la Nota 15).

Analizada la decisión tomada de modificar el proyecto original con la perspectiva que llegó a alcanzar uno de los miembros de la Comisión, exitoso Ministro de Obras Públicas durante diez años, lo llevó a concluir que la aludida modificación había sido un error.

XII.7.- LA NORMA PROVISIONAL DEL MOP (1967)

XII.7.1.- ASPECTOS GENERALES

En su Introducción, la Comisión de expertos que elaboró la Norma Provisional del MOP, aprobada tres meses después del terremoto cuatricentenario de Caracas, estableció en su segundo párrafo lo siguiente: “*Con base al resultado de los estudios que practican las Comisiones..., se elaborarán en un futuro próximo nuevas normas antisísmicas que sustituirán la hoy promulgada.*”(Nota 16). En el tercer párrafo de la citada Introducción, se advirtió lo siguiente: “*...es conveniente repetir que el cálculo antisísmico en la forma aquí recomendada, o en la de otras normas extranjeras, no constituye ni puede constituir garantía absoluta contra los graves daños de los terremotos, que envuelven factores muy diversos y cuyos efectos solo se logran conocer por el análisis de las observaciones obtenidas con la repetición de tan peligrosos elementos destructivos de la naturaleza*” /Subrayado nuestro/. Frase muy acertada vista con la perspectiva de los sismos destructores que han sucedido a lo largo de los últimos 44 años desde la redacción de esa frase en 1967.

Más adelante, al tratar sobre el ámbito de aplicación, en el Artículo 2 de esa Norma se indicó que: “*Esta Norma será aplicable a todas las edificaciones que proyecte o ejecute la Dirección de Edificios del Ministerio de Obras Públicas*”; en su segundo párrafo advirtió que: “*Las prescripciones contenidas en esta Norma no son aplicables al calculo de otras obras civiles*”. Algunos Municipios acogieron esta Norma por vía de Decretos. Para dilucidar dudas que pudieran presentarse en la aplicación de ese documento, en sus Artículos 4, 13 y 15 se mencionó la “*...autoridad competente...*”. No se indicó allí quienes conformaban dicha autoridad; podía sobrentenderse que estuviese constituida por la Comisión de los diez profesionales que fueron designados por el Ministerio de Obras Públicas para elaborar ese documento. Sin embargo, de ellos, uno solo formó parte de la Comisión redactora de la Norma COVENIN 1756 que, en 1982, sustituyó esa norma provisional del MOP por una más moderna.

XII.7.2.- INCORPORACIÓN DE LOS EFECTOS DEL SUBSUELO

XII.7.2.1.- Normas Anteriores a 1967

En las normas de 1945 y 1955, ambas del MOP, se estableció una distinción de los suelos en cuanto a su capacidad portante como material de fundación. Las acciones sísmicas a ser aplicadas sobre las estructuras a ser diseñadas, esencialmente no dependían del tipo de subsuelo.

XII.7.2.2.- La Norma Provisional del MOP, año 1967

Inmediatamente después del sismo del 29 de julio de 1967, se decidió la actualización de la norma sísmica vigente desde 1955. En ese nuevo texto se incorporaron los efectos del subsuelo constatados tanto en el valle de Caracas como en el área de Caraballeda, al igual que en muchos otros sismos de otros países. La premura y el carácter provisional de ese documento, no facilitó la incorporación de formas espectrales, información necesaria para emplear la opción que se dio en la Norma Provisional para calcular edificios con más de 20 pisos o con una altura mayor de 60 m; en estos casos, y de acuerdo con el Artículo 4 se exigió, además del método estático equivalente:

“...la aplicación, debidamente aceptada por la autoridad competente, de procedimientos de análisis dinámico...” (Nota 17). Esto se resolvió 15 años después de la promulgación de esa Norma Provisional del año 1967, cuando se aprobó la Norma COVENIN 1756 (1982).

XII.7.2.3.- Influencia del Subsuelo y Coeficientes Sísmicos de Diseño

En el Artículo 6 de la Norma Provisional de 1967, se diferenciaron los suelos de fundación tipo ‘roca’ de aquellos denominados ‘aluviones’, los cuales quedaron caracterizados como: “...todo depósito detrítico, resultante de la acción de los ríos modernos, tales como: sedimentos en los lechos de los ríos, planos aluviales, planos de inundación, planos de lagos, conos al pié de las montañas, estuarios y deltas”. En la Tabla 1 de esa Norma, para tales depósitos de aluviones el coeficiente sísmico de diseño correspondiente a edificios destinados a vivienda, por ejemplo en la zona sísmica de mayor peligrosidad -donde se encuentra ubicada la ciudad de Cumaná- era igual a 0.06.

Dado que para las fechas de promulgación de la Norma Provisional del MOP los criterios de diseño de estructuras estaban basados en las teorías de esfuerzos admisibles, para comparar los coeficientes sísmicos de diseño establecidos en esa Norma con los coeficientes resistentes obtenidos a partir de espectros reducidos por factores de ductilidad mayores que la unidad y criterios de evaluación asociados a los estados últimos, es preciso una reconciliación. Conservadoramente, esta reconciliación implica multiplicar por 1.6 los coeficientes de la Norma. Es decir, el coeficiente sísmico de diseño a los fines de su comparación con análisis hechos a base de espectros a nivel cedente y diseños basados en los estados últimos, resulta ser igual a 0.10. Esto debe tenerse presente para comprender la **Sección 7.3.5** que se da más adelante.

XII. 7.2.4.- El Caso Particular de Sismos Distantes

Debe señalarse aquí, que hoy en día, año 2011, es un hecho reconocido en las normas vigentes que un suelo clasificado como ‘suelo blando’, en caso de estar ubicado en áreas distantes de la fuente de liberación de energía, de acuerdo con la experiencia es muy probable que genere amplificaciones importantes con predominio en las bajas frecuencias de vibración; este hecho no era conocido ni advertido en la Norma de 1967. Lo anterior, confirmado por vía analítica, se ha incorporado en documentos normativos modernos como por ejemplo las versiones de los años 1982 y 2001 de la Norma COVENIN 1756 para el diseño de edificaciones sismo-resistentes.

Además, también es sabido que el empleo de fundaciones directas en los suelos antes mencionados, da lugar a sistemas más flexibles; esto implica desplazamientos mayores, todo lo cual tiende a generar efectos de segundo orden que merman la capacidad resistente de la estructura a fuerzas laterales. La consideración obligatoria de este último efecto, desfavorable, fue incorporada por vez primera en la Norma COVENIN 1756 del año 1982.

Los dos aspectos anteriores, práctica usual en el diseño sismo-resistente moderno e ignorado en las normas que tuvieron vigencia hace más de 30 años, definitivamente influyeron en el desempeño de edificios ubicados en localidades distantes como Cumaná. Una muestra de ese tipo de eventos distantes se da en las **Notas 18 y 19**.

XII.7.2.5.- Recomendaciones de Armado.

Del Artículo 13 de la Norma Provisional del MOP de 1967, titulado: *Prescripciones y Recomendaciones Generales*, interesa destacar aquí dos párrafos: (a) El párrafo número 1, en el cual se estableció que los muros de ladrillos macizos, debían considerarse como integrantes de la estructura y: “Si no se considera conveniente la colaboración de estos elementos, deberán dejarse separaciones entre ellos y la estructura, compatibles con las deformaciones de esta

última”; (b) el párrafo número 8, que estableció lo siguiente: “*En columnas y vigas se recomienda disminuir la separación de ligaduras y estribos, en las zonas adyacentes a los nodos, a la mitad de la calculada para el resto del elemento correspondiente. En las columnas, esta zona abarcará 1/5 de la altura de los pisos. En las vigas, esta zona será, por lo menos, igual a dos veces la altura de ellas.*”

Si bien, para ese momento esta segunda recomendación puede considerarse que fue acertada, no se hizo mención a dos aspectos críticos propios de las ligaduras y estribos empleados hasta esa fecha, y destacados como agravantes en la vulnerabilidad de nuestras estructuras de concreto reforzado en múltiples informes de campo del terremoto de Caracas del año 1967; estos son: (i) la ausencia de ganchos a 135 grados tanto en ligaduras como en estribos; (ii) la ausencia de confinamiento en las uniones de miembros. Con base a las normas hoy vigentes (COVENIN 1753:2006), la eficiencia de las recomendaciones hechas en el párrafo número 8 recién citado, pudiera considerarse debatible de omitirse estos dos últimos aspectos señalados como (i) y (ii).

XII.7.2.6.- Actualizaciones

En las actualizaciones de las Normas de análisis y diseño sismo-resistente hechas a partir de 1939 hasta el presente, se ha logrado la debida reconciliación entre los criterios de cálculo de sollicitaciones y el diseño de miembros.

XII.7.3.- DERRUMBE DE UN EDIFICIO EN CUMANÁ

Como consecuencia del sismo de magnitud 6.9 del mes de julio de 1997 con epicentro en las cercanías de Cariaco, esta localidad y sus alrededores sufrieron daños graves, con pérdida de vidas, viviendas y dos edificaciones escolares. A unos 75 km de distancia del epicentro hacia el occidente, en la zona oeste de Cumaná, se desplomó un edificio de 7 niveles y sótano con un trágico balance de más de 30 víctimas (**Nota 20**). El sitio donde se encontraba construido fue investigado por medio de estudios de suelos y geofísicos hasta 45 m de profundidad, sin alcanzar estratos rocosos; a esa profundidad aún se encontraron conchas marinas.

Proyectado a mediados de los años 70 esta edificación presentaba irregularidades tanto en planta como en elevación; irregularidades de ese tipo son fuertemente penalizadas en las normativas vigentes -año 2011- tanto en Venezuela desde 2001 como en otros países. Las autoridades competentes ordenaron un estudio exhaustivo del caso, el cual fue realizado con singular maestría por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Facultad de Ingeniería, UCV (IMME, 1998). Como información de mucho valor para la ejecución del citado informe técnico, se contó con el registro de los movimientos fuertes del terreno en predios de la UDO, en una estación de registro fundada en suelo tipo roca; su distancia y azimut al epicentro eran similares a las del edificio derrumbado.

En adición al Informe que aquí se comenta (IMME, 1998), solo se ha hecho mención aquí a aspectos puntuales que se dan en las **Notas** que se citan en esta **Sección 7**.

XII.7.3.1.- Coeficiente Sísmico con Fines de Diseño

En la Norma Provisional de 1967 se incrementó a tres el número de zonas sísmicas. La zona sísmica 3 que incluyó Cumaná, fue la de mayor peligrosidad; le seguía la zona sísmica 2 con coeficientes de diseño 50% menores y, finalmente, la zona sísmica 1 con coeficientes sísmicos de diseño iguales al 25% de los de Cumaná (**Nota 21**).

Los coeficientes sísmicos de diseño exigidos por la Norma Provisional del MOP (1967), para Cumaná en edificaciones construidas sobre suelos aluvionales era igual a 0.06. Tal como se indica en la **Sección XII.7.2.3** la evaluación de estructuras que han alcanzado su estado límite de

agotamiento, el coeficiente sísmico de referencia debe ser mayorado, conservadoramente, por 1.6; por tanto, como quedó dicho en la citada sección, el valor exigido por la Norma MOP 1967, reconciliado a nivel cedente, resulta ser igual a 0.10.

XII.7.3.2.- Evaluación de la Edificación Desplomada

A los efectos de verificar la bondad y/o debilidades del proyecto, en el citado Informe IMME (1998) se emplearon algoritmos modernos para la determinación de: (i) las propiedades dinámicas de la estructura liberando tres grados de libertad por nivel; (ii) el cálculo de las sollicitaciones en los miembros bajo: (a) el efecto de la gravedad; (b) la superposición de gravedad \pm sismo en dirección (α°) \pm sismo en dirección ($\alpha^\circ + 90^\circ$); (iii) la capacidad portante de sus miembros tomando en consideración mediciones y observaciones de campo; (iv) el coeficiente sísmico resistente. Este último permite la comparación con los valores prescritos en la Norma MOP (1967), vigente para la fecha del proyecto y construcción de la edificación, igual a 0.10 según se explica en la sección anterior.

Para tomar en consideración las incertidumbres propias de la información disponible sobre la edificación, en el citado Informe IMME se consideró conveniente evaluar los dos modelos que se describen en la **Tabla 7.1**. Las propiedades dinámicas (autovalores y autovectores) de estos dos modelos difieren sustancialmente, según se desprende de las Tablas 7.2 y 7.3 (op. citado, p. 126). De este modo se logró explorar posibles debilidades que hubiesen podido conducir al desplome de la edificación.

En ambos modelos se seleccionó un factor de ductilidad admisible igual a 2, consistente con las observaciones hechas en el campo y el laboratorio sobre los detalles de armado (op. cit., p. 117) y contrastado con los valores aceptados en las normas más modernas.

TABLA XII.7.1
MODELOS EVALUADOS
(Fuente: IMME, 1998, p. 115)

Hipótesis Adoptadas, Criterios de Modelado, Propiedades de los Materiales	Modelo 1	Modelo 2
Paredes	Incorporaron las paredes confinadas por los pórticos y las paredes no confinadas que generan efectos de columna corta (eje C)	No fueron incluidas en el modelo siguiendo la práctica común ingenieril
Rigidez de la Losa	Se incorporó su contribución a la rigidez de las vigas longitudinales	No se incluyó en el modelo
Inercia de las Secciones	Se consideraron secciones agrietadas	Se adoptaron secciones no agrietadas
Resistencia del concreto	130 kgf/cm ² (Nota 22)	210 kgf/cm ²

XII.7.3.3.- Movimiento del Terreno en el Sitio de la Edificación

Según se indica en la Conclusión 6 del Informe IMME, la acción sísmica a ser empleada en los análisis quedó definida por: "...el sismo probable de ocurrencia en el sitio..." (op. cit. p 121), con aceleraciones máximas iguales a: 0.16g en una dirección y 0.088g en la dirección ortogonal. Las sollicitaciones actuantes en los miembros de la edificación estudiada, bajo la

acción simultánea de estas dos componentes, fueron calculados para los dos modelos descritos en la **Tabla 7.1**.

Finalmente y con el objetivo de identificar la dirección más desfavorable del posible ángulo de ataque (α) de la acción sísmica, los dos modelos descritos se evaluaron para los 5 (cinco) ángulos de ataque del sismo (α) que se dan en la **Tabla 7.2**.

XII.7.3.4.- Coeficiente Sísmico Resistente de la Edificación Derrumbada

La capacidad resistente para cada uno de los diez casos evaluados, quedó sintetizada por el coeficiente sísmico resistente cuantificado según el siguiente cociente:

$$\text{coeficiente sísmico resistente} = \text{cortante basal resistente} / \text{peso total de la estructura} \quad (7.1)$$

En la **XII.Tabla 7.2** se dan los diez valores obtenidos: 2 (dos) modelos analizados con 5 (cinco) ángulos de ataque del sismo. Sus valores fueron leídos en la Figura 7.27 del Informe IMME.

TABLA XII.7.2
COEFICIENTES SÍSMICOS RESISTENTES PARA LOS
CINCO ÁNGULOS DE ATAQUE DEL SISMO (α) ESTUDIADOS

(Fuente: IMME, 1998, Figura 7.27, p. 156)

Acción Sísmica Simultánea y Ángulo de Ataque (α)		Coeficientes Sísmicos Resistentes	
Dirección de Aplicación del Sismo $A_{m\acute{a}x} = 0.16g$	Dirección de Aplicación del Sismo $A_{m\acute{a}x} = 0.088g$	Modelo 1	Modelo 2
$\alpha = 0^\circ$ (Dirección X)	$\alpha + 90^\circ = 90^\circ$ (Dirección Y)	0.30	0.25
$\alpha = 22.5^\circ$	$\alpha + 90^\circ = 112.5^\circ$	0.25	0.18
$\alpha = 45.0^\circ$	$\alpha + 90^\circ = 135.0^\circ$	0.20	0.155
$\alpha = 67.5^\circ$	$\alpha + 90^\circ = 157.5^\circ$	0.16	0.125
$\alpha = 90^\circ$ (Dirección Y)	$\alpha + 90^\circ = 180^\circ$ (Dirección X)	0.16	0.11

XII.7.3.5.- Cumplimiento de los Requerimientos Resistentes de la Norma

De acuerdo con lo establecido en la **Sección XII.7.3.1**, el coeficiente sísmico de diseño exigido por la Norma Provisional del MOP (1967), vigente para la fecha del proyecto de esta edificación, reconciliado en forma conservadora, era igual a 0.10 según se explica en las **Secciones XII.7.2.3** y **XII.7.3.1**. De la **Tabla XII.7.2** se desprende que los diez valores del coeficiente sísmico resistente obtenidos en el Informe IMME (1998), varían entre 0.11 y 0.30, con un valor medio igual a 0.189. O sea que, de acuerdo con los resultados obtenidos y si a todos los casos se les asigna el mismo peso, tal como se infiere del Informe IMME (1998), en promedio la estructura resistió casi el doble de lo exigido por la Norma Provisional del MOP (1967).

El resultado anterior señala que la causa del derrumbe de esta edificación no parece haber sido el incumplimiento de la Norma vigente para la fecha del proyecto. Más bien, la información conocida parece apuntar a una subestimación de la peligrosidad sísmica, propia del documento normativo (**Nota 23**). En tal sentido, se reproduce aquí lo señalado en la Introducción de ese documento ya destacado en la **Sección XII.7.1**: “...es conveniente repetir que el cálculo antisísmico en la forma aquí recomendada, o en la de otras normas extranjeras, no constituye ni puede constituir garantía absoluta contra los graves daños de los terremotos, que envuelven

factores muy diversos y cuyos efectos solo se logran conocer por el análisis de las observaciones obtenidas con la repetición de tan peligrosos elementos destructivos de la naturaleza”.

De los análisis hechos sobre las condiciones locales en el sitio donde se encontraba construido el edificio derrumbado en Cumaná, se concluyó que allí se presentaron causas desfavorables concomitantes: (a) configuración irregular de la edificación; (b) efectos propios del subsuelo de fundación; (c) posibles limitaciones en la calidad del concreto y el armado en los elementos portantes. Sobre los efectos desfavorables de las tres causas anotadas, cuya cabal comprensión es relativamente reciente, hay múltiples evidencias constatadas en diferentes sismos que han afectado zonas urbanizadas del planeta y que ha costado la vida a muchos miles de personas. Tales evidencias han conducido a progresivas modificaciones en las Normativas de la mayoría de los países que actualizan regularmente estos documentos, entre los cuales se encuentra Venezuela desde inicios de los años 80 (**Nota 24**).

Las lecciones que en Ingeniería Sismo-resistente han conducido a diseños y normas más confiables, provienen del análisis de muchas fallas catastróficas sucedidas durante el último medio siglo. También, la respuesta de los ingenieros estructurales a la pregunta de cuan seguro es un determinado edificio proyectado y/o construido por él, ya no puede ser la clásica: “*Mira, no lo sé. Yo cumplí con la Norma*”.

Esa contestación va dejando de ser válida. Ciertas normas vigentes exigen evaluar la confiabilidad del diseño final -determinada como complemento de la probabilidad anual de ruina- una vez incorporadas las incertidumbres propias de las acciones externas y de la respuesta esperada de la construcción o instalación. Por ejemplo, la Norma ISO 19901-2 para el Diseño Sismo-resistente de Plataformas Costa-fuera, limita la probabilidad anual de falla a valores que no excedan 4×10^{-4} y 2.5×10^{-3} según que esté habitada o no, respectivamente (ISO 19901-2, 2004, Section 6.4, Table 2).

XII.7.4.- EPÍLOGO

La naturaleza forense de este caso llevó a la mesa del Juez los resultados de una muy cuidadosa y detenida investigación sobre el desempeño catastrófico de una edificación derrumbada por el sismo de julio de 1997 (Informe IMME, 1998). Es poco probable que el Juez estuviese en capacidad de asimilar el contenido técnico de ese Informe altamente especializado; no tenemos conocimiento si este hizo uso de su prerrogativa de solicitar una comisión de expertos para asesorarse, como ha sido el caso en otros juicios. Esto habría facilitado la toma de una decisión basada en la experticia técnica que tenía en sus manos. Su veredicto fue condenatorio: el arquitecto fue acusado de “*Homicidio Intencional*” (**Nota 25**).

XII.8.- FREYSINNET Y EL VIADUCTO

La Comisión Permanente de Vías de Comunicación que se designó en 1936 y el Consejo Nacional de Obras Públicas creado en 1941, fueron los antecedentes institucionales encargados de evaluar la red de carreteras construida por el gobierno del general Gómez. Esta tarea de planificación culminó, en 1946, con la creación en el MOP de la Comisión Nacional de Vialidad (CNV). Esta fue creada por resolución del Ministerio de Obras Públicas el 10 de noviembre de 1945. Sus miembros fueron nombrados el 9 de diciembre del mismo año. La comisión quedó integrada por los siguientes profesionales: Isaac Pérez Alfonso, Carlos Peña Uslar, R. Blanco Fombona, Antonio Ornés, Francisco Rivas Lázaro y Pedro Bernardo Pérez Barrios.

Esta Comisión estudió y organizó una red integrada de carreteras que dio origen al: *Plan Preliminar de Vialidad*, el cual fue dado a conocer en 1947. Desde el punto de vista del desarrollo de los lineamientos sobre las obras faltantes en vialidad en el país, aquellos que fueron

establecidos durante los gobiernos de 1945 a 1948, fueron esencialmente respetados. El mencionado *Plan* puede considerarse una primera edición, pues luego hubo otras. En 1950 se publicó la Segunda Edición del *Plan Preliminar de Vialidad*, que contiene los textos de la primera (1947) y las modificaciones ordenadas por el Concejo Nacional de Vialidad hasta ese momento (**Nota 26**).

XII.8.1.- El Proyecto

En 1947 se proyecta la autopista Caracas-La Guaira, cuya concepción ya se había iniciado el año 1945 en comisión presidida por el ingeniero César González Gómez y constituida por los ingenieros José Antonio Díaz, Ernesto Mandé y Alfredo Massabé (Martínez, 2010, p 51). El diseño de los viaductos fue del ingeniero Eugenio Freyssinet y la ejecución fue de la empresa francesa Campenon Bernard.

En 1950 se inicia la construcción de la autopista bajo la dirección del ingeniero Enrique Sibletz, las normas generales fueron determinadas por el ingeniero y geólogo Santiago Aguerrevere. En colaboración con compañías extranjeras especializadas en: concreto pretensado como la Campenon Bernard y túneles como la Compañía Morson Knudsen de Venezuela, el año 1953 fue inaugurada la autopista.

Algunos de los profesionales que tuvieron responsabilidades en el proyecto y la construcción fueron los Ministros de Obras Públicas: Gerardo Sansón, Luis Eduardo Chataing y Julio Bacalao Lara. Los movimientos de tierra, cortes y rellenos, previstos en áreas cercanas a la quebrada de Tacagua, dieron pie a uno de los primeros estudios de impacto ecológico y reforestación hechos en el país (REFOSAGRO, C.A.), con la colaboración de especialistas de Italia y Costa Rica., y la participación de los ingenieros Juan Guevara Benzo, Federico G. Cortes, así como el arquitecto Carlos Celis Cepero. Se sembraron más de 70000 arbustos.

XII.8.2.- Breve Descripción del Viaducto N° 1 de la Autopista Caracas-La Guaira

Debido a la accidentada topografía del trazado seleccionado para unir Caracas y La Guaira con una autopista, esta requirió el proyecto de tres viaductos y dos túneles. El viaducto N° 1 es el más cercano al extremo Caracas: con una longitud total de 308 m, 23 m de anchura, 70 m de altura, su arco central tenía una luz libre igual a 154 m entre sus articulaciones de apoyo, para salvar la quebrada de Tacagua con rumbo aproximado NW-SE. El proyecto se concluyó hacia finales de los años 40 y, como quedó dicho, fue construido por la empresa Campenon Bernard bajo la supervisión del ingeniero Eugene Freyssinet; el año 1953 entró en servicio.

Sobre el proyecto del viaducto N°1 y las condiciones locales de apoyo, su proyectista publicó un artículo descriptivo (Freyssinet, 1953) en el cual señala que, de acuerdo con la información sobre las condiciones del terreno, en el diseño: “...solo se encontraría un buen terreno a profundidades irregulares”. Por esa razón se evitaron empotramientos en los apoyos, disponiendo allí las célebres ‘articulaciones Freyssinet’, con lo cual: “...los momentos flectores en las bases se redujeron prácticamente a cero”. La consideración sobre eventuales sismos redujo de 3 a 2 el número de articulaciones el sistema portante y, el ingenioso proceso constructivo por partes, evitó el empleo de una cimbra apoyada en el terreno; de este modo se evitaba que aquella quedase expuesta: “...a los ciclones de las Antillas” (**Nota 27**).

Luego del sismo de 1967 la estructura fue cuidadosamente inspeccionada y no presentó ningún daño visible. Cerca de 20 años después aparecieron las primeras manifestaciones visibles debidos a los efectos de un macrodeslizamiento ubicado en la falda nor-noroeste del barrio Gramoven. La evolución de los desplazamientos progresivos del talud que desplazaron hacia el norte el sistema de fundación del lado sur, desde las primeras mediciones hasta fechas cercanas a su colapso se dan en Salcedo (2006) (**Nota 28**). Las tasas de desplazamiento que hacia los años

90 se mantenían entre 1 a 2 cm/año, alcanzaron valores de 5 y más cm/día a poco de su colapso, con un visible levantamiento de la zona central del arco.

Debe quedar claro aquí, que al proyectista no le fueron facilitadas fotografías aéreas de misiones disponibles en Cartografía desde 1936, cuyo análisis dos o tres décadas después de construido el viaducto revelaron la existencia de un macro-deslizamiento que afectaba el apoyo sur de la obra.

XII.8.3.- Colapso del Viaducto en Febrero 2006 y Lecciones

La evaluación estructural del viaducto como consecuencia de las deformaciones impuestas, tanto en su plano como en la dirección ortogonal al mismo, así como las medidas para liberar las tensiones generadas en la estructura y mejorar su desempeño, fueron analizadas y descritas en Camargo (2006); en la parte final de ese trabajo, el autor discute el probable mecanismo de ruina.

Una de las lecciones importantes de este caso está relacionada a las limitaciones en el estudio de sitio. A la empresa proyectista no se le suministró la información geomórfica -fotos aéreas del área- pues a finales de los años 40 se consideraba información militar reservada. A posteriori del terremoto de 1967 en fotos aéreas del año 1936 en adelante se identificó el macro-deslizamiento que finalmente destruyó el viaducto (**Nota 29**).

XII.9.- EL TÚNEL DE YACAMBÚ

Buena parte de la información contenida en esta sección, especialmente las **Secciones XII.9.1** y **XII.9.2** están esencialmente sustentadas gracias a la generosidad del doctor Diego Ferrer F., quién nos ha facilitado parte de su memoria escrita sobre las primerísimas etapas de este proyecto (Ferrer, 2011). Las secciones subsiguientes se sustentan en los documentos que se citan y, muy especialmente, en las enriquecedoras entrevistas celebradas con el ingeniero Rafael Guevara, autor de múltiples contribuciones que se dan en las referencias (Guevara, 2011).

XII.9.1.- Introducción

Desde inicios de los años 60, los acuíferos existentes en el fértil valle del Quibor no bastaban para las extensas áreas bajo regadío. Surgió así la idea de emplear los recursos del río Yacambú que drenaban hacia el Acarigua, con la finalidad de ser utilizados mediante un trasvase con fines de riego y suministro de agua a la creciente capital de estado Lara (**Nota 30**).

En esa época existía la *Fundación para el Desarrollo de los Estados Centro Occidentales* (FUDECO), organismo planificador presidido por el ingeniero Froilán Álvarez Yepes. Este experimentado profesional entró en conversaciones con el ingeniero Carpóforo Olivares de la empresa OTEHA para que estudiara la posibilidad de trasvasar las aguas del río Yacambú hacia la cuenca de Quibor. Con ese fin, además de construir un embalse en el flanco sur de la cordillera, en ese momento se consideraron dos alternativas: bombear para sobrepasar una cordillera que alcanzaba los 1.200 m sobre el nivel del río Yacambú o cruzarla con un túnel de algo más de 20 km lo cual implicaba atravesar la falla de Boconó (Ferrer, 2011).

Además del ingeniero Olivares, OTEHA contaba con los ingenieros Manuel Isava y Edmundo Ruf. Vista la magnitud del problema esta empresa se asoció con GIMSA de los ingenieros Diego Ferrer F. y Ernesto Alcaíno; colaboraban en esta segunda empresa los geólogos Sergio Bajetti y Roque García. En las visitas de campo pudieron constatar el espectáculo impresionante del cañón por donde discurría el río Yacambú: con unos 200 metros de altura aproximadamente, las paredes del mismo eran casi verticales,(ver foto). Con base a las visitas de campo y la información suministrada por FUDECO, se elaboró una oferta de trabajo, que

consistía en la ejecución de un estudio preliminar, estudios de campo, evaluación geológica y lo necesario para establecer la factibilidad del proyecto.

Para evaluar distintas alternativas se decidió contratar los servicios de la empresa Woodward, Lungreen & Associates, quienes designaron a los geólogos: William T. Black, especialista en construcción de túneles y Lloyd S. Cluff especialista en ingeniería sísmica; este último ya había trabajado para GIMSA, cuando se estudiaron los problemas geológicos de la Presa Dos Cerritos en las cercanías de la población del Tocuyo, estado Lara.

La alternativa de construir un túnel que cruzara la falla de Boconó era un reto para la ingeniería venezolana sobre la cual los geólogos Black y Cluff, luego de recorrer el área junto con los geólogos venezolanos y analizar la información disponible, prepararon dos informes:

(i) En el primero se hizo énfasis en la importancia de que un contratista experimentado realizase la construcción; los contratos debían ser hechos en tal forma que permitiesen cambios durante el periodo de construcción. Se indicaba también que dadas las características de las rocas, debía recurrirse a la flexibilidad de los métodos convencionales debido a la ausencia de equipos para excavar túneles en América Latina; consideraba que los métodos convencionales con perforaciones, voladuras y retiro de escombros con apuntalamiento, sería lo más económico. Se indicaba también en el informe que debía considerarse el uso de revestimiento prefabricado en algunas zonas y que era posible que se consiguiesen zonas de sobre excavación. En caso de que ocurriese un movimiento de la falla, el túnel sería dañado y no cumpliría con la función para el cual fue diseñado; en esa eventualidad el túnel debía ser restablecido por métodos mineros (Black, 1972);

(2) En el informe presentado por el geólogo Lloyd S. Cluff se hicieron las siguientes observaciones: debido a que la falla Boconó era reconocida como la falla más activa de Venezuela y cruzaba el área del túnel, la ruptura del mismo durante su vida útil era una posibilidad a considerar. Indicaba también que el ancho de la zona activa de ruptura variaba entre los 200 y 300 metros aproximadamente. Se apuntó allí que el mayor desplazamiento probable de la falla en un periodo de retorno de unos cien años se estimaba en el orden de los 3 m en el sentido lateral, acompañado de un movimiento de un metro de desplazamiento vertical (Cluff, 1972).

XII.9.2.- Alternativas.-

Con toda la información obtenida y con los resultados del estudio hidrológico realizado, en diciembre de 1972 se presentó a FUDECO un informe con los resultados del estudio preliminar, en el cual se proponía la construcción de una represa en arco en el sitio de presa Yacambú y planteaban tres posibles soluciones para el trasvase de las aguas:

- Solución 1: conducción de las aguas por gravedad mediante un túnel el de unos 20 km de longitud atravesando la falla de Boconó;
- Solución 2: construcción túnel de 14 km que terminaría antes de la falla, o sea que no la cruzaría; para ello se requería un bombeo para llevar las aguas desde la torre toma ubicada en el embalse, hasta el portal de entrada del túnel y desde el portal de la salida llegaría por gravedad hasta el valle de Quíbor;
- Solución 3: conducción desde una torre toma ubicada en el embalse Yacambú, mediante una estación de bombeo con un túnel corto para cruzar la divisoria, descargando las aguas a un pequeño embalse que permitiera conducir las aguas a través de una tubería forzada hasta una sala de maquinas que permitiese la generación de energía hidroeléctrica; las aguas descargarían en un embalse compensador ubicado en las cercanías del valle de Quíbor y de este modo se recuperaría parte de la energía utilizada en el bombeo.

Un esquema de estas soluciones se indican indica en la figura anexa.

Cuando OTEHA inició las conversaciones con FUDECO para la ejecución del proyecto definitivo, el Ministerio de Obras Públicas decidió realizar los estudios pues los que había realizado OTEHA, en opinión de dicho ministerio, no eran los adecuados "...lo cual constituyó una tremenda injusticia como tantas que se han cometido en este país" (Ferrer, 2011). Optó por la construcción del túnel de 24,3 kilómetros de longitud atravesando la falla, prepararon los planos y especificaciones, y sacaron a licitación la obra especificando que se utilizara excavación con 'topo'. Esta especificación contradecía la recomendación de Black (1972) quien, explícitamente, había recomendado que se excavara el túnel por métodos convencionales como finalmente hubo que hacer.

La licitación se llevó a cabo, la ganó una firma no especializada en construcción de túneles, el contratista inició la construcción el 1.975 con un topo que había sido utilizado en España y el resultado fue que en diciembre de 1.979 quedó atascado en la roca. Fue necesario paralizar el trabajo de excavación en ese sector del túnel, durante varios años (Ferrer, 2011).

En un artículo de abril de 1974 firmado por el ingeniero José María Ochoa titulado '*La Obra de Yacambú*', se describió el potencial que representaba almacenar las aguas en la vertiente sureste de la divisoria de aguas. En informes internos del Ministerio de Obras Públicas, se planteó la solución de un túnel de trasvase por gravedad, de 24 kilómetros de largo, que llevaría el agua almacenada en un futuro embalse ubicado en la vertiente sur de la divisoria, hacia los fértiles valles del norte. De nuevo, citando al ingeniero Ochoa, cuando se mencionó el túnel: "...hubo personeros oficiales y técnicos que mostraron reacciones de escepticismo y asombro. Una publicación habla del túnel como un proyecto 'utópico'" (Ochoa, 1974, p. 760) (véase la ya citada **Nota 30**).

A continuación el ingeniero Ochoa hizo referencia a un conjunto de túneles: "...que presentan condiciones mucho más difíciles de construcción". Los que fueron citados son: (i) el túnel de las Pampas de Olmos, Chiclayo, Perú, de 40 kilómetros de largo que en un futuro "...deberá cruzar numerosas fallas activas en una región que es la verdadera 'Madre de los Terremotos'..." (**Nota 31**); (ii) túneles de minería en Sur-África de 40 y 50 km de largo a una profundidad de : "...3 kilómetros debajo de la superficie terrestre..."; (iii) proyecto Snowy-Mountain, Australia, de 44 kilómetros que "...atraviesa varias zonas de fallas"; (iv) túnel del Metro que va de San Francisco a Oakland, ya construido, "...pasando por debajo de la bahía de San Francisco y atravesando una de las regiones más sísmicas del mundo."; (v) túnel de 17 kilómetros para el complejo Hidroeléctrico de Santo Domingo, Mérida, "...actualmente en construcción" (Ochoa, 1974, pp. 761-763) (**Nota 32**).

Ya bautizado como Túnel de Yacambú, el ingeniero Ochoa estimó que este podría iniciarse entre 1976 y 1977 (**Nota 33**). Finalmente, en el citado trabajo del ingeniero Ochoa se procedió a presentar los resultados de la evaluación de costos, partiendo de una estimación para la ejecución de la presa en el Cañón de la Angostura que estaría entre 30 y 50 millones de bolívares. El autor anotó: "...si tomamos un costo medio muy elevado para el túnel del Yacambú de 4.5 millones de bolívares por kilómetro tendríamos 108 millones de bolívares" (Ochoa, 1974, p. 781)

No se indicó en ese extenso trabajo el tiempo necesario para la construcción del túnel. En cualquier caso, tomada la decisión de construir el túnel, en julio de 2008 se concluyó la excavación del mismo; sin embargo, para abril de 2011 no se había concluido su revestimiento definitivo y aún no pasaba agua por el mismo.

XII.9.3.- Breve Descripción de la Secuencia de Ejecución

En la **Tabla XII.9.1** se da un resumen de la secuencia constructiva y avance en el tiempo, así como de problemas que surgieron durante su ejecución.

Tabla XII.9.1 Secuencia Constructiva del Túnel de Yacambú (Fuente: Guevara, 2011; Hoek and Guevara, 2009)

Contrato (Extensión Temporal)	Portal de Entrada (P.E.)	Portal de Salida (P.S.)	Observaciones
N° 1 (1976, Inicio)	Inicio con el TBM1 (Robbins).	Inicio con el TBM2 (Robbins)	Equipos para taladrar túnel de 4.8 m de diámetro. Inicio de excavación de Ventana Inclinada (V.I.) a unos 6 km del (P.S.), por métodos convencionales
N°1 (1977, Final del Contrato)	Avance de 700 m desde el P.E.	Avance de 1000 m desde el P.S.	
N° 2 (1978-79)	Avance hasta 1700 m desde el P.E. Interrupción de la excavación. El TBM1 quedó aprisionado en un área con 425 m de cobertura	Avance hasta 1850 m del P.S. El TBM2 fue retirado temporalmente del túnel	En 1979 se constatan serios problemas en la excavación en las zonas de filitas gráficas. En la V.I. se emplearon soportes con juntas deslizantes con capacidad de deformarse bajo la acción compresiva sin perder su capacidad portante
N° 3 (1981-84)	No hubo actividades en este lado del túnel	La excavación avanzó hasta 4350 m del P.S.	La V.I. avanzó hasta 1900 m
N° 4 (1984-1988)	Se avanzó 1000 m desde la V.I. hacia el P.E. Se retiró el TBM1	Se avanzó 1000 m desde la V.I. hacia el P.S.	Culminada la V.I., desde allí se iniciaron perforaciones en sentidos opuestos: hacia al P.E. y hacia el P.S.
N° 5 (1991-1997)	Se empleó un 'road-header' alcanzando hasta 5200 m del P.E.	Se utilizó perforación convencional y explosivos. Se unió el T.S. con la V.I.	El contrato N° 5 se extendió hasta 2002; luego se firmó el contrato N° 6 hasta 2005 y el N° 7 hasta 2008. Todos fueron con la misma empresa Venezolana, empleando métodos convencionales y explosivos
N° 6; N° 7; N° 8 (1997-2008)	El 27 de julio de 2008, el túnel fue concluido		

TBM = Tunnel Boring Machine; V.I. = ventana inclinada; P.E. = portal de entrada; P.S. = portal de salida

XII.9.4.- Problemas durante la fase de Construcción

Este túnel de 4.80 m de diámetro y 23.3 km de largo fue diseñado para cruzar la cordillera de Los Andes, desde Yacambú en la vertiente sur, al valle de clima semiárido pero fértil de Quibor ubicado en la vertiente opuesta. Las condiciones geológicas de las profundidades de excavación, hasta 1270 m debajo de la superficie, solo se conocieron en la medida que se progresó en la excavación (**Nota 34**). Debe destacarse que por el flanco norte de la cordillera pasa la falla de Boconó, de tipo transcurrente dextral, de rumbo suroeste-noreste (**Nota 35**).

Al entrar en formaciones de filitas gráficas (**Nota 36**), se presentaron problemas extremos de encogimiento de la sección, que los sistemas de sostenimiento no eran capaces de soportar (**Nota 37**). Según Hoek and Guevara (2009, p. 35) a lo largo de 32 años se probaron alrededor de 30 sistemas diferentes de soporte; en condiciones de roca competente, muchos de estos sistemas resultaron adecuados. En su construcción intervinieron 8 contratistas a lo largo de

32 años culminando en Julio de 2008 (véase **Tabla XII.9.1** y el artículo de Loyola y Ambrosi, 1996). A lo largo del tiempo se emplearon diferentes métodos de excavación y selección de secciones, adoptándose finalmente la sección circular; esta permitió procedimientos de construcción rutinarios independientemente de las condiciones locales de la roca. Aspectos resaltantes de los problemas encontrados y soluciones adoptadas durante la construcción se dan en Guevara (2004), Guevara et al. (2004) y Hoek and Guevara (2009).

XII.9.5.- Solución al Problema

En las débiles filitas gráficas, a profundidades de unos 1200 m debajo de la superficie, los acortamientos en el diámetro de la excavación solo pudieron ser absorbidos por medio de soportes circulares, con capacidad para ceder de modo controlado. La necesidad de colocar sistemas de protección para los obreros requirió el diseño de un sistema cuya capacidad portante fuese: (i) lo suficientemente robusto para suministrar apoyo de emergencia en el evento de un colapso cercano a la cara de excavación, y; (ii) a la vez suficientemente flexible para absorber los progresivos acortamientos previsibles; es decir, que retardase lo suficiente la activación de su capacidad de soporte, en este caso, hasta una distancia de 3 diámetros de túnel. En el citado trabajo de Hoek y Guevara (2009) se describió la solución adoptada.

XII.9.6.- Lecciones Útiles a la Ingeniería Estructural

Como se indicó en la **Nota 36** las propiedades mecánicas de los materiales por donde debía pasar el túnel se fueron conociendo a medida que se avanzaba en la ejecución del proyecto. Resultaron ser sustancialmente distintas de las que se habían explorado y estudiado en la etapa de investigación con geología superficial, pocas perforaciones y algunos registros geosísmicos. La solución para lograr soportes adecuados a las fuertes reducciones de diámetro por la presencia de materiales visco-plásticos en extensiones importantes de la obra, fue un proceso que: (i) obligó a desechar la excavación por medio de TBM y pasar a procedimientos convencionales; (ii) modificar el diseño de los soportes que por su rigidez y fallas no dúctiles, resultaban inadecuados, hasta alcanzar la solución de soportes con juntas ajustables.

El caso Yacambú revela una vez más la importancia que tiene el reconocimiento de información incierta en la toma de decisiones por parte del profesional de la Ingeniería (**Nota 38**). Esto ha sido ilustrado en diferentes Capítulos de esta crónica: la naturaleza incierta de la resistencia de los materiales y de los miembros portantes de las estructuras (**Capítulo V**), de las acciones externas como es el caso de los sismos (**Capítulo VII**) y de otras acciones descritas como patología, fallas y accidentes (**Capítulo X**).

Por último y citando de nuevo al doctor Ferrer: *“En cuanto a la concepción misma del proyecto de trasvasar las aguas mediante un túnel, creo que todos los que estuvimos involucrados en ese proyecto no nos percatamos de algo muy importante cual es el de atravesar la falla de Boconó, que es la más activa de Venezuela.... Cuando se inició la construcción del túnel solamente teníamos como referencia sísmica el terremoto ocurrido en Caracas 1967, pero....las implicaciones desastrosas que tiene el movimiento de una la falla de esta magnitud....durante el periodo de operación del túnel, lo cual representará grandes demoras y elevados costos de su reparación. Reconozco que es una reflexión tardía, pero que debe servir de ejemplo para futuros proyectos.”* (Ferrer, 2011).

XII.10.- ACCIONES DE MITIGACIÓN EN ÁREAS URBANIZADAS DE VARGAS

XII.10.1.- El Evento

Casi medio siglo después de los deslaves de 1951 (véase **Sección 4** de este artículo), en diciembre de 1999 la vertiente norte de la Cordillera de la Costa generó una nueva situación catastrófica con un número incalculable de pérdidas de vidas y materiales. Este nuevo evento afectó un país distinto, especialmente en lo que se refiere al mundo profesional. Escapa al alcance de este Capítulo anotar los innumerables estudios que se realizaron en el país y fuera de él; estos se han compilado esencialmente en textos publicados entre los cuales, citados en orden cronológico: López, J.L. y García M., R., 2006, volumen de 1055 pp.; López, 2010, volumen de 808 pp; más recientemente, la evaluación de algunas obras, hecha por el profesor Carlos Genatios quien fue designado como Autoridad Única del Área del Estado Vargas (Genatios, 2010).

De acuerdo con las evaluaciones hechas, extensas zonas del actual estado Vargas fueron severamente afectadas por precipitaciones que, de acuerdo con los limitados registros obtenidos, alcanzaron valores 4 veces mayores que los promedios anuales. La afectación se extendió a una población estimada en unas 240 mil personas, destruyendo viviendas, servicios, sistemas de recolección de aguas servidas, acueductos, puentes y otras obras de infraestructura.

10.2.- Planificación de la Reconstrucción

Pocos días después se creó la Autoridad Única de Área del Estado Vargas (AUAEV) para la planificación de la reconstrucción urbana y la protección ambiental. Una descripción detallada de las actividades y participación de profesionales se dio en Genatios (2010, p. 36-69). Según se describe en el citado trabajo, durante los trabajos que llevó adelante la AUAEV se contó con una amplia cooperación internacional que facilitó una muy útil transferencia de conocimientos obtenidos en países con mayor experiencia en el manejo de situaciones comparables. Se adelantaron así investigaciones para evaluar las diferentes amenazas, así como las acciones necesarias para su mitigación.

Avanzados los proyectos fundamentales por la AUAEV, el gobierno creó un organismo para la ejecución de los proyectos preparados denominado la Corporación para la Recuperación y Desarrollo del Estado Vargas (CORPOVARGAS).

10.3.- Ejecutoria de Corpovargas

Lluvias posteriores a las obras ejecutadas por CORPOVARGAS revelaron que los cambios hechos por esta Corporación a los proyectos originales de recuperación y prevención, fueron inadecuados: (i) algunas represas diseñadas en concreto armado, fueron sustituidas por gaviones de piedras sostenidas por mallas de alambre; estas demostraron ser incapaces de cumplir la función para los cuales fueron diseñados los muros; (ii) presas abiertas de concreto, diseñadas para hacer frente a flujos de barro con altas densidades, fueron sustituidas por presas abiertas de gaviones, las cuales no aguantaron embates relativamente moderados.

Los responsables de esta Corporación no alcanzaron a entender algo fundamental en la estrategia preventiva contra algunas amenazas naturales cuando se argumentó que las canalizaciones propuestas por la AUAEV, implicaban un costo cercano al 70% de la inversión estimada en las cuencas a ser protegidas: “...cuyo funcionamiento solo sería aprovechado por períodos de no más de 60 días al año, lo cual no se justifica la relación beneficio-costos” (**Nota 39**). El razonamiento anterior no es representativo del diseño contra eventos extremos como los esperados en las vertientes de la Cordillera de la Costa. Todas las normativas vigentes para diseñar contra vientos extremos, o sismos intensos, requirió detenidos estudios como los que realizó la AUAEV, para determinar precisamente los valores de diseño que conducen a la mejor

relación beneficio-costos. De modo que modificarlos revela ignorancia por parte de los que tomaron esa inconsulta decisión.

10.4.- Situación Actual

Dejando de lado los aspectos académicos, visitas hechas luego de las lluvias de 2005 y 2010 ilustraron ampliamente lo inadecuado de esas decisiones. Buena parte de ellas se dan en el meticuloso inventario de obras que presentó el profesor Carlos Genatios en su trabajo de incorporación a la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat (Genatios, 2010). Quedó claro allí que: *“Corporvargas alteró significativamente muchos de los proyectos preparados por la AUAEV, disminuyendo la protección de la población y utilizando inadecuadamente recursos públicos. Adicionalmente, abandonó los proyectos y visiones de recuperación urbana”*.

De sus evaluaciones en el sitio, algunas hechas con posterioridad a las precipitaciones del año 2005, se desprenden los siguientes aspectos resaltantes (Genatios, 2010, pp. 147-148):

A.- Balance General de la Reconstrucción. En Vargas se abandonaron los proyectos de desarrollo urbano, los cuales se habían planificado y concebido con altos niveles técnicos, y consultado con la población en muchas asambleas. Al dejar de lado esos proyectos, se abandonó a la población a reconstruir sola; el resultado es improvisado y vulnerable. Luego de 10 años, Corpovargas no ha resuelto los principales problemas de riesgo ni ha impulsado el programa de recuperación urbana que planificó la AUAEV. Es necesario recuperar los programas de protección ambiental y de desarrollo urbano. Muchas viviendas, especialmente de sectores populares, están ubicadas en zonas de alto riesgo.

B.- Prevención y Riesgo. Varias de las presas cerradas presentan colmatación, con lo cual no poseen capacidad de retención de sedimentos en el caso de futuros eventos. Otras, presas abiertas de control de torrentes, han sido construidas con gaviones, lo cual no da una seguridad adecuada. En la mayoría de los casos se elaboró un diseño para la crecida máxima de cien años, cuando el retorno adecuado es de 500 años.

C.- Servicios y Mantenimiento. Es preciso terminar los trabajos iniciados para la recolección y disposición de aguas servidas. La prevención ante eventuales flujos futuros requiere de un esfuerzo continuo de mantenimiento. Por tanto, los esfuerzos para minimizar los riesgos deben ser sostenidos en el tiempo. De allí se concluye la necesidad de concluir varias obras que no han sido terminadas y continuar con la construcción de pequeñas presas en las partes montañosas. Igualmente, es preciso reparar errores, lo cual requiere destruir algunas obras y reconstruirlas con arreglo a los proyectos originales.

11.- EL SISTEMA URIBANTE-CAPARO

11.1.- Antecedentes y Planificación

11.1.1.- Antecedentes

Los primeros estudios del posible aprovechamiento del río Uribante, fueron contratados el año 1948 por la Corporación Venezolana de Fomento seguidos en 1951, con un estudio de pre-factibilidad de su aprovechamiento hidroeléctrico hecho por una misión suiza para la citada Corporación. Años más tarde, se publicó el resultado de un trabajo realizado conjuntamente por CADAFE y la Sociedad Francesa de Estudios y Realizaciones de Equipos Eléctricos (SOFRELEC), que recomendó continuar con el proyecto (CADAFE-SOFRELEC, 1964).

A partir de 1965 la Corporación de los Andes (CORPOANDES), se encargó de proseguir los estudios extendiéndolos a los aspectos de: riego, reforestación, conservación de suelos y otros aprovechamientos de esa cuenca hidrográfica (CORPOANDES, 1967). En 1970 el Ejecutivo

Nacional decidió, conjuntamente con una comisión asesora, que se procediese a realizar un estudio de factibilidad para el aprovechamiento integral de los ríos Uribante y Caparo. Ese mismo año la Corporación Venezolana de Fomento, conjuntamente con CADAPE y CORPOANDES, hizo un llamado para que grupos de empresas nacionales y extranjeras, asociadas o consorciadas, presentaran una propuesta para la realización de los Estudios Preliminares del Desarrollo Hidroeléctrico Uribante-Caparo.

11.1.2.- Selección de Empresas y Estudios

Atendiendo al llamado de la Corporación, veintitrés (23) grupos presentaron sus credenciales técnicas; de éstos se pre-seleccionaron seis (6) grupos para que presentaran sus ofertas técnicas y económicas para la realización del mencionado estudio. Analizadas las credenciales técnicas de las seis empresas, se seleccionaron dos (2) para que, paralelamente, realizaran el estudio preliminar, en el entendido que una vez concluidos dichos estudios se seleccionaría la que finalmente continuaría con las siguientes etapas de los mismos hasta la finalización de las obras.

Los dos grupos seleccionados fueron: (a) El “Consortio Estudios Hidroeléctricos” CEH integrado por: (a.i) la empresa OTEHA (representada por los ingenieros Carpóforo Olivares y Diego Ferrer); (a.ii) TECONSULT (representada por el ingeniero Antonio Julio de Guruceaga); (a.iii) la empresa Lima y Rodríguez Soto y; (a.iv) la empresa norteamericana HARZA DE VENEZUELA; y (b) El Consortio integrado por: (b.i) la empresa venezolana PROYECTA (representada por los ingenieros Gustavo Marturet y Juan José Cebrián); (b.ii) la empresa norteamericana TAMS, y; (b.iii) la empresa italiana ELECTROCONSULT.

Los estudios paralelos se iniciaron en octubre de 1.972 y se concluyeron en octubre de 1.973. Comenzó entonces la etapa final de revisión y selección de la empresa que debía continuar adelante con la ejecución de los estudios subsiguientes.

El 27 de febrero de 1974 el “Consortio Estudios Hidroeléctricos” fue notificado que había sido seleccionado para continuar los estudios restantes y en abril de 1974 la nueva directiva de CADAPE reinició una revisión del proceso que concluyó el 25 Febrero de 1975; luego de esa revisión, CADAPE ratificó la decisión de la continuación de los estudios restantes por parte del Consortio CEH.

En febrero de 1977 CADAPE conformó una Junta de Consultores integrada por especialistas internacionales para que, en visitas periódicas, evaluaran la concepción y diseño de las obras, así como los métodos de construcción a ser empleados.

En agosto de 1.976 se iniciaron los estudios para la elaboración de los planos del proyecto Uribante Doradas y, en agosto de 1.978, el nuevo presidente de CADAPE, contraviniendo lo establecido en el contrato, decidió otorgar el proyecto del Desarrollo Doradas Camburito a un consorcio formado por la empresa italiana Electroconsult y la empresa Venezolana Inarcosult, y el proyecto del desarrollo Camburito Caparo a la empresa venezolana Tecnoconsult.

CEH siguió adelante con la parte del proyecto que le fue asignada -desarrollo Uribante-Doradas (**Desarrollo I**)-, lo cual dio como resultado que en 1.986 se inició el llenado de la presa La Honda y en 1.987 la Central San Agatón comenzó a generar 300MW de potencia continua.

Para junio de 2011 las otras dos centrales aún no se han concluido

11.1.3.- Coordinación y Lapsos de Ejecución

En 1987 se editó una bien ilustrada publicación con el título *Uribante Caparo. Proyecto de usos Múltiples*, aquí citada como (Uribante-Caparo, 1987). Según el Prólogo de esa edición, se decidió conformar: “...una comisión para evaluar íntegramente el proyecto Uribante-Caparo...”,

decisión suscrita por los siguientes funcionarios del Estado: *el ministro de Agricultura y Cría (MAC), Dr. Felipe Gómez Álvarez...el ministro del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables (MARNR), Ing. Guillermo Colmenares Finol...y el presidente de la Compañía Anónima de Administración y Fomento Eléctrico (CADAFE), Ing. Gastón Uzcátegui*”.

La Comisión Evaluadora quedó constituida por: “...*el Ing. Rafael Hernández Millán, Vicepresidente de Planificación de CADAFE, el cual actuó como coordinador, el Ing. Luis Carbonell, Director de Planificación de los Recursos Hidráulicos de la Dirección General de Planificación y Ordenación del Ambiente del MARNR, el Ing. Jesús Pernía, Director General Sectorial de Desarrollo Agrícola del MAC y el Ing. Enrique Colmenares Finol, Jefe de Unidad de Programación Especial de la Región Sur Oeste de Venezuela (UPESUROESTE).*” (Uribante-Caparo, 1987, p. 1). La composición de esta comisión refleja las múltiples implicaciones del proyecto.

Descrito el proyecto en los términos que se sintetizan más abajo, el citado documento ilustra con múltiples fotografías las obras concluidas del llamado Desarrollo I: presa La Honda y su aliviadero en operación; el embalse Uribante; vistas de la Central San Agatón y de partes de las turbinas Pelton; la chimenea de equilibrio del túnel Uribante-Doradas en fase avanzada de construcción. El documento elaborado por la Comisión Evaluadora concluyó que aún quedaban trabajos por comenzar en los Desarrollos II y III, así como en las obras complementarias; estas estaban programadas para ser concluidas en el lapso comprendido entre los años 1987 y 1995 (Uribante-Caparo, 1987, p. 8). Esto se reiteró en la conclusión (b) del Capítulo V de esa publicación al afirmar: “*La puesta en marcha progresiva hasta 1995, del complejo hidroeléctrico Uribante-Caparo permitirá la creación de un polo de desarrollo en la región Sur Oeste de Venezuela*” (opus cit., p. 66).

La capacidad de generación prevista una vez concluidas las obras, se estimó en 2000 MW: “...*los cuales tendrán su colocación tanto en el mercado nacional, en especial el occidente del país, como en el espacio regional donde un conjunto de actividades requieren de dicho insumo*” (Uribante-Caparo, 1987, p. 42).

11.2.- Breve Descripción del Proyecto

El proyecto consta, esencialmente, de: tres embalses, cuatro presas, tres grandes centrales de generación de energía y varios túneles de trasvase; otras centrales más pequeñas del sistema no son mencionadas en esta descripción esquemática. La misma se ha organizado desde las localidades ubicadas en las cotas más altas del Proyecto, hasta las más bajas. La información ha sido tomada de la publicación referenciada como: Uribante-Caparo (1987).

Se identifica como **Desarrollo I**: el embalse Uribante, el sistema de trasvase a la central San Agatón y la ejecución de esta. El **Desarrollo II**: consiste del embalse Doradas, el sistema de trasvase hasta el río Camburito y la central La Colorada. El **Desarrollo III**: consta del embalse río Caparo y central La Vueltoza. El **Desarrollo IV**: configura el sistema de trasvase del río Uribante, aguas abajo de la presa La Honda antes de la población de Agua Linda, hasta el embalse Doradas.

11.2.1.- Embalse Uribante

En noviembre de 1977 se inició la construcción del túnel de desvío del río Uribante para construir la Presa La Honda de 139 m de altura, con una cota de cresta a 1111 MSN. La citada presa da lugar al embalse Uribante, con capacidad de almacenamiento de $775 \times 10^6 \text{ m}^3$ de agua.

Ubicada a una cota 280 m más baja que la cota de fondo del embalse Uribante, se encuentra la Central San Agatón que descarga sobre el segundo embalse del sistema: el embalse

Doradas. El túnel de trasvase del embalse Uribante a la Central San Agatón se inició en noviembre de 1979. De acuerdo con los datos recogidos, esta Central entró en servicio en 1987, con una capacidad de generación de 306 MW.

11.2.2.- Embalse Doradas

La construcción de la Presa Las Cuevas de 115 m de altura y cota de cresta 715 MSN, genera el embalse Doradas que almacena los aportes de: (i) el río Doradas; (ii) la descarga de la Central San Agatón, y; (iii) el túnel de trasvase Agua Linda-Doradas proveniente del curso intermedio del río Uribante aguas abajo de la presa La Honda (**Desarrollo IV**). El túnel de desvío y descarga de fondo del río Doradas se inició en 1980.

Del embalse Doradas sale el túnel de aducción Doradas-Camburito, a la Central La Colorada, con una caída cercana a los 300 m y una capacidad de generación de 460 MW; la descarga es al río Camburito, aguas arriba del embalse Caparo.

11.2.3.- Embalse Río Caparo

Este es el embalse de menor cota del sistema. Se forma con la construcción de dos obras de tierra de unos 120 m de altura: la presa Borde Seco y la presa La Vueltosa. El túnel de desvío y el de descarga de fondo del río Caparo, en el sitio La Vueltosa, se inició en 1981. La construcción de esta presa se inició en julio de 1982 y, para 1987, ya tenía un 55% construido. El embalse se forma con aportes de: los ríos Caparo, Mucuchachí, Camburito y; como quedó dicho en la Sección anterior, las descargas de la Central La Colorada.

En la base de la presa La Vueltosa se encuentra la Central La Vueltosa con una caída de unos 100 m de agua.

11.3.- Lecciones

A inicios del año 2011, la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat enriqueció su naciente Biblioteca con un muy generoso donativo del doctor Diego Ferrer Fernández. Este contenía un conjunto de documentos que han permitido reconstruir las diferentes etapas por las cuales pasó el proyecto aquí descrito.

Para facilitar la labor de ordenamiento de la documentación donada por él, el doctor Ferrer dictó una conferencia el día 3 de mayo de 2011 que contó con la asistencia de especialistas venezolanos en las múltiples disciplinas del proyecto y ejecución de las diversas obras del sistema Uribante-Caparo. Su experiencia personal ilustró los esfuerzos que se hicieron en las fases iniciales de este proyecto, para lograr que las empresas foráneas cumplieren la función de asesores. Quedaron de este modo entre nuestros profesionales, valiosas enseñanzas que han alimentado la venezolanización de nuestra Ingeniería, una primera e importante lección de este caso.

La segunda tiene que ver con el incumplimiento de los plazos planificados. Independientemente de la razón que se pueda esgrimir, la subdivisión de la ejecución del proyecto original, hecha en 1978 por los directivos de CADAFE, para que la obra fuese hecha por tres empresas no fue la adecuada. La Central San Agatón comenzó a generar 300 MW de potencia continua en 1987 según lo planificado, a diferencia de las otras centrales descritas más arriba. Es decir, de la capacidad de generación prevista una vez concluidas las obras, que fue estimada en 2000 MW (Uribante-Caparo, 1987, p. 42): “...*los cuales tendrán su colocación tanto en el mercado nacional, en especial el occidente del país, como en el espacio regional donde un conjunto de actividades requieren de dicho insumo*”, bien entrado el siglo XXI más del 80% está faltando. Al punto que para Junio de 2011, Venezuela está comprando energía a Colombia.

NOTAS

Nota 1.- El Profesor Héctor Gallegos, autor del epígrafe de este Capítulo, maestro de la Ingeniería Peruana, publicó un denso opúsculo cuyo título tiene tres palabras: *La Ingeniería. Ética*. Su larga y rica experiencia profesional, aunado a un permanente cuestionamiento de algunas decisiones le permitió afirmar que muchos de los problemas de la Ingeniería Estructural: “...las más de las veces no son técnicos sino éticos” (Gallegos, 1999, p. 19). Con ejemplares hechos vividos o estudiados por él, demuestra que la sabiduría del profesional de la Ingeniería está en encontrar la solución técnica adecuada que no viole principios éticos. Al lector interesado acaso le interese conocer otro opúsculo del Profesor Gallegos; tiene por título: *La Ingeniería. Fallas* (Gallegos, 2005).

Nota 2.- Escrito por un profesional de vasta experiencia, el ingeniero Bolívar inicia su escrito por destacar que la denominada Ingeniería Forense comienza por investigar el porqué de un colapso o desempeño indeseado de una determinada estructura; señala, con razón, que no pareciera planteada con prioridad la investigación inversa, es decir: del porqué ha funcionado bien. Un criterio básico de selección de los casos que presenta en su trabajo, fue el de que estuvieran todos conectados por el hilo conceptual siguiente: “*El problema del diseño estructural debe acometerse desde una óptica que vaya más allá de la simple aplicación de Normas, fórmulas y números. Que vaya más allá de lo que suele llamarse: cálculo. Algo que, para diferenciarlo de las convenciones prácticas, hemos osado denominar, sin ánimo de inquietar a los puristas de la terminología: Metacálculo*” (Bolívar, 2006, p. 309). Sin entrar a las profundidades de la Metafísica, el prefijo ‘meta’ significa: más allá; después/.

Nota 3.- No indica el doctor Hernández Ron en que lugar fue inaugurada esa estatua.

Nota 4.- En conversación sostenida durante marzo de 2011, el ingeniero José Marimón describió la total desaparición de una vivienda ubicada en Caraballeda como consecuencia de los deslaves de 1951, donde pasaba algunos fines de semana con la familia.

Nota 5.- Consúltese la obra del profesor Pacheco Troconis (2002). Evidencias visibles en el flanco norte del valle de Caracas, al pié de la cordillera: San Bernardino, La Castellana, Altamira, Los Chorros, se dan en: <http://especiales.terra.com.ve/Vargas/crónicas/caracas>.

Nota 6.- Publicado en 1951 bajo el título *Lateral forces of earthquake and wind*, este documento también fue incluido en el trabajo de Anderson et al. (1952), publicado en *ASCE Transactions ASCE*, Vol. 1, 17, pp. 716-780. Por vez primera se recogió en un documento con carácter normativo, la aplicación práctica de los espectros, cuya propuesta original fue publicada en: *Engineering News Record*, 01-12-1949, pp. 28-29. Años antes, a mediados de los cuarenta, ya el ingeniero venezolano Edgard Pardo Stolk fue pionero en el empleo de los espectros de respuesta para el diseño de edificaciones de la Ciudad Universitaria; los criterios empleados fueron publicados en: Pardo Stolk (1963).

Nota 7.- Para esas fechas había por lo menos dos razones para que los profesionales que participaban en las Comisiones de Normas hubiesen atendido esa sugerencia: la primera, que en el proyecto de las estructuras de la Facultad de Medicina, incluido el Hospital Universitario, hacia 1945 ya se conocía la Memoria elaborada por la firma de Ingenieros Consultores Pardo, Proctor, Freeman y Mueser, publicada posteriormente (Pardo Stolk, 1963); y la segunda los efectos del sismo de El Tocuyo de agosto de 1950, que fueron objeto de varios trabajos de campo auspiciados por el CIV (Dengo y Bushman, 1950; Martínez, 1950; Mas Vall, 1950; Aguerrevere S. et al, 1951).

Nota 8.- Una síntesis sobre la línea férrea Coche-Valles del Tuy, nos ha sido suministrada por el ingeniero José Juan Nieto, miembro de la Oficina de Ingeniería PSN empresa que tuvo bajo su responsabilidad el proyecto e ingeniería de detalle de buena parte de esas obras. El diseño y verificación de los sistemas de aislamiento sísmico para atenuar los efectos de sismos esperados en el área, dispuestos en el tope de las pilas de hasta 35 m de altura, se dan en Pérez et al (2001; 2009).

Nota 9.- El referido viaducto se encontraba en la continuación sur-occidental del túnel según confirmación del ingeniero Roberto Centeno Werner (Centeno, 2011) (véase la **Nota 9**).

Nota 10.- El proyecto se llevó a cabo en la Oficina de Ingeniería del doctor Santiago Vera Izquierdo y se encontraba listo para la fecha del final del gobierno de Pérez Jiménez; aparentemente esta empresa se conoció como Corporación Venezolana de Ingeniería C.A. Según explicación del ingeniero Manuel Díaz, quien participó en el proyecto, en 1958 ya se había iniciado la excavación de alguno de los túneles. Efectivamente y de acuerdo con el ingeniero Roberto Centeno, para esas fechas se encontraba en excavación el túnel de La Fila bajo la responsabilidad del ingeniero Wenceslao Urrutia (Centeno, 2011). No se contemplaban cortes de más de 100 metros sino de hasta 60 metros y con sus correspondientes bermas e inclinación de acuerdo con el tipo de suelos. La velocidad directriz en el tramo hasta Las Tejerías no era de 120 km/hora sino de 80 km/hora. El resto de la autopista desde Las Tejerías hasta Palo Negro en Maracay sí tenía una velocidad directriz de 120 km/hora. Todo de acuerdo con las Normas de Vialidad del MOP de entonces (Manuel Díaz, 2011).

Nota 11.- De acuerdo con el testimonio del ingeniero Manuel Díaz la Comisión estuvo integrada por Leopoldo Sucre Figarella, Eduardo Pérez Alfonso, Alfredo Paúl Delfino, Santiago Azpúrua Quiroba, Santiago Aguerrevere y Carlos González Ubán. El informe que fue publicado en la *Revista del CIV* N° 286 (Enero-Marzo de 1960) (véase la **Sección 6.4**), fue el aprobado por la Comisión, presidida por el ingeniero Leopoldo Sucre; no fueron decisiones de una asamblea como se indica en el texto. Revisado ese documento por el ingeniero Díaz, el informe contiene un plano de ubicación de las rutas estudiadas que no se compadecen con la realidad, así como tampoco sus conclusiones, con excepción de la primera; las recomendaciones no se cumplieron a cabalidad.

Nota 12.- Explicó el ingeniero Díaz que, años más tarde, en 1968, en una reunión de presentación al Ministro Leopoldo Sucre Figarella sobre los avances del proyecto de El Metro de Caracas, a propósito de opiniones adversas al concepto del proyecto, Sucre Figarella manifestó haber cometido dos grandes errores en su vida profesional, de los cuales se arrepentía: haber cambiado el proyecto de la autopista Coche-Valles del Tuy-Las Tejerías y no haber terminado la Avenida Libertador en Chacao hasta su empalme con la Autopista del Este (Díaz, 2011). Esta aclaratoria de un testigo de excepción como lo es el ingeniero Díaz, es concordante con lo expresado por el ingeniero Milano reproducido por Jóvito Martínez G. (op. cit., p 69).

Nota 13.- La afirmación que se hace sobre el estribo noreste del viaducto parece aventurada. El geólogo González de Juana estaba en conocimiento de la topografía y características de ese cerro, pues advirtió por la prensa sobre lo inadecuado del nuevo trazado que adosaba a la falda de esa irregularidad topográfica, ubicada al suroeste del túnel, un relleno de más de 100 m de espesura. Con relación al origen de la ruina del viaducto N°1 de la autopista Caracas-La Guaira, puede consultarse la detallada descripción del ingeniero Daniel Salcedo basada en mediciones hechas en el sitio (Salcedo, 2006). En cualquier caso, el ingeniero Eugene Freyssinet, proyectista de ese y de los otros dos viaductos de la autopista a La Guaira, para tomar en cuenta las *‘pobres condiciones del terreno del lado sur’*, diseñó ese apoyo sobre profundas pilas de concreto que fueron excavadas a mano, a diferencia de la fundación directa del apoyo norte en el cual se dispuso una articulación ‘tipo Freyssinet’ (Freyssinet, 1953).

Nota 14.- Los recaudos correspondientes a la llamada Solución N° 3 fueron obtenidos como respuesta de la solicitud hecha por la Comisión al ingeniero Andrés Sánchez Feo, Director de Carreteras del MOP. Este comisionó el envío de toda la documentación que se menciona en el Informe de la Comisión, al Jefe de la División de Planificación de Carreteras, ingeniero Francisco Azpúrua Espinoza y al autor de la variante J.A. Matheus Octavio (*Revista del CIV*, N° 286, p. 37).

Nota 15.- El ingeniero Kilian De Fries explicó múltiples casos que se presentaron en esta importante arteria de la red vial venezolana. Investigadas las causas de las fallas e instrumentados con inclinómetros numerosos rellenos, se estableció que los deslizamientos ocurrían por la ruptura de los suelos residuales que constituían las fundaciones de los rellenos (De Fries, 2011). Una síntesis de los resultados de estos estudios fue presentada en la *Cuarta Conferencia Panamericana* de Puerto Rico (De Fries y Pardo Stolk, 1971). Una de las conclusiones de ese trabajo advierte lo siguiente: *“En algunas circunstancias, el costo final de las obras de tierra, realizadas con suficiente margen de seguridad, es mayor que el que resulta de utilizar estructuras, pero además, al construir terraplenes en pendientes muy inclinadas y profundas, se dificultan los medios prácticos para lograr una buena ejecución”*.

Nota 16.- Ese carácter provisional se extendió por 15 años. Durante ese período se publicaron algunas contribuciones que fueron empleadas para sustentar las omisiones más importantes que dejó la Norma provisional. Entre las publicadas en Venezuela: Esteva M., L. (1967); Alonso, J.L. y Gravis, K. (1969); Abenante, F. (1969); Delgado Ch., J.A. y Peña, J.A. (1972); Arias A., G. (1973); Arnal M., E. (1973); HELIACERO – SIMALLA (1973b); Ugas, C. T. (1974); Marín, J. (1975); Alonso, J.L. (1977); Beyer, E. (1978); Mindur (1979); Fiedler, G. (1980). Adicionalmente, en 1973 se dio inicio en la Facultad de Ingeniería de la UCV, al Curso Multinacional de Ingeniería Sismo-resistente a nivel de Maestría con el apoyo de la Organización de Estados Americanos (OEA).

Nota 17.- Otros aportes publicados en Venezuela que contribuyeron a resolver los análisis dinámicos y el diseño sismo-resistente de las estructuras fueron: CCCA (1967a); Marín, J. et al. (1968); Abenante, F. y Grases, J. (1969); Magual, R. y Uzcátegui, R. (1969); Newmark, N. N. (1970); Roy, H. (1970); Sozen, M. (1970); Marín, J. (1970a); Uzcátegui, R. y Urquizu, M. (1970); Peña, J. A. et al.(1973); Marín, J. (1974a); Luchsinger, C. (1974/76); Arias A. et al. (1977); Paparoni M., M. (1978); Lamar, S. (1978); Uzcátegui, R. (1978); Lobo Quintero, W. (1979); Arnal, H. (1979).

Nota 18.- De los muchos casos que ilustran el efecto de sismos distantes se retienen aquí algunos de los más conocidos.

SÍNTESIS DE LOS EFECTOS DE EVENTOS SÍSMICOS DISTANTES UNA MUESTRA DE EVENTOS ENTRE 1957 y 1997

FECHA	DESIGNACIÓN DEL SISMO (Anexo)	M_s (m_b)	ÁREA O LOCALIDAD AFECTADA Y EFECTOS		
			Nombre de la Localidad (Subsuelo)	Distancia Epicentral (km)	Tipo de afectación y/o registros acelerográficos
1957-07-28	Costa Pacífico, México	7.5	Chilpancingo (30.5 m de aluvión)	80	Mercalli grado VIII dentro de la isosista de grado VI
			Ciudad de México (aluvión del antiguo lago Texcoco) (Nota 19)	270	Concentración de daños en edificios altos, en un área limitada de una ciudad de 15 millones de habitantes
1962-05-11	Ciudad de México	(6.7)	Ciudad de México (aluvión del antiguo lago Texcoco)	265	Espectro (5%) del registro, arroja amplificación espectral de 3.5 y $T_{predominante} = 2.5$ seg
1967-07-29	Caracas, Venezuela	6.5	Güigüe, sur del lago de Valencia, estado Carabobo	-100	Licuefacción de suelos (Gonzalez y Picard, 1969)
1970-03-28	Gediz, Turquía	7	Bursa (120 m de aluvión en antiguo lago)	135	Ruina parcial de planta industrial (Tofas) de un nivel; daños en 2 galpones
1977-03-04	Vrancea, Rumania	7.2	Bucarest (antiguo lecho del Danubio)	145	1300 víctimas por desplome de 30 edificios de 6 a 12 niveles. Registro con un pulso senoidal de 1.4 seg
1985-09-19	Michoacán, costa Pacífico, México	8.1	Ciudad de México (aluvión del antiguo lago Texcoco)	380	300 edificios altos desplomados y mil inseguros (más de 5 mil víctimas). Según registros, amplificación cercana a 10 en área de aluviones recientes
1989-10-17	Loma Prieta, California, USA	7.1	Distrito de La Marina, San Francisco (rellenos de 1906, cercanos a la costa)	110	Daños y ruina de viviendas de madera; incendios por fuga de gas. Registros revelaron amplificaciones considerables
1990-03-25	Cobano, Costa Rica	6.8	Estaciones de registro en San José	101	Registros señalan amplificación (tope aluvión)/(roca), hasta de 100%

			(depósitos aluvionales con 10 m de arcilla)		(suelo saturado) y 20% (suelo seco)
1997-07-09	Cariaco, Venezuela	6.9	Cumaná (aluviones de origen fluvio-marinos muy recientes; espesor mayor a 45 m)	~ 75	Desplome de un edificio de 7 niveles (33 víctimas). Amplificación de 30% en el tope del aluvión, respecto a las aceleraciones máximas registradas en roca (obtenida analíticamente, Informe IMME 1998)

Nota 19.- Los efectos de este sismo fueron dados a conocer por Rosenblueth et al. (1958), los cuales ya habían sido presentados meses antes, en el Simposio promovido por la Organización Nacional de Estudiantes de México el 27 de agosto de 1957. El artículo publicado en la *Revista Ingeniería* de México, se reprodujo en la *Revista del Colegio de Ingenieros de Venezuela*, N° 286, enero marzo 1960, en tres partes: la primera con el mismo título de la referencia, firmado por Emilio Rosenblueth, p. 43-51; la segunda titulada: *Efectos del macrosismo registrado el 28 de julio en las construcciones de la ciudad*, firmado por Raul J. Marsal, p. 51- 65; la tercera titulada: *Criterios generales para el diseño sísmico de estructuras*, suscrito por Fernando Hiriart, p. 65-70.

Nota 20.- El sótano de esa edificación no sufrió daños visibles. Luego de la remoción de los pisos desplomados, los automóviles salieron del sótano sin daño alguno. Esta fue la razón para estudiar muestras de concreto extraídas de ese nivel en 2002. Además de núcleos para ser ensayados a la compresión, en el informe se dan resultados de ensayos no destructivos (G.M.K., 2002).

Nota 21.- El estado Sucre, particularmente el área de Cumaná, se ha considerado área de máxima peligrosidad sísmica desde antes del siglo XIX. En tiempos más recientes ha habido cambios sustanciales en la cuantificación de esa peligrosidad con fines de prevención en los proyectos de ingeniería. Los documentos normativos que se emplearon hasta 1967 diferenciaban dos zonas sísmicas. Se establecían coeficientes sísmicos de diseño que, para Cumaná, eran el doble de los exigidos para el resto de las regiones consideradas como sísmicas del país. Los mapas de zonificación de las Normas COVENIN 1756, años 1982 y 2001 se asociaron a movimientos máximos del terreno, con un sustento probabilista; para edificaciones que no fuesen de carácter excepcional, en esos documentos se establecieron acciones de diseño que, en término medio, tenían una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de vida útil. En la versión del año 1982, para Cumaná se exigía 0.30g como aceleración de diseño; este valor fue incrementado a 0.40g en la versión del año 2001 vigente hasta la fecha.

Nota 22.- El valor de 130 kgf/cm² es el promedio obtenido del ensayo a compresión de 8 (ocho) núcleos extraídos de 4 (cuatro) miembros (2 vigas y 2 columnas) del edificio desplomado, trasladados de Cumaná a Caracas (op. cit. Sección 6.2); se consideraron representativos del concreto por encima del nivel del sótano (op. cit. p. 113). Este valor es diferente al obtenido de 10 (diez) núcleos de 9 cm de diámetro extraídos del concreto en el sótano cuyos miembros de concreto no sufrieron daños visibles; el promedio de la resistencia a la compresión, ya corregida por la relación (alto/diámetro) de los núcleos, fue de 257 kgf/cm² (G.M.K., 2002). Por sus implicaciones, es preciso señalar aquí que los cambios de resistencia que se anticipan para concretos elaborados con cemento Portland de cualquier tipo, en esos tres a cuatro años adicionales, para concretos que tuviesen más de unos 15 años de vaciados como es el caso, son despreciables (véase: Porrero et al., 2004, Capítulos IV y XI). No se llevaron a cabo ensayos químicos, basados en espectrografía, que permitiesen reconstruir la dosificación de concretos y, en especial, conocer: (i) los contenidos de cemento y; (ii) las relaciones a/C empleadas. Estos hubiesen podido arrojar luces sobre eventuales diferencias entre la dosificación de los concretos del sótano y los de la estructura derrumbada.

Nota 23.- Las condiciones del subsuelo existente bajo las fundaciones del edificio derrumbado y la particular configuración estructural de la edificación, por su mayor vulnerabilidad a los sismos fueron agravantes; ambos son considerados como desfavorables en las modernas Normas COVENIN 1756

vigentes desde 2001. De igual modo, la configuración estructural descrita más arriba, es penalizada en las normas modernas. Tales condiciones de subsuelo y configuración de las estructuras, así como otras muchas lecciones dejadas por sismos sucedidos a nivel mundial en las últimas décadas, son objeto de penalizaciones en las normas más modernas.

Nota 24.- Con base en las evidencias publicadas sobre sismos sucedidos entre 1957 y 1997, las características del sitio en el cual fue construido el edificio derrumbado dieron lugar a efectos de amplificación de las acciones sísmicas. De acuerdo con los resultados de análisis presentados en el citado Informe (IMME, 1998) tales acciones excedieron los requerimientos de la Norma vigente para la fecha del Proyecto, lo cual es concordante con los resultados que se reproducen en la **Sección 7.3.4**. Al comparar los coeficientes sísmicos de diseño que se exigían para Cumaná con: (i) la Norma MOP provisional del año 1967 vigente para la fecha del Proyecto del edificio derrumbado, y; (ii) con los exigidos en la Norma vigente el año 2001 para una edificación con la misma configuración, en la misma localidad, con las mismas condiciones del subsuelo y el mismo nivel de diseño, las exigencias de la Norma MOP provisional del año 1967 arrojaron probabilidades de excedencia del movimiento del terreno entre 3 y 5 veces mayores que la vigente en 2011; esto se tradujo en probabilidades de ruina de 30 a 50 veces mayores. Según se indicó en el párrafo anterior, en las Normas sísmicas venezolanas de 1982 y 2001, al igual que en buena parte de las normas para el diseño sismo-resistente a nivel mundial, se acepta como riesgo tolerable una probabilidad de excedencia de 10 % para una vida útil de la edificación de 50 años. Estudios de confiabilidad han mostrado que el cumplimiento de la norma COVENIN 1756:2001 vigente, está asociado a un riesgo de ruina, evaluado por diferentes procedimientos, del orden de 1 por cada mil edificios que cumplan con las prescripciones normativas (Barreiro, 2006).

Nota 25.- El ingeniero proyectista no se presentó. El arquitecto del proyecto estaba en posesión de la Memoria de Cálculo, de los planos estructurales y de otros recaudos que llevó personalmente a la sede del Juzgado a solicitud de su titular. Cometió un error al firmar los planos en el lugar donde debía firmar el ingeniero proyectista, debido a que este no era colegiado del CIV; esa falta tiene una sanción propia del Código sobre el Ejercicio Profesional. Sin embargo y como se explica en el texto, la causa de la ruina de la edificación no fue ese error como quedó claramente demostrado en el Informe IMME (1998) ya citado; el sismo excedió las exigencias de la norma, al igual que sucedió en Caracas el año 1967 y en muchos otros sismos bien conocidos. Eventualmente, en este caso podría alegarse como error haber extendido la vigencia de aplicación de un documento de naturaleza provisional durante 15 años, con consecuencias que aún están por verse.

Nota 26.- Para esas fechas la Comisión estaba integrada por los siguientes profesionales: C.A. Pacheco Level (Presidente); Carlos Carbonell (Vicepresidente); E. Avelado Urbaneja (Secretario); J.A. Matheus Octavio; Pedro J. Baldó; Bernardo A. Nouel; Capitán Luis R Damián; Rafael Nones; G. Cárdenas Faría; R. Blanco Fombona. Las modificaciones se refieren a las etapas de construcción, costos, complementos de la información utilizada en la primera edición, ajustes en las longitudes de las carreteras.

Nota 27.- En octubre de 2010 se abrió el paso por el puente Mike O'Callaghan-Pat Trillman Memorial Bridge, 272 m sobre el río Colorado. Este puente en arco de unos 580 m de largo, con vista hacia la presa bóveda de Hoover, tiene una configuración muy similar a la del viaducto N°1 mencionado. Lo más notable del caso, es que en su ejecución se siguió la misma metodología de izamiento por partes que concibió Freyssinet 60 años antes, para construir el viaducto N°1 que cruzaba la quebrada de Tacagua.

Nota 28.- En el citado trabajo del profesor Daniel Salcedo se discute en detalle el diagnóstico de este caso, las galerías exploratorias y perfiles geológicos de la zona, las tasas de desplazamiento del talud y se da amplia información sobre los resultados del seguimiento de su progresivo deterioro.

Nota 29.- Las características y detalles del proceso constructivo del nuevo Viaducto N°1, se dan en Torres et al., 2009.

Nota 30.- Dice el doctor Ferrer en su escrito: “Quiero abrir un paréntesis en este momento para hacer referencia al ingeniero José Ochoa. Él era un conocedor de toda la problemática de agua en el estado Lara en especial todo lo relativo a fuentes subterráneas y escribió muchos artículos técnicos referentes a la escasez de agua en esa zona, a la preparación de cultivos y muy especialmente todo relativo a la presa

Yacambú. Varios de sus estudios fueron recogidos en la publicación, sin fecha: *Documentos de base del proyecto Yacambú*, que realizó Corpooccidente como un homenaje a su memoria. Me permito copiar textualmente una cita que aparece en la introducción de la citada publicación: *A fines del año 1962, el doctor José Rafael Colmenares, actual Presidente de la Corporación de Desarrollo de la Región Centro Occidental, pero actuando en ese momento a título de Presidente de la C. A. Central Tocuyo, encargó al asesor técnico de esa central, ingeniero José María Ochoa, el estudio del posible aprovechamiento de las aguas de Yacambú para ser utilizadas en Quíbor y Barquisimeto. Este fue el punto de partida*".

Nota 31.- Información más reciente suministrada por el ingeniero Guevara, señala que este túnel es de 19 km, de los cuales en abril de 2011 ya lleva 17 km excavados y su conclusión está prevista para finales del mismo año. Durante su excavación se ha presentado el fenómeno de 'estallidos de roca' con eventuales desprendimientos limitados de ese material (Guevara, 2011).

Nota 32.- Este fue concluido a finales de la década de los años 70.

Nota 33.- En 1972 FUDECO hizo múltiples análisis de fuentes alternativas para suministrar 8 m³/seg al Valle de Quíbor y suministrar 3 m³/seg a la ciudad de Barquisimeto, resultando el trasvase del río Yacambú la fuente más económica con capacidad de suministrar un caudal de 11 m³/seg. Para esas fechas, el inconveniente de alguna de las alternativas por bombeo con generación aguas abajo, era la incapacidad del sistema interconectado de energía, de suplir solo para el Sistema Yacambú-Quíbor, potencias superiores a 250 MW. En la **Tabla 9.2** se da un resumen de los resultados de un análisis similar al de FUDECO, hecho por R. Guevara para SHYQ C.A. en el año 2005.

Tabla 9.2 Resultados de Análisis de Costos de Trasvase

(Fuente: SHYQ C.A., 2005)

Opción		Costo (US/m ³)		
N°	Descripción	2 m ³ /seg	4 m ³ /seg	6 m ³ /seg
1	Bombeo hasta 1865 msnm	0.31	0.32	0.33
2	Bombeo hasta 1400 msnm + túnel	0.50	0.33	0.28
3a	Gravedad vía: Camburito-Sarare-Barquisimeto	0.47	0.40	0.35
3b	Gravedad-Bombeo vía: Camburito-Sarare-Barquisimeto	0.26	0.23	0.20
4	Gravedad vía túnel a cota 690 msnm	0.36	0.32	0.30

Nota 34.- A lo largo del alineamiento del túnel se hizo geología superficial detallada y solo se realizaron tres perforaciones; la más profunda tuvo que ser abandonada a los 300 m de profundidad debido a que las filitas blandas impedían la rotación de las barras de perforación. En la medida que la excavación del túnel progresó, en lugar de encontrar las filitas silíceas abundantes en el sitio de presa, fue apareciendo una roca con una proporción elevada de filitas grafiticas muy deformadas cuya respuesta a los cambios de tensiones debido a la perforación del túnel no había sido prevista.

Nota 35.- La extensión de la falla de Boconó en su región central es de varias centenas de kilómetros. El ancho esperado de una falla transcurrente tiende a ser proporcional a su longitud; en este caso, el ancho de la zona de falla comprobado en el campo, alcanzó unos 1300 m (Guevara, 2011).

Nota 36.- Las filitas son esquistos metamorfoseados en los que se distinguen láminas de mica. Se consideran rocas arcillosas intermedias entre rocas de grado metamórficas y esquistos pizarrosos. Los cristales de mica imparten un lustre sedoso a la superficie de clivaje (o esquistosidad). El esquistos es una roca metamórfica con orientación sub-paralela de los minerales micáceos que domina su composición; tienden a ser rocas metamórficas de grano fino que posee una bien desarrollada rotura pizarrosa (American Geological Institute, 1962, p 379).

Nota 37.- A lo largo del túnel se encontraron numerosos tramos con filitas carbonosas grafitosas, con altas convergencias; uno de esos casos se describe en Guevara et al. (2004) encontrada en el tramo entre las progresivas 11+180 y 11+190 donde se identificó una zona de filitas silíceo carbonosas de poca dureza, con índices de resistencia geológica (GSI) en el rango 20-25, con módulos de deformación del orden de 1000 a 1600 MPa (~10000 a 16000 kgf/cm²) que son de 30 a 40 veces más pequeños que los de rocas

competentes. Por su naturaleza visco-plástica, en las citadas progresivas se midieron cierres de juntas entre 20 y 60 cm (Guevara, 2004, Figura 7).

Nota 38.- Es el moderno enfoque que recomendaron hace ya 40 años los profesores J. R. Benjamin y C. A. Cornell, en ese aún vigente texto: *Probability, Statistics and Decisions for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book Company, 1970.

Nota 39.- El entrecomillado proviene de un Informe de CORPOVARGAS de finales de 2002 titulado: “*Documento de justificación de modificaciones efectuadas por Corpovargas a los proyectos de Control de Torrentes*” citado en un artículo de prensa suscrito por el profesor Genatios (Genatios, 2003), reproducido en Genatios (2010, pp. 156-157).

Referencias

- ABENANTE, F. (1969). Dimensionamiento preliminar de pórticos sometidos a cargas horizontales. *Boletín AVIE*, N° 7:13-21, Caracas. /Con el mismo título, véase también: *Revista del CIV*, N° 294, 39-47, octubre 1972, Caracas./
- ABENANTE, F. y GRASES, J. (1969). *Contribución al análisis sísmico de estructuras*. Oficina de Investigación de Viviendas de Interés Social del BANAP, CCCA y AVIE. Impresos ACEA Hnos., Caracas, 87 p.
- AGUERREVERE S., HERRERA UMEREZ G., PAOLI C. P., PARDO STOLK E. y VEGAS A. (1951). Informe que presenta al Colegio de Ingenieros de Venezuela, la Comisión nombrada para estudiar el terremoto de El Tocuyo. *Revista del Col. de Ing. de Venez.*, N° 178:2-8, Enero, Caracas.
- AMERICAN GEOLOGICAL INSTITUTE (1962). *Dictionary of Geological Terms*. Dolphin Books, New York, 545 p.
- ALONSO, J.L. (1977). *Espectros sísmicos, coeficientes de corte basal de diseño y recomendaciones finales. Microzonificación sísmica de Mérida*. Ministerio del Desarrollo Urbano, Oficina Técnica especial del Sismo, septiembre. Caracas.
- ANDERSON A.W., BLUME J.A., DEGENKOLB H.J., HAMMILL H.B., KNAPIK E.M., MARCHAND H.L., POWERS H.C., RINNE J.E., SEDGWICK G.A. and SJOBERG H.O. (1952). Lateral forces of earthquake and wind. *Transactions ASCE*, vol 117:716-780.
- ARCILA FARIAS, E. (1961). *Historia de la Ingeniería en Venezuela*. Colegio de Ingenieros de Venezuela, Edit. Arte, 2Vol. Caracas.
- ARIAS A., G (1970). *Aplicación del Método de Rigideces Sucesivas al Cálculo de Edificios con Cargas Horizontales Incluyendo el Efecto de la Torsión en Planta*. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. 129 p.
- ARIAS A., G. (1973). *Distribución de Cargas Sísmicas en Edificios. Interacción Pórticos-Muros de Corte*. Asociación Venezolana de Ingeniería Estructural. Caracas, 160 p.
- ARIAS A., G., PEÑA, J.A. y ZALEWSKI, W. (1977). *Recomendaciones para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Ministerio del Desarrollo Urbano. Dirección General de Equipamiento Urbano. Caracas.
- ARNAL, H. (1979). *Planeamiento estructural de edificios altos*. Apuntes (1973/76). Folleto de Estructuras N° 9, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, 164 p.
- ARNAL, H. y PAPARONI M., M. (1974). *Guía para el proyecto antisísmico de estructuras prefabricadas de concreto armado*. Cuaderno N° 7 BANAP, Caracas. /Véase de los mismos autores: *Guía para el proyecto antisísmico de edificios prefabricados*, ediciones BANAP, Caracas, 1978/.
- ARNAL M., E. (1973). *Manual para el Cálculo de Elementos de Concreto Armado*. Editado por el Grupo Heliacero-Simalla, Caracas.
- BARREIRO, M. (2006). Cambios en las normas sísmicas y confiabilidad estructural. Capítulo VII de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. 1, p 143-162, CONSULIBRIS, ISBN 980-12-2289-1, Caracas.
- BEYER, E. (1978). *Estructuras de Acero*. Folleto de Estructuras N° 12, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas.
- BLACK, W.T. (1972). *Practical Aspects of the construction of the Yacambú Tunnel*. July, W.L.A., California.
- BOLÍVAR, J. (2006). Metacálculo Estructural. Casos. En: Capítulo XVII de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. I, pp. 309-322. Consulibris 83, ISBN: 980-12-2289-1. Caracas.
- CAMARGO M., R. (2006). Reforzamiento del Viaducto N°1 autopista Caracas-La Guaira. *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. 1, cap. XIV, p 251-272, CONSULIBRIS, ISBN 980-12-2289-1, Caracas.

- CARRILLO, J.M. (2003). *Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales. Datos históricos y biográficos*. Colección de Biografías de Personajes de la Ciencia y Tecnología en Venezuela. Fundación Polar, ISBN 980-379-063-3. Caracas, 160 p + índice.
- CLUFF, L.S. (1972). Proposed Yacambu Tunnel, Venezuela – Evaluation of the influence of the Boconó Fault. November, W.L.A., California.
- COMISION VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES (COVENIN) (2001). *Edificaciones Sismorresistentes: Norma COVENIN 1756*, Fondonorma. Caracas, Articulado 71p + Comentario 123p + referencias + índice analítico.
- COMITÉ CONJUNTO DEL CONCRETO ARMADO (CCCA) (1967a). *Normas para el cálculo de estructuras de concreto armado - teoría clásica 1967*. MOP, Caracas, 166p + comentarios + anexos. /Publicado por la Comisión de Normas del MOP: "... sin carácter preceptivo obligatorio"/.
- DE LA ROSA, J. y URRIZTIETA, O. (1953). Normas para el uso del Concreto Armado. *Revista del CIV*, N° 206:9-17; N° 207:4-17; N° 208:4-13, Caracas.
- DE SOLA R., R. (1988). *La Reurbanización de El Silencio. Crónica*. INAVI. Caracas, 320 p.
- DE FRIES, C.K. (2011). Conversaciones con el Ingeniero Christian Kilian De Fries, durante mayo de 2011.
- DE FREIES, C.K. y PARDO STOLK, E. (1971). Grandes rellenos fundados sobre suelo residual. *Memorias Cuarta Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos*, pp 153-166. San Juan, Puerto Rico.
- DELGADO CH., J.A. y PEÑA, J.A. (1972). *Análisis de Estructuras de Concreto Armado bajo la acción de las Fuerzas Sísmicas (análisis estático)*. Cuaderno N° 4, Capítulo 4, BANAP, Octubre, Caracas, s.p.
- DENGO, G. y BUSHMAN, J. (1950). *Informe preliminar sobre el terremoto de El Tocuyo ocurrido el 3 de Agosto de 1950*. Instituto Nacional de Minería y Geología, Caracas.
- DÍAZ, M. (2011). Conversaciones con el Ingeniero Manuel Díaz, durante abril de 2011.
- ESTEVA M., L. (1967). Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico. *Boletín Técnico IMME*, N°19, 41-73.
- FERRER F., D. (2011). *Yacambú*. Extracto de las Memorias del doctor Diego Ferrer F. En preparación, Caracas, 5 p + 2 figuras.
- FIEDLER, G. (1968). Estudio sismológico de la región de Caracas con relación al terremoto del 29 de Julio de 1967. Reporte y evaluaciones. *Boletín IMME*, VI: 23-24, 127-221.
- FIEDLER, G. (1980). *Una contribución al estudio de la micro-regionalización sísmica de la Región de Caracas*. Instituto Sismológico, Observatorio Cajigal, Caracas, 45 p /Informe final del Proyecto S-1-0299, CONICIT/.
- FREYSSINET, E. (1953). Largest concrete spans of the Americas. Three monumental bridges built in Venezuela. *Civil Engineering*, March, 41-44.
- G.M.K. (2002). Evaluación de la calidad del concreto de los muros norte y sur del sótano del edificio Miramar, Cumaná. G.M.K. QA & QC, 15p.
- GALLEGOS, H. (1999). *La Ingeniería. Ética*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. ISBN 9972-676-10-2, Lima, 79 p.
- GALLEGOS, H. (2005). *La Ingeniería. Fallas*. GCAQ Fondo Editorial, ISBN: 9972-9286-3-2, Lima, 68 p.
- GENATIOS, C. (2003). A cuatro años de la Tragedia. Los desastres y el miedo. *Diario El Universal*, 19-12-2003. Caracas.
- GENATIOS, C. (2010). *Vargas: desastre, proyecto y realidad*. Trabajo de incorporación a la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat. Caracas, 169 p.
- GONZÁLEZ, S. L. y PICARD, X. (1969). El deslizamiento del NE de Güigüe como consecuencia del terremoto del 29-07-67. *Circular de la Soc. Venez. de Geól.*, N° 41:4-10, Caracas.
- GUEVARA B., R. (2004). Aspectos sobre diseño y construcción en los últimos 4.6 km del Túnel de Yacambú. *Memorias XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia (Geoinfraestructura: "La Geotecnia en el Desarrollo Nacional")*. Septiembre, Caracas, p. 65 y CD.
- GUEVARA B., R. (2011). Conversaciones con el Ingeniero Rafael Guevara B. durante abril de 2011.
- GUEVARA B., R., CERDA y CARRERO L. (2004). Túnel Yacambú-Quibor, experiencia de construcción-reparación del tramo entre las progresivas 12+800 a 12+950. *Memorias XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia (Geoinfraestructura: "La Geotecnia en el Desarrollo Nacional")*. Septiembre, Caracas, CD.
- HELIACERO – SIMALLA (1973b). *Manual para el Cálculo de Elementos de Concreto Armado*. Comisión Técnica Asesora de SIDETUR, Caracas, 101 p.
- HERNÁNDEZ RON, S. (1975). *Biografía del Dr. Manuel Cipriano Pérez*. Pub. Bibl. Acad. de Cienc. Fís., Mat. y Nat., vol XIII. Caracas, 152 p.
- HOEK, E. and GUEVARA, R. (2008). Overcoming squeezing in the Yacambú-Quibor tunnel, Venezuela. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, submitted (37 p ampliamente ilustrado).

- IMME (1998). *Evaluación sismorresistente de las edificaciones derrumbadas durante el sismo del Cariaco del 09-07-1997*. Informe N° 209209, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Fac. de Ing. UCV, 20 agosto. Caracas, 251 p.
- ISO 19901-2 (2004). *Petroleum and natural gas industries. Specific requirements for offshore structures-Part 2: Seismic design procedures and criteria*. International Standard, Geneva.
- LAMAR, S. (1978). Análisis estático de estructuras de edificios de muros de pared delgada bajo fuerzas horizontales. *Boletín Técnico IMME*, 61-62:3-43, Caracas.
- LOBO QUINTERO, W. (1979). Código antisísmico de Mérida: una proposición. *Boletín Técnico IMME*, Vol. 17, N° 64, 57-84, UCV, Caracas.
- LOYOLA, P. y AMBROSI, G. (1996). Experiencias en la construcción del túnel de trasvase Yacambú- Quíbor. *Memorias del XIV Seminario de Geotecnia*, Sociedad Venezolana de Geotecnia, 7 - 10 de octubre, Caracas.
- LUCHSINGER, C. (1974/76). *Estructuras*. Folleto de Estructuras N° 4, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, 430 p. (dos volúmenes).
- MAGUAL, R., ALONSO, J.L. y GRAVIS, K. (1969). *ANADIMO. Análisis Dinámico de Estructuras*. División de Procesamiento de Datos, Instituto Tecnológico, Facultad de Ingeniería, UCV. Caracas, 20 p.
- MARIMÓN, J. (2011). Entrevista y conversaciones durante el más de marzo.
- MARÍN, J. (1970a). *PROGRAMA INVC64. Investigación de columnas cortas rectangulares simétricas de concreto armado sometidas a flexocompresión esviada comparando los métodos de cálculo del ACI y del CEB*. Centro de Procesamiento de Datos, Sección de Proyectos. Fac. de Ingeniería, UCV. Caracas, 37 p.
- MARÍN, J. (1974a). *Resistencia de las secciones de concreto armado sometidas a flexocompresión: un método algorítmico general y sus aplicaciones en el diseño de columnas*. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UCV, Julio, Caracas, 150 p.
- MARÍN, J. (1975). *Análisis Matricial de Estructuras*. Apuntes de las clases de los Profesores Celso Fortoul P. y Simón Lamar (1969/75). Folleto de Estructuras N° 7, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, 130 p.
- MARÍN, J., SALGADO, J.L. y UZCÁTEGUI, R. (1968). *AMADEO. Un sistema para análisis matricial con computador electrónico de estructuras continuas por el método de elementos finitos*. Prof. Guía: A. Padilla y C. Fortoul. Proyecto N°1, Centro de Procesamiento de Datos, Facultad de Ingeniería, UCV. Caracas, 64 p.
- MARTINEZ, O. (1950) Factores económicos y humanos en la reconstrucción de El Tocuyo. Notas de la Conferencia dictada en el Colegio de Ingenieros de Venezuela, el 19 de Diciembre, Caracas.
- MARTÍNEZ G., J. (2010). *Leopoldo Sucre Figarella. Constructor en Democracia en la Historia de la Ingeniería Venezolana*. Fundación Leopoldo Sucre Figarella. ISBN: 978 9807388-00-9, Impresos Rayuela. Caracas, 217 p.
- MAS VALL, J. (1950). *Mapa isosísmico del terremoto de El Tocuyo (3 de Agosto de 1950)*. Ministerio de Fomento, Instituto Nacional de Minería y Geología. Caracas.
- MAZA ZABALA, D.F. (1951). Las avenidas de las aguas. Diario: *El Nacional*, 22 de febrero de 1951.
- MINDUR (1979). *Normas de Concreto Armado para Edificios. Método de Rotura. Articulado y Comentarios*. Primera Parte, Comisión de Normas. Dirección General de Equipamiento Urbano, Caracas.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (MOP) (1947b). *Normas para el Cálculo de Edificios*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones, Imprenta Nacional, Caracas.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (MOP) (1955). *Normas para el Cálculo de Edificios*. Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Tipografía Italiana, Caracas, 382 p. /Este es el título del texto publicado en 1959/.
- NEWMARK, N. N. (1970). *Introducción a la Ingeniería Sismorresistente*. Charlas del "Curso sobre Diseño Estructural de Edificios Altos", patrocinado por la AVPC, traducidas y adaptadas por el Prof. J. Marín. Folleto de Estructuras N° 10, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, Octubre 1976, 190 p.
- OCHOA, J.M. (1974). La obra de Yacambú. En: *Sobre 20 Años de Actividades*, Asociación Venezolana de Productores de Cementos (1976), pp. 755-783. Caracas.
- PACHECO TROCONIS, G. (2002). *Las iras de la serranía. Lluvias torrenciales, avenidas y deslaves en la Cordillera de la Costa, Venezuela: un enfoque histórico*. Fondo Editorial Tropykos, ISBN: 980-325-260-7, Enero, 169p + 1 mapa.
- PAPARONI M., M. (1978). *Predimensionamiento de Edificios*. Fundación Instituto de Mejoramiento Profesional, CIV. Noviembre, Caracas, 147 p.
- PARDO STOLK, E. (1963). *Memoria relativa al proyecto de la Escuela de Medicina de la Ciudad Universitaria*. Fundación Editorial Escolar, Caracas.
- PEÑA, J. A., DELGADO CH., J. A., PEROZO, O. y MOLINA, O. (1973). *Método y análisis sísmico de sistemas estructurales de pórticos y paredes de concreto armado*. Cuaderno N° 6, BANAP, Caracas.

- PÉREZ HERNÁNDEZ, R.J., NIETO, J.J. y SOLORZANO, E. (2001) Criterios de diseño del sistema de disipación sísmica en los viaductos del ferrocarril Caracas-Tuy Medio. *TEKHNE Revista de Ingeniería*, N° 5, UCAB, p 115-116, Caracas.
- PEREZ HERNÁNDEZ, R.J. (†), NIETO, J.J. y SOLORZANO, E. (2009). Estrategia de diseño de los Viaductos del tren ferroviario Caracas-Tuy Medio. Capítulo XV de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, pp. 243-256, Ediciones CITECI-CONSULIBRIS, ISBN: 978-980-7081-05-4, Caracas.
- PORRERO J., RAMOS C., GRASES J. y VELÁZCO G. (2004). *Manual del Concreto Estructural*. Ediciones SIDETUR, ISBN 980-6403-66-5, Selecolor C.A., Caracas, 503 p. /Segunda edición en 2008/.
- ROSENBLUETH E., MARSAL R. J. y HIRIART F. (1958). Los efectos del terremoto del 28 de Julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de estructuras. *Revista Ingeniería*, Enero p3-30, México. /Esta singular experiencia fue presentada por Rosenblueth en la II Conf. Mundial de Ing. Sísmica, Tokyo, 1960/.
- ROY, H. (1970). *Introducción a la Estructuración de Edificios Altos*. Charlas del "Curso sobre Diseño Estructural de Edificios Altos", patrocinado por la AVPC, traducidas y adaptadas por el Prof. J. Marín. Folleto de Estructuras N° 13, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, Octubre 1977, 138 p.
- SALCEDO, D. (2006). El deslizamiento de la ladera sur del Viaducto N°1, autopista Caracas-La Guaira. . In: Capítulo XIII de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, vol. I, pp 227-250. Consulibris 83, ISBN: 980-12-2289-1, Caracas.
- SHYQ C.A. (2005). Alternativas del trasvase contingente del Sistema Hidráulico Yacambu-Quibor y de fuentes de suministro para la demanda Valle de Quibor-Barquisimeto. Ingeniero Rafael Guevara B., febrero, Barquisimeto.
- SOZEN, M. (1970). *Introducción al Comportamiento de Edificios de Concreto Armado*. Charlas del "Curso sobre Diseño Estructural de Edificios Altos", patrocinado por la AVPC, traducidas y adaptadas por el Prof. J. Marín. Folleto de Estructuras N° 14, Dep. de Ing. Estr., Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, Noviembre 1977, 129 p.
- TORRES B., P., MARTÍN F., A. y ENGLERT G., C. (2009). Proyecto y construcción del nuevo viaducto Caracas-La Guaira. Capítulo XIV de: *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio*, pp 241-242, Ediciones CITECI-CONSULIBRIS, ISBN: 978-980-7081-05-4, Caracas.
- UGAS C. T. (1974). Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del subsuelo. In: *Boletín Técnico IMME*, 11(48): 25-57, Caracas.
- URIBANTE-CAPARO (1987). *Proyecto de usos Múltiples*. Folleto elaborado por: CADAFE-UPESUROESTE, MERN y MAC. Caracas, 72 p. /Citado como Uribante-Caparo, 1987/.
- UZCÁTEGUI, R. (1978). Un método de integración numérica en dinámica estructural. *Boletín Técnico IMME*, Vol. XVI. N° 63, 83-92, UCV, Caracas.
- UZCÁTEGUI, R. y URQUIZU, M. (1970). *Programa ANEDIF. Análisis Estructural de Edificios Aporticados*. División de Procesamiento de Datos, Instituto Tecnológico, Facultad de Ingeniería, UCV. Caracas, 58p.
- VINCENTELLI, A. (1999). *Mis Anécdotas*. Edit. Noel Kingsley. Caracas, 277 p.