

45 asia

CONGRESO
PANAMERICANO
DE INGENIERIA
MECANICA,
ELECTRICA Y
RAMAS AFINES.

VII REUNION



COPIMERA SIETE

DIRECTIVA DE LA ASOCIACION

Ing. **ERNESTO PALOMO ALCAINE**
Presidente

Ing. **CARLOS R. ALEGRIA**
Vice-Presidente

Ing. **LUIS IBARRA FIGUEROA**
Tesorero

Ing. **MARIO ANGEL GUZMAN URBINA**
Secretario

Ing. **JOSE HUMBERTO ZEPEDA CERRATO**
Pro-Secretario

Ing. **CARLOS ZAMBRANA**
Vocal Propietario

Ing. **RAUL RODRIGUEZ RIVERA**
Vocal Propietario

Ing. **OSCAR ROMEO PALOMARES**
Vocal Suplente

Ing. **EDGAR GERARDO VANEGAS**
Vocal Suplente
Revista ASIA

DIRECTOR

ING. ROBERTO LOPEZ MEYER

CONSEJO DE REDACCION

ING. GUSTAVO ADOLFO CASTILLO A.

ING. CARLOS ZAMBRANA

Los artículos firmados son responsabilidad exclusiva de los autores, así como el material gráfico que los acompaña y no expresan necesariamente el punto de vista de ASIA.

asia

ORGANO DE DIVULGACION TECNICA E INFORMACION DE LA
ASOCIACION SALVADOREÑA DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS

75 A. N. 632 Aptdo. 06-743 San Salvador, El Salvador, Tel. 23-3257



Nº 45

AGOSTO DE 1977

EN ESTE NUMERO

Pág.

EDITORIAL

5

Actividad Histórica del Volcán de San Miguel y ciertas consideraciones sobre su comportamiento futuro.

Por: Geól. Maximiliano A. Martínez H.

8

La erupción del 2 de diciembre de 1976 del volcán de San Miguel, República de El Salvador, América Central.

Por: Geól. Maximiliano A. Martínez H.

17

Algunas ideas en torno al seguimiento de los proyectos de inversión pública.

Por: Ing. Raúl Leclair, Consultor.

22

La construcción del Hotel Presidente y su significado para la industria de la construcción.

Por: Ing. Mauricio Silva A.

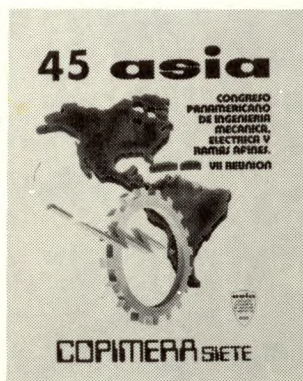
32

Diseño de mezclas de concreto.

Por: Ing. Manuel Mena Ferrer.

36

NUESTRA PORTADA



ACTIVIDAD HISTÓRICA DEL VOLCÁN
DE SAN MIGUEL. ¿CERTA?
CONSIDERACIONES SOBRE SU
COMPORTAMIENTO FUTURO

Por: Geól. Maximiliano A. Martínez H.

Introducción.

El volcán de San Miguel constituye un eslabón de la cordillera Volcánica del Pacífico, situado en el extremo Este de la República de El Salvador en las coordenadas $13^{\circ}26'N$ y $88^{\circ}16'W$. Su altura máxima sobre el nivel del mar es de 2.129,94m y su nombre está directamente relacionado con la ciudad que se yergue al pie de su falda oriental.

Datos de sus erupciones existen sólo a partir de la Colonia, con la fundación de la ciudad de San Miguel en el año de 1530.

Los apuntes tomados al respecto, han permitido realizar una clasificación de su actividad eruptiva y hacer una presunción, además, del tipo de comportamiento que pueda ofrecer en el futuro.

Datos históricos de la actividad.

Con la consulta de diferentes autores, ver bibliografía, se ha elaborado una lista lo más completa posible de sus erupciones.

A continuación se ofrece el detalle correspondiente:

Fecha	Comportamiento.
1586	Expulsa gases de tiempo en tiempo.
1699	Primera erupción histórica. Tremendos retumbos y enormes llamas. El terremoto producido se sintió a 60 km. del Volcán.
1762	Notable erupción cuyas lavas llegaron hasta la ciudad de San Miguel, dando origen a la tradición milagrosa de la Virgen de La Paz.
1769	Erupción memorable.
21-23 Sept. 1787	Gran erupción a media altura del volcán hacia el Norte y por 3 bocas hacia el SSE. Atravesó la carretera principal a Usulután y según Meyer-Abich, hoy día se encuentra probablemente enterrada por las lavas de 1819 y/o 1855.
1798	Erupción dudosa y temblores.
1811	Erupción dudosa

18 Julio 1819	Erupción de lavas que convirtió intraficable la carretera a Usulután.
1835	Erupción dudosa.
25 Julio 1844	Gran erupción de lava anunciada 2 días antes por retumbos. Esta salió por 14 (?) bocas al NNW, cambiando hacia el NE en dirección a Quelepa. DUNLOP vió la lava todavía incandescente el 9 de Octubre de 1844, lo que a Meyer-Abich ha hecho pensar que la erupción de lava continuó hasta aquella época.
1844—1848	Débil actividad con periódico lanzamiento de cenizas.
1848	Leve expulsión de lava.
1854	Erupción (datos llanos)
1—15 Diciembre 1855	Leve erupción de lava hacia el SSE, acompañada de temblores.
6 Noviembre 1857	Erupción. Temblores?
✕ Enero 1862	Expulsión de vapor.
14 Diciembre 1867	Erupción de lava y cenizas hacia el SW. Se producen fuertes retumbos y sequema la vegetación.
16 Febrero 1868	La actividad sufre un incremento.
Diciembre 1882 ✓	Ligera erupción de cenizas.
25 Enero 1884	Erupción de cenizas de varios días de duración con erupción de lava dentro del cráter con la formación de un cono de escorias central.
✕ 10 Diciembre 1919 a Enero 1920	Erupción de cenizas iniciadas posiblemente con el terremoto del 4 de Diciembre con foco en la base del volcán.
14 Agosto 1920—1924	Erupciones mayores y menores de cenizas como la de Noviembre de 1921.
Agosto 1929	3 cráteres activos en el fondo lanzan piedras hasta 250m de altura.
Finales Enero 1930	Erupción de escorias incandescentes, poca ceniza y en las noches resplandor de fuego encima del cráter. Las escorias caen en las planicies cratéricas.
18 Abril 1930	Erupción de vapor.
Marzo—Junio 1931	Período de actividad. Durante la noche se aprecia un resplandor rojizo del cráter (lava en el cráter?), en el día erupciones de vapor.

2 Junio 1931	Erupción de cenizas que caen hasta la ciudad de San Miguel. A fines del mismo mes la actividad se había debilitado notablemente.
1936	Erupción (?).
✕ Mayo—Julio 1939	Actividad débil. En Julio se produce una continua columna de vapor intensa pero sin explosiones.
21 Octubre 1954	Erupciones de vapor que se elevan hasta 300 – 400 m de altura sobre el cráter, como posible efecto posterior de un fuerte temblor que se produjo el mismo día con epicentro a 160 WSW de San Salvador.
23 Octubre 1964	Actividad explosiva por la noche y expulsión de cenizas hacia el W.
✕ 22 Febrero 1966	Cenizas del 1 1/2m de espesor en el cráter.
Julio 1966	Pequeña erupción de cenizas.
‡ 5 Enero 1967	Erupción de cenizas hacia el W y SW.
‡ 5 Abril 1970	Erupción de cenizas extendida hasta 10 km. al NW. El volumen eyectado fué equivalente a 75.000m ³ .

Al graficar estos datos, como lo muestra la figura No. 1, donde cada línea representa un período de actividad volcánica, nótase un mayor incremento de información a partir de 1762. Este hecho resulta totalmente normal si se considera que con la expansión del coloniaje y luego con la República, el interés y la recabación de información se tornó más fácil y abundante.

Sin embargo, por el hecho de que en 1586 se reportan ya emisiones de gases, puede confiarse que sólo hasta 1699, 169 años después de la fundación de San Miguel, tuvo lugar realmente la primera erupción de importancia con retumbos y llamas, estableciéndose que en todo ese lapso, ninguna otra semejante salió de las entrañas del volcán. Esta circunstancia brinda apoyo también a los datos posteriores a 1762, en el sentido que desde 1868 es probable que ninguna lava haya sido derramada sobre las laderas volcánicas, concretadas las manifestaciones. desde ese entonces, a erupciones centrales de lava en el interior del cráter, eyección de cenizas y emanaciones de gases.

Por otra parte, como lo muestra la figura No. 2, si juntamos los años con algún signo de actividad, que suman 42, en el espacio de tiempo

comprendido desde 1530 hasta la actualidad y los comparamos entre sí, se aprecia que constituyen únicamente un 9.17% del total.

La adición, en cambio, de sólo aquellos días por año, en que el volcán estuviera supuestamente activo, comprenden aproximadamente 13 años equivalentes, como lo muestra la misma figura, únicamente a un 3% del total.

Clasificación del tipo de actividad.

Con el propósito de facilitar un análisis del comportamiento histórico del volcán de San Miguel y ensayar, posteriormente, una evaluación de lo que en un futuro cercano pueda ofrecer, se ha realizado una clasificación de su actividad, subdividida en 4 tipos de erupciones: Gases, Cenizas, Salida de lava en el cráter central y Salida lateral por grietas y figuras, (ver cuadro No. 1).

En la figura No. 3, las erupciones dudosas que suman un total de 6, se han adicionado a las emanaciones de gases, en el supuesto de que constituyen aquel tipo de actividad que más fácilmente puede perder importancia o exactitud de descripción en un registro histórico. Las eyecciones de cenizas, según se puede apreciar, se

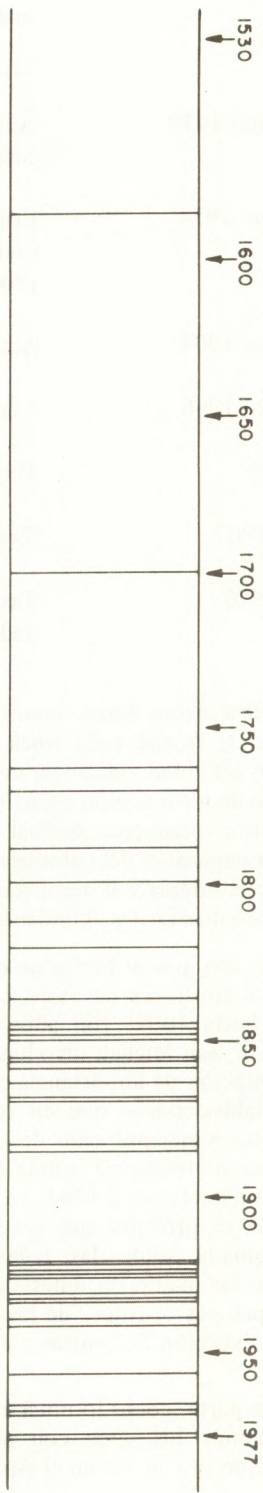


FIGURA Nº 1

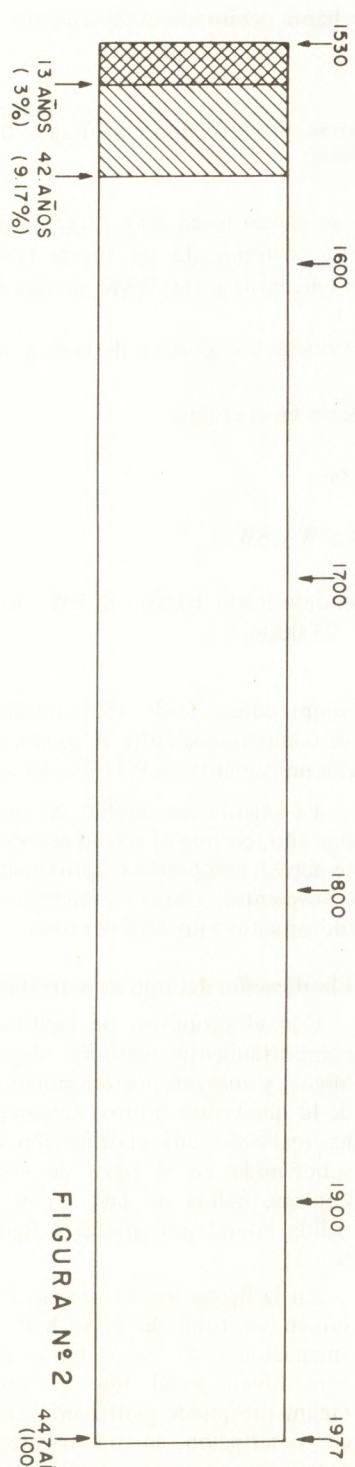


FIGURA Nº 2

447 AÑOS
(100%)

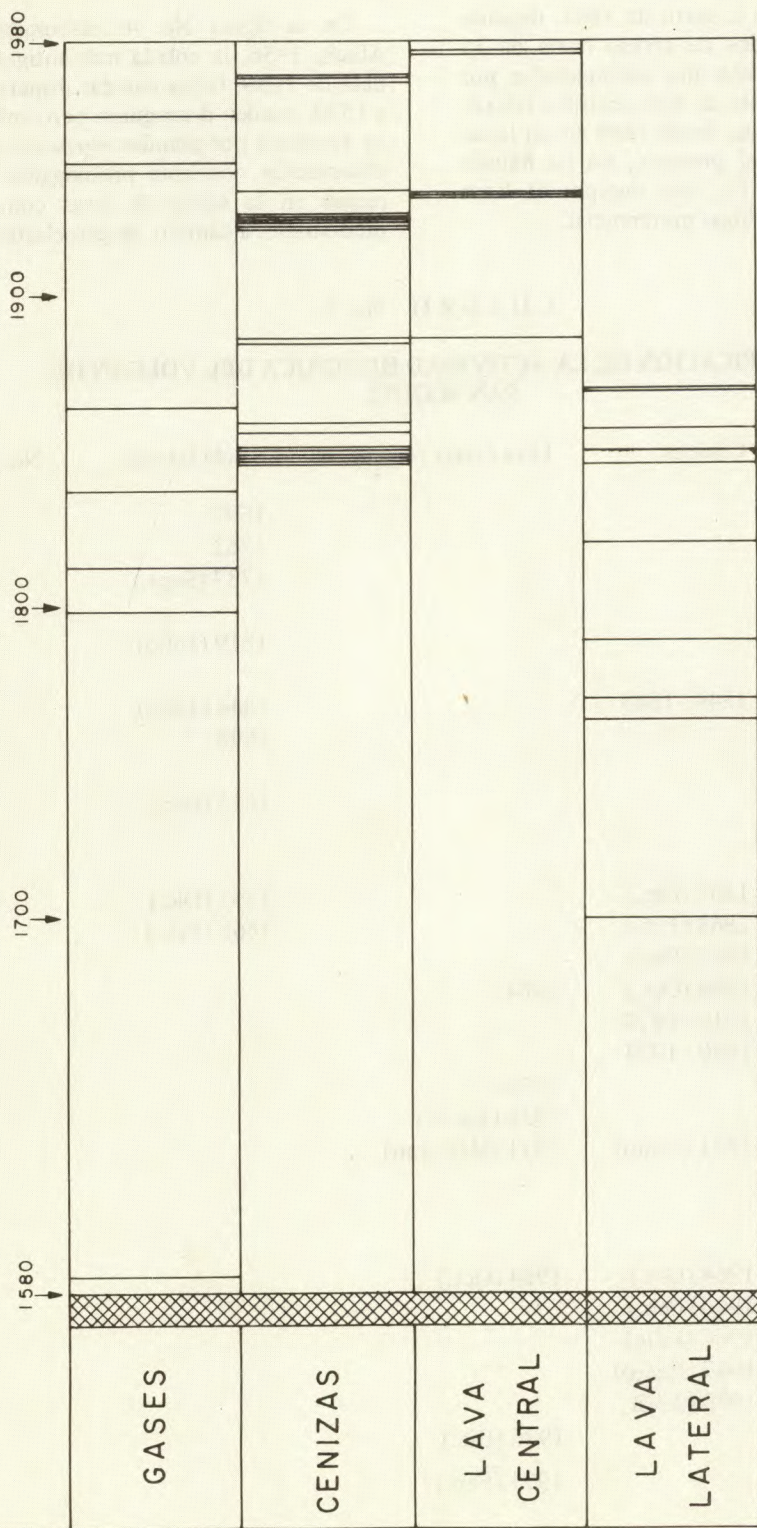


FIGURA N° 3

hacen más frecuentes a partir de 1844, dejando de por medio períodos de receso hasta de 35 años. En ocasiones, han ido acompañadas por expulsiones de lava bien de tipo central o lateral. Como se indicara antes, desde 1868 en un lapso de 109 años hasta el presente, no ha habido erupciones laterales. En este tiempo las lavas centrales han tomado lugar preferencial.

En la figura No. 4, elaborada por Meyer-Abich, 1956, la colada más antigua identificada data de 1699. Otras coladas dispersas, anteriores a 1530, pueden distinguirse pero cubiertas casi en su totalidad por grandes espesores de tefra. Esta observación confirma prolongados períodos de receso en la salida de lavas con un evidente predominio, a cambio, de piroclastos.

CUADRO No. 1

CLASIFICACION DE LA ACTIVIDAD HISTORICA DEL VOLCAN DE SAN MIGUEL

Gases	Cenizas	Lava cráter central	Salida lateral	No. determinadas
1586			1699 1762 1787 (Sept.) 1819 (Julio)	1798 1811 1835
	1844—1848		1844 (Julio) 1848 1855 (Dic.)	1854 1857 (Nov.)
1862 (Enero)	1867 (Dic.) 1868 (Feb.) 1882 (Dic.) 1884 (Oct.) 1919—1920 1920—1924	1884 1929	1867 (Dic.) 1868 (Feb.)	
1930 (Abril)		1930 (Enero)		
1931 (Mar—Jun)	1931 (Junio)	1931 (Mar—Jun)		1936
1939 (May—Jul.) 1954 (Oct.)				
	1964 (Oct.) 1966 (Feb.) 1966 (Julio) 1967 (Enero) 1970 (Abril)	1964 (Oct.)		
1976 (Dic.)		1976 (Dic.)		
1977 (Feb.)		1977 (Feb.)		

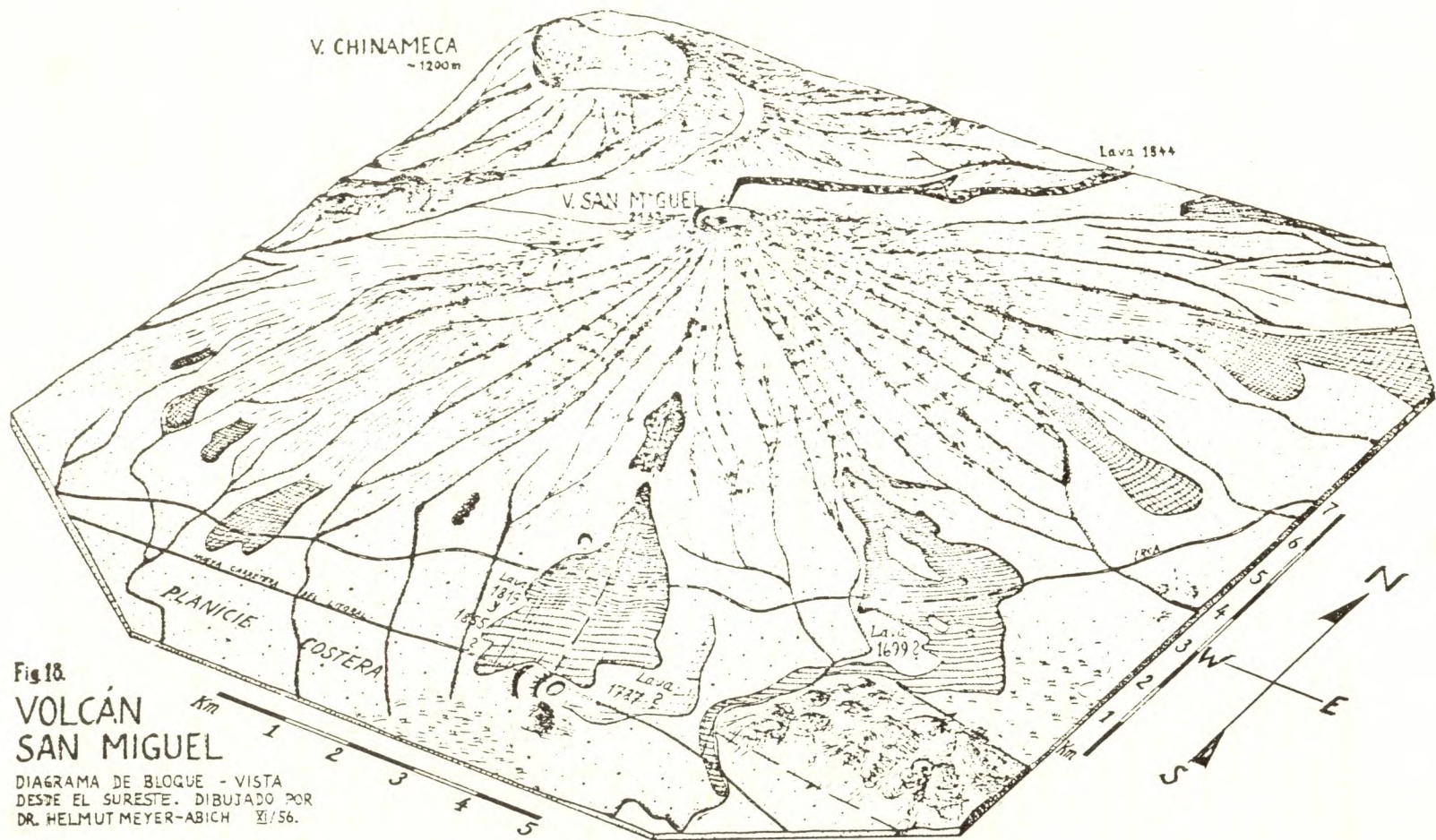


Fig. 18.

VOLCÁN SAN MIGUEL

DIAGRAMA DE BLOQUE - VISTA
DESDE EL SURESTE. DIBUJADO POR
DR. HELMUT MEYER-ABICH XI/56.

Conclusiones y pronósticos.

La actividad histórica del volcán de San Miguel es una prueba del enorme riesgo que representa. Las numerosas coladas y eyecciones de cenizas, han castigado severamente al hombre. Muchas plantaciones, como decir el café, no obstante que las erupciones más antiguas han contribuido a revitalizar la tierra, se han visto momentáneamente afectadas por este tipo de manifestaciones.

Las más importantes han sido de "Salida lateral" consideradas como más destructivas y devastadoras. "Las centrales", en cambio, no han pasado de formar conos de escorias en el fondo del cráter. Y las de gases y cenizas constituyen, una seria amenaza para los cultivos.

Al apreciar la figura No. 3, se mira cómo los diferentes tipos de actividad han sido distribuidos en el tiempo y combinados en muchas ocasiones. Hasta 1868, existe un claro predominio de lavas con salida lateral subsituídas posteriormente, en un lapso de 109 años hasta la actualidad, por aquellas desarrolladas en el cráter central alternadas con emisión de gases y cenizas.

En síntesis, y ajustándose al método de analogía considerado por Macdonald, 1976, en la predicción de erupciones con base al comportamiento histórico de un volcán podemos establecer, para el de San Miguel, que en el futuro próximo habrá de permanecer en un estado similar al actual, caracterizado sólo por erupciones centrales de lava en el interior del cráter, cenizas, o bien ambas. Presumir una carencia total de emisión de lavas laterales a corto plazo, tiene como base el hecho de que la primera lava de este tipo, se produjo a los 169 años de fundado San Miguel y que el tiempo transcurrido, por otra parte desde 1868 en que tuvo lugar la salida de la colada más inmediata a la época actual es de únicamente 109 años. Por carecerse, además, de datos anteriores a 1530, la duración real del intervalo entre la última colada precolonial y la primera con datos históricos, ocurrida en 1699, podría tomarse aún mucho mayor.

Un flujo lateral de lava desde la boca del volcán podría esperarse además, en las circunstancias actuales, con un incremento en la eyección de magma, después de rellenar totalmente y rebasar, los bordes del cráter.

Bibliografía.

JIMENEZ, T.F. 1951.

Tabla cronológica preliminar de los terremotos más intensos en El Salvador. Sanidad en El Salvador, Año II, No. 2, p. 191-196

LARDE, J. 1960.

Historia Sísmica y Erupcio-Volcánica de El Salvador Documentación histórica, crítica y conclusiones. Obras completas, Tomo I, Ministerio de Cultura, Departamento Editorial, El Salvador, p. 441-576.

LEGGET, R.F. 1973.

Cities and Geology McGraw Hill Inc.

MACDONALD, G. 1972.

Volcanoes. Prentice Hall, Inc.

MARTINEZ H., M.A. 1976.

Riesgos volcánicos en Nicaragua y Resultados Preliminares sobre una Metodología Experimental en la Predicción de Sismos en la Laguna de Apoyo. Vol. 5 IPGH, Revista Geofísica, 1 mapa, 2 figs.

MARTINEZ H., M.A. y VIRAMONTE, J.G.

Estudio Geológico de la Cordillera de Los Marrabios, Nicaragua, ICAITI, Vol. IV, 1 mapa, 1 fig., 3 tablas, diagramas y láminas

MEYER-ABICH, H. 1956. Los Volcanes Activos de Guatemala y El Salvador (América Central).

Anales del Servicio Geológico Nacional de El Salvador, Vol. No. 3, p. 1-102, 20 figs., y 16 tablas con 48 fotos. Diciembre.

SAPPER, K. 1925. Los Volcanes Activos de la América Central. Halle (Saale).

STOIBER, R. 1974.

Volcanology - Nicaragua, El Salvador, Guatemala - selected material. Darmouth College, October.

VIRAMONTE, J.G., UBEDA, E., y MARTINEZ, M. 1971.

La Erupción 1971 del Cerro Negro, Nicaragua. Smithsonian Institution. April, 15.

LA ERUPCION DEL 2 DE DICIEMBRE DE
1976 DEL VOLCAN DE SAN MIGUEL
REPUBLICA DE EL SALVADOR AMERICA
CENTRAL

Por: Geol. Maximiliano A. Martínez H.

Introducción.

El presente artículo se refiere de manera particular a la actividad eruptiva desarrollada por el volcán de San Miguel, a partir del 2 de Diciembre de 1976 y prolongada hasta el día 12 del mismo mes. Una reactivación tuvo lugar a los 56 días, el 28 de Febrero.

Este volcán, situado en la zona oriental del país, ubicado en las coordenadas $13^{\circ}26'N$ y $88^{\circ}16'W$, constituye uno de los miembros principales de la cadena volcánica joven la cual, con rumbo aproximado WNW-ESE, atraviesa la parte central del territorio salvadoreño.

Fuera de brindar pormenores sobre las manifestaciones de este fenómeno eruptivo, se pretende hacer una consideración preliminar del volumen y características del material eyectado,

al igual que un cálculo aproximado de la energía térmica producida.

Erupciones previas.

Con la agrupación de datos de varios autores, ver Bibliografía, se ha elaborado una lista histórica de las erupciones del volcán de San Miguel, a partir del año de 1699. Hasta 1825 todas las manifestaciones, fuera de emanaciones de gases, han consistido en salidas laterales de lava. De 1844 en adelante, las eyecciones de cenizas comienzan a hacerse más abundantes. Las erupciones centrales de lava, como único tipo de extrusión magmática, toman inicio 40 años después en 1884. Estas erupciones se producen alternadas con cenizas, las cuales por intervalos limitados de tiempo, adquieren un predominio absoluto.

1699	→		1884	↑	○	25 de Enero
1762	→		1919-20	↑		10 de Diciembre a Enero
1769	→	?	1920-24	↑		
1787	→		1929	○		Agosto
1819	→		1930	○	↑	Enero
1844	→		1931	○		Marzo-Junio
1844-48	↑		1931	↑	(○?)	2 de Junio
1848	→		1964	↑	(⊗?)	23 de Octubre
1854	(↑?)		1966	↑		22 de Febrero
1855	→		1966	↑		Julio
1857	(↑?)		1967	↑	(⊗?)	5 de Enero
1867	→	⊗	1970	↑	⊗	20 de Marzo a 5 de Abril
1868	→	(↑?)	1976		○	2-12 de Diciembre
1882	↑		1977	○		28 de Febrero a 1o. de Marzo

SIMBOLOGIA CONVENCIONAL

→	Colada de Lava
↑	Actividad Explosiva
○	Actividad en el cráter central
⊗	Daños en tierra arable

La erupción del 2 de Diciembre de 1976.

El período de calma que subsiguiera a la expulsión de cenizas del 5 de Abril de 1970, fué

interrumpido por una nueva fase eruptiva desarrollada en el fondo del cráter. A las 00:30 horas aproximadamente del día 2 de Diciembre, acom-

pañados de retumbos, se hicieron visibles los destellos de un surtidor o fuente de lava iluminando los gases emanados y la nubosidad.

Ningún sismo tuvo lugar y la actividad se prolongó hasta el día 12 de Diciembre con la desaparición del reflejo que, durante las noches, habíase venido apreciando de manera permanente en la distancia.

La primera inspección formal del fenómeno volcánico tuvo lugar el mismo día 2, al sobrevolar el volcán, por valiosa colaboración prestada por la Fuerza Aérea Salvadoreña y el Comité Nacional de Emergencia. Fué en esta primera incursión desde el aire que se pudo apreciar la mencionada fuente de lava que se elevaba, como poderoso y continuo surtidor vertical, hasta unos 15m de altura. El día 4 fué posible escalar el borde del cráter y encontrar en el fondo, una lava más convulsiva acompañada por abundantes explosiones (ver foto No. 1). El depósito o acumulación de materiales ya enfriados, en las márgenes de la boca de salida, era ya manifiesto. Retumbos fueron reportados el día 5 y también registrados por un sismógrafo portátil que el Departamento de Sismología instaló, a 600m

C1	Fl	SO4	Na	K
711	0.9	304	256	1.7

snm, en la falda Norte del volcán. Sin embargo por la cantidad de ruidos producidos por el tráfico en una carretera próxima, hacíanse prácticamente indiferenciables aquellos provenientes exclusivamente del volcán.

El día 8, al efectuar un nuevo vuelo, se apreció un cono en formación más desarrollado y la emisión de material incandescente proseguía constante. Los retumbos aumentaron por la tarde. El sismógrafo comenzó a molestar el día 7 y el día 10 fué desconectado totalmente.

Como antes se dijera, la actividad del volcán cesó el día 12 y el 14, en un nuevo reconocimiento, se pudo constatar la extinción total del flujo de lava incandescente dejando visibles sólo los depósitos ya enfriados y negros, que rellenaron gran parte del cráter principal. Los efectos residuales concretábanse a la emisión de gases poco abundantes relacionados con zonas impregnadas de color amarillento.

Transcurridos 56 días de absoluta calma, la noche del 28 de Febrero, los gases y la nubosidad reflejaron de nuevo una luminosidad de origen incandescente hasta las primeras horas del día siguiente. Conceptuado como un breve período de reactivación, en el instante de una nueva inspección aérea llevada a cabo el 3 de Marzo, el fenómeno extinto desde el día 10, no pasaba de una exhalación moderada de gases en la periferia y cima del cono de escorias formado en el fondo del cráter, (ver foto No. 2).

Consideraciones petrográficas y mineralógicas.

Según Meyer-Abich, 1956, se puede declarar que la mayoría de las lavas del volcán de San Miguel son basaltos de olivino y augita, generalmente ricos en plagioclasa porfídica y con pasta más o menos granular.

Stoiber et al., 1970, atribuye a la erupción de cenizas del 30 de Marzo al 5 de Abril de 1970, un volumen total de 0.0008 km^3 con un peso de 0.1×10^6 Ton. Por otra parte, un análisis químico siguiendo un método especial de disolución, da el siguiente resultado en PPM, relativas al peso de la ceniza:

Ca	Mg	Zn	Cu	Mn
200	228	0.7	5	14

Stoiber y Rose, 1974, en un examen de las fumarolas del volcán de San Miguel, reconocieron los siguientes tipos de minerales: S (azufre), CaSO_4 (Anhidrita), $\text{Na,K Al}_3 (\text{SO}_4)_2 (\text{OH})_6$ (Natroalunita), $\text{CaSO}_4 (\text{H}_2\text{O})$ (Yeso) y $\text{Na}_2\text{Mg} (\text{SO}_4) \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ (Bloedita).

Clasificando la coloración amarillenta observada en las zonas impregnadas que dejara la erupción del 2 de Diciembre de 1976, pueden bien conceptuarse como residuos de azufre (S) y probablemente de Yeso, $\text{CaSO}_4 (\text{H}_2\text{O})$. Apoyo a esta presunción encuéntrase en el estudio de Stoiber y Rose, 1974, donde mencionan el hallazgo de este tipo de incrustaciones en el cráter central.

La erupción del 2 de Diciembre, consistente en una fuente de lava y la formación de un cono con escorias de color totalmente oscuro, reúnen características suficientes para catalogarlas petrográficamente como basalto.

Cálculo aproximado de masa y energía térmica de la erupción del 2 de diciembre

Este cálculo tiene como base, fuera de observaciones personales, el método y adopción

de ciertos valores de los estudios realizados por Viramonte et al., 1971, Stoiber, 1974, en el Cerro Negro, Nicaragua, e Izalco, 1966, respectivamente.

$$\text{Densidad de la lava (P)} = 2.6 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Cambio de temperatura en el magma } (\Delta t) = 1000^\circ\text{C}$$

$$\text{Promedio capacidad térmica basalto (C}_s\text{)} = 0.3 \text{ Cal/g}^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatura fusión basalto (f)} = 86.2 \text{ Cal/g}^\circ\text{C}$$

$$\text{Volumen total de la lava (V)} = 1.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso total de la lava (pV)} = 3.64 \times 10^{12} \text{ g.}$$

$$\text{Energía térmica total (E)} = pVC_s\Delta t + pVf = 1.4 \times 10^{15} \text{ Cal.}$$

Conclusiones.

Como conclusiones del presente artículo se puede establecer que la erupción del 2 de Diciembre de 1976, con una duración de 11 días y reproducida por un lapso menor de 24 horas el 28 de Febrero, consistió en una fuente de lava desarrollada en el fondo del cráter central. Esta fuente produjo un volumen de materiales de tipo basáltico equivalente a $1.4 \times 10^6 \text{ m}^3$. La actividad residual, muy probablemente, ha dejado incrustaciones de azufre y Yeso. En ninguna circunstancia la erupción fué acompañada de cenizas y la Energía térmica total producida alcanzó la cifra de 1.4×10^{15} calorías. Este valor es muy similar al de la última erupción del Izalco en Octubre de 1966, calculada por Rose y Stoiber, 1969, en 1×10^{15} calorías.

Bibliografía.

JIMENEZ, T.F. 1951. Tabla cronológica preliminar de los terremotos más intensos en El Salvador. Sanidad en El Salvador, Año II, No. 2, p. 191–196.

LARDE, J. 1960. Historia Sísmica y Erupcio-Volcánica de El Salvador. Documentación histórica, crítica y conclusiones. Obras completas, Tomo I, Ministerio de Cultura, Departamento Editorial, El Salvador. p. 441–576.

LEGGET, R.F. 1973. Cities and Geology. McGraw Hill Inc.

MACDONALD, G. 1972. Volcanoes. Prentice Hall, Inc.

MARTINEZ H, M.A. 1976. Riesgos Volcánicos en Nicaragua y Resultados Preliminares sobre una Metodología Experimental en la Predicción de Sismos en la Laguna de Apoyo. Vol. 5 IPGH, Revista Geofísica, p. 73–82, 1 mapa, 2 figs.

MARTINEZ H., M.A., y VIRAMONTE, J. G. 1972. Estudio Geológico de la Cordillera de Los Marrabios, Nicaragua. ICAITI, Vol. IV, 1 mapa, 1 fig., 3 tablas, diagramas y láminas.

MEYER-ABICH, H. 1956. Los Volcanes Activos de Guatemala y El Salvador (América Central). Anales del Servicio Geológico Nacional de El Salvador, Bol. No. 3, p. 1–102, 20 figs., y 16 tablas con 48 fotos. Diciembre.

SAPPER, K. 1925. Los Volcanes Activos de la América Central. Halle (Saale).

STOIBER, R. 1974. Volcanology-Nicaragua, El Salvador, Guatemala-Selected Material. Darmouth College, October.

VIRAMONTE, J.G., UBEDA, E., y MARTINEZ, M. 1971. La Erupción 1971 del Cerro Negro, Nicaragua, Smithsonian Institution. April, 15.

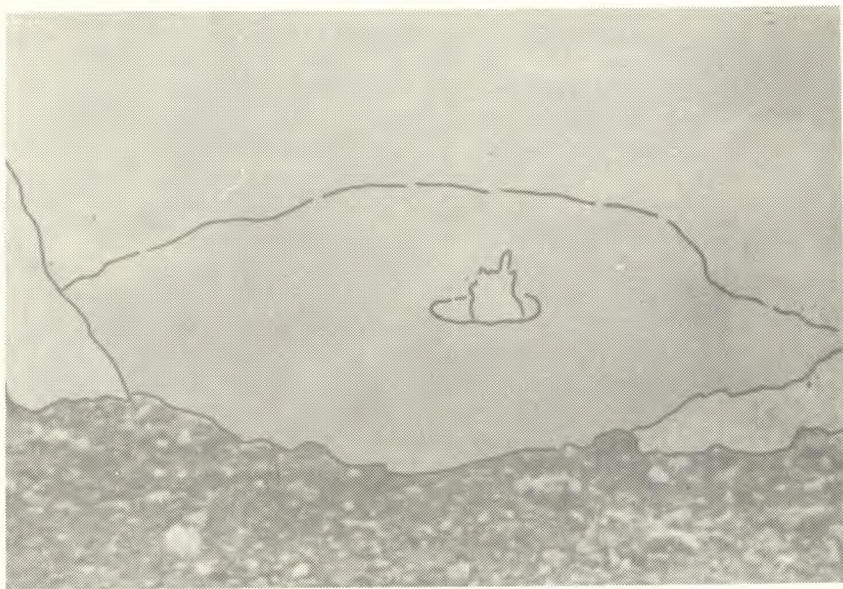


FOTO No. 1. Desde la bordura Norte del cráter del volcán de San Miguel se aprecia, en el fondo, la fuente de lava que produjo la erupción de Diciembre de 1976, y el cono de escorias en formación.

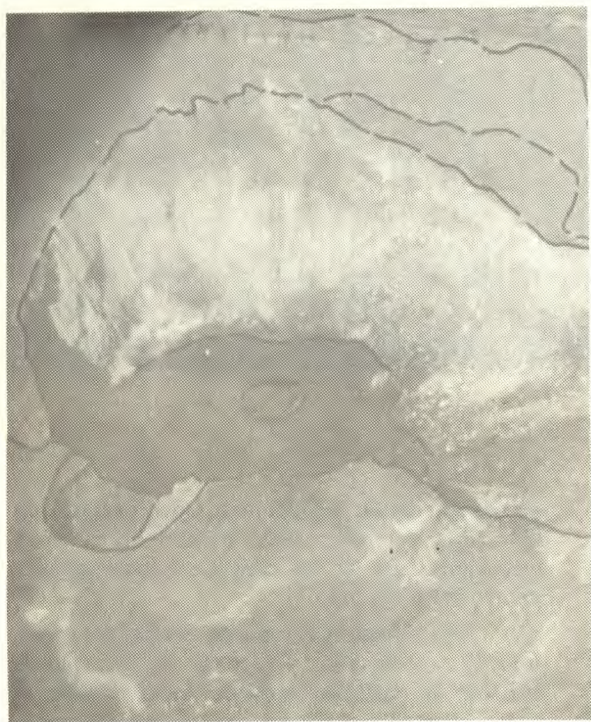


FOTO No. 2. En un vuelo de reconocimiento aéreo efectuado el 3 de Marzo de 1977, extinta ya la actividad eruptiva del volcán de San Miguel se observa, en la base del cráter, el cono de escorias residuales.



ALGUNAS IDEAS EN TORNO AL SEGUIMIENTO DE LOS PROYECTOS DE INVERSIÓN PÚBLICA

Ing. Raúl Leclair, Consultor

Un nuevo Enfoque sobre los Proyectos.

Una nueva carencia está cobrando cada vez más relevancia entre los diferentes sectores de la administración pública, que se preocupan por el cumplimiento de los programas de inversión en Centroamérica: la falta de un adecuado y continuo seguimiento de las varias actividades que es

necesario cumplir, sin demoras injustificadas y en el menor tiempo posible, para el inicio de la ejecución física de los proyectos contemplados dentro del programa.

Para situar el campo de acción del seguimiento y tomando a manera de ejemplo la realidad de cualquier proyecto ya ejecutado, es

posible establecer dos etapas bien diferenciadas a partir de una línea divisoria que marque el inicio de la ejecución física del mismo. Hacia atrás y en su concepción más amplia se encuentra lo que sería dable denominar preejecución, para englobar toda la secuencia preparatoria de actividades desde la idea del proyecto; hacia adelante bajo el propio nombre de ejecución, cabe el conjunto armonizado de eventos que culminan con la puesta en servicio de la obra ejecutada.

Se ha visto que la preejecución consume dos, tres y hasta cuatro veces más tiempo que la ejecución, con el agravante que aquella contiene sub-actividades de duración indefinida o extremadamente variable, en tanto que la segunda se inscribe rígidamente en un tiempo prefijado. Aún a riesgo de parecer extremadamente simplista, puede afirmarse que la preejecución de los proyectos recibe su dinámica del engranaje de la administración pública, que en la situación más frecuente marcha desajustado y en demanda de renovación. Aceptando como implícita la deficiencia de los sistemas administrativos gubernamentales, se acepta al mismo tiempo que a ellos y sólo a ellos compete inyectar la dosis de dinamismo necesario para acelerar el ciclo de los proyectos en su etapa de preejecución, sin comprometer peligrosamente los resultados. Por otra parte, la ejecución exige menos de la administración pública, pues basta que ésta asegure la continua corriente de recursos financieros para la obra y ejerza vigilancia sobre la calidad del producto, para que la competente preocupación de un contratista de la iniciativa privada cumpla con su compromiso contractual, visto que de no hacerlo se expone a las sanciones financieras de una multa por incumplimiento. Obviamente, si algo es dable hacer para acortar el proceso de un proyecto, tal cosa será posible en el período de preejecución.

El énfasis en la preejecución como campo fértil para la búsqueda de medios conducentes a la aceleración del ciclo de los proyectos de inversión pública, lleva a centrar la atención en el seguimiento, como actividad prioritaria entre otras igualmente importantes para alcanzar los mismos fines. La novedad de este fenómeno —el seguimiento y su importancia— que se detecta de la experiencia más reciente, no es que hasta ahora se haga presente o siquiera evidente, sino que ha saltado a un plano más destacado a raíz de los

logros de la paciente labor de muchos años, que los países han desarrollado para cubrir las deficiencias detectadas de estudios previos sobre el ciclo de los proyectos. Los países de Centroamérica han impulsado la formación de amplios a la vez que diversificados cuadros técnicos en preparación y evaluación de proyectos; han aplicado y fomentado la aplicación de modernas y novedosas técnicas para la programación efectiva y el control de la ejecución de éstos; han aprendido a lograr el más inteligente empleo de los servicios profesionales de consultoría, en beneficio de la calidad técnica de los proyectos y de un uso responsable de los recursos públicos.

Para ilustrar acerca del cambio apuntado conviene traer a manera de ejemplo lo sucedido en la región centroamericana sobre el manejo de las técnicas de evaluación de proyecto. Las unidades de estudio que en diferentes organismos públicos de la región han sido visitadas, muestran mucho conocimiento y nuevas inquietudes en torno a las técnicas vigentes, esto señalado como un cambio radical frente a lo que sucedía hace una o dos décadas. Entonces la asesoría brindada por los organismos regionales, se concentraba en la discusión de conceptos fundamentales, sobre la relación beneficio/costo, sobre las tasas de proyección, sobre los factores de actualización y otros conceptos de matemáticas financieras. No es que eso ahora no se discuta ni interesa, si interesa y mucho, tanto que en los países se continúan realizando esfuerzos para ampliar los cuadros de expertos en evaluación de proyectos, sea por medio de cursos nacionales como el que se realiza en Nicaragua con la ayuda financiera del BID o a través de cláusulas que establecen el requisito de entrenamiento en el trabajo para el personal de contrapartida que colabora en proyecto desarrollados por firmas consultoras, como en el caso del estudio de Transportes del Área Metropolitana de San José, en Costa Rica. Pero el asunto es cuestión de énfasis, toda vez que haya aprendizaje local en muchas de las áreas relacionadas con los proyectos. Ahora se consulta de manera selectiva, se inquiere sobre refinanciamientos en las técnicas de proyección (los modelos) o sobre como resolver prácticamente un problema de costos sociales aplicados a las divisas. Quizá el proceso de cambio observado no se aprecie a simple vista, ni resulte tan evidente en algunas unidades de la administración pública,

pero donde esto sucede quizá convenga extender la vista hacia las nuevas ubicaciones de este capital intelectual, que sigue al servicio del país aunque en otras condiciones. Sólo para referencia, vale mencionar que en uno de los países centroamericanos hay registradas más de 30 firmas nacionales dedicadas a la prestación de servicios de consultoría en materia de proyectos, generalmente de inversión pública. Al final, parece justificado afirmar que el producto combinado de los esfuerzos de largo años para aliviar tan conocidas deficiencias en materia de proyectos tiende, por lógica, a destacar otras serias deficiencias, que serían motivo de atención preferente toda vez surjan en el largo camino emprendido para el perfeccionamiento del proceso de planificación.

Las Deficiencias del Proceso de Planificación de Proyectos.

A fin de elaborar un poco más sobre la mecánica del seguimiento, conviene precisar algunas de las anteriores apreciaciones. Por fortuna y a diferencia de lo que sucedía hace una década, ahora se cuenta con el conocimiento necesario para efectuar un diagnóstico razonable de la situación actual en materia de proyectos. La experiencia de los últimos años aporta lecciones muy provechosas.

En un estudio en el que se tuvo oportunidad de participar, se identificó más de un centenar de actividades diversas que necesariamente deberían cumplirse para asegurar el inicio de la obra física en un proyecto de infraestructura. En el desglose se encontró que hay eventos o actividades cuyo requerimiento y consumo de tiempo parece muy justificado, pero muchos otros eventos sobre la ruta crítica pudieron haberse cumplido en cuatro u ocho veces menos tiempo, si tan solo hubiera existido un interés común y coordinado, de auténtico equipo, para llevar adelante el proyecto.

Adentrándose en el análisis documental de varios proyectos ya completados, se llegó a establecer que un estudio de factibilidad y diseño preliminar financiado con recursos externos requería un total de 695 días, más el tiempo correspondiente para la ejecución del mismo, el cual varía entre 180 y 360 días adicionales. También se determinó que a partir del término de los estudios, era indispensable contar con un

total de 804 días más el tiempo de realización del proyecto, para la construcción de obras de infraestructura de transporte construidas con fondos de préstamos del exterior. Asumiendo que el tiempo de ejecución fuera de 400 días, resultaría el siguiente panorama global:

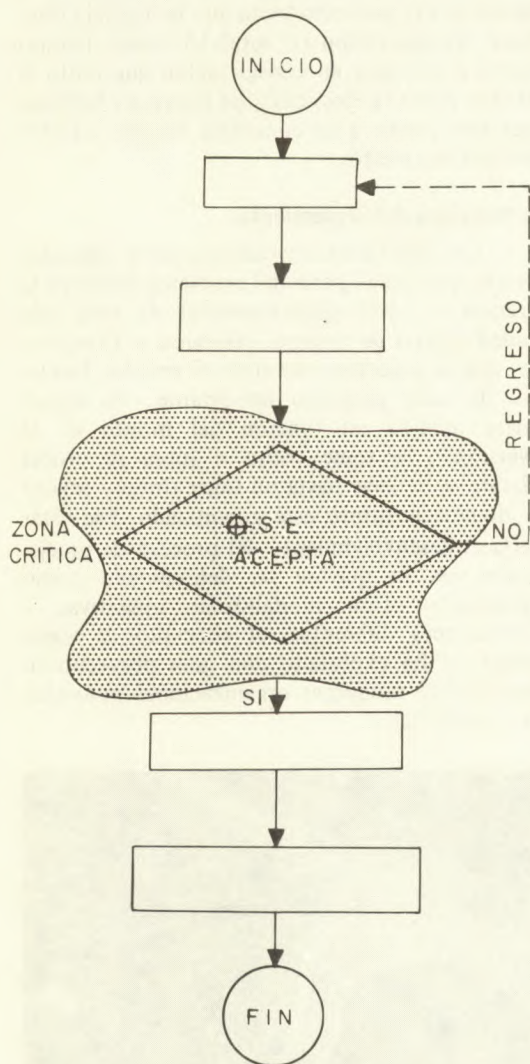
- La realización de un proyecto en todas sus etapas demoraría algo así como seis o siete años, esto si todas las cosas marchan bien y no se producen alteraciones mayores en el orden institucional o político;
- La preejecución, según el concepto aquí utilizado, absorberá de tres a cuatro veces más tiempo que la ejecución del proyecto, por lo tanto es el área donde se tiene mayores posibilidades de éxito al buscar acortamiento o aceleraciones en el proceso.

Lo que parece ser más grave es que el conocimiento de la lentitud del proceso, ilustrado mediante los dos puntos anteriores, ha llevado a un fatalismo negativo y desalentador. Todo está predeterminado y nada es susceptible de cambiarse, ¿Qué hacer, cuando además es posible ligar actores específicos al cumplimiento de cada uno de todos los eventos del proceso, para deslindar responsabilidades?

El trazo de la ruta crítica de un proyecto ha permitido sin lugar a dudas, examinar, proponer y aplicar medidas para acortar los tiempos totales del ciclo de preejecución, con resultados que quizá sean poco estimulantes. Si en lugar de 180 días se proponen 150 días para el tiempo de ejecución del estudio, quizá no haya problemas para que la firma consultora se haga cargo de la responsabilidad, aunque probablemente eso irá en detrimento de la calidad del estudio; si en lugar de 30 se utilizan 20 días para la negociación con la firma consultora, si en lugar de 60 días se utilizan 45 días para el cumplimiento de las condiciones previas para la utilización de los recursos del préstamo, y si así se procede apretando aquí, reduciendo allá, adelantando etapas por otros lados, se alcanzará algún alivio menor, que al final podría ser anulado por algún problema de decisiones, a menos que se emprendan ciertas decisiones complementarias.

Es posible que si al lado de la ruta crítica se elaborara un flujograma del proceso se encontraría que en la toma de decisiones reside una buena dosis de los problemas de los proyectos. Cuando

FLUJOGRAMA DE ACTIVIDADES Y DECISIONES



- ⊕ SE MODIFICA ?
- ⊕ SE TRAMITA ?
- ⊕ SE AUTORIZA ?
- ⊕ SE FINANCIA ?
- ⊕ SE NEGOCIA ?
- ⊕ ETC.

llega el momento de las decisiones disminuye el número de actores participantes, sube el nivel jerárquico, se estrecha el rango de posibilidades y el proceso se detiene en un clásico cuello de botella. Lo que sucede es explicable aunque no aceptable, pues en el marco de referencia de un proyecto típico, éste ha recibido reconomiento a nivel político, por lo tanto disfruta de pleno apoyo, existe interés de los organismos, financieros por aportar recursos para la obra, y nadie objeta cosa alguna en los planteamientos hechos hasta el momento. O sea que no debería surgir obstáculos de mayor significación a lo largo del proceso.

Pero el examen ha permitido detectar que el proceso no tiene los atributos de tal, como ser la necesaria continuidad y fluidez. Al mostrar el flujograma una sucesión ordenada de eventos, distorsiona la realidad dado que antes de una cadena de actividades, existen saltos de una a otra actividad, traslados totales de responsabilidad de una a otra unidad de la administración pública, tierras de nadie, etcétera: en resumen, hay severas interrupciones en el proceso porque la administración pública no ha sido programada para actuar de conjunto y empeñarse por llevar adelante los proyectos que se ha decidido ejecutar.

Las frecuentes transferencias de responsabilidad son los elementos que más comprometen el desarrollo de un proyecto. Hay desplazamiento de una unidad a otra dentro de una misma dirección, de una dirección a otra dentro de un mismo ministerio, de un ministerio a otro, haciéndose cada vez más denso el papeleo, perdiendo velocidad el proceso a medida que se juega en los niveles superiores. El traslado de responsabilidades, que puede ser total o parcial, involucra que otro grupo de expertos con otra actividad y otras motivaciones interviene en el mecanismo, por tanto su reacción variará en proporción directa al estímulo.

Algunas experiencias concretas ilustran la situación en mejores términos. En uno de los países del área, la Secretaría de Planificación contrató con una firma consultora la elaboración de los estudios de factibilidad de unas carreteras troncales, pero la terminación de los estudios no coincidió con una decisión política de utilizar los documentos correspondientes para amparar una

solicitud de financiamiento ante un organismo internacional de crédito, siendo que ni siquiera se había considerado la escogencia de organismo alguno. Por otra parte, el Ministerio al que correspondía impulsar el proyecto, no parecía encontrarse suficientemente motivado para tomar bajo su dirección la continuación de los estudios avanzados de ingeniería que exigió el proyecto. Cinco años después se estaba tratando de actualizar los estudios para reiniciar el proceso.

En otra oportunidad se trataba de obtener de un organismo financiero la necesaria autorización para transferir los recursos sobrantes de un préstamo hacia un pequeño proyecto de emergencia. Pláticas previas auguraban la actitud receptiva del organismo referido, pero al dar cumplimiento a los requisitos del caso, la respuesta final no era posible obtenerla, aún tras continuas y repetidas solicitudes. Fuera de revestirse de una total y santa paciencia, se determinó que la mejor estrategia a seguir era realizar una gestión directa de alto nivel, para tal efecto realizando un viaje del Ministro a la sede del Banco, entrevistarse con altos funcionarios de la Institución y lograr cualquier tipo de respuesta. Resultado: en dos días se resolvió una gestión que había consumido casi dos meses.

Visto por el lado positivo de las experiencias, se cuenta de la creación de una unidad de

trabajo dentro de un organismo autónomo, con el encargo de atender todas las gestiones, actividades, trámites y demás pasos necesarios a fin de lograr la pronta ejecución de un proyecto. Desde que se tomó la decisión de responsabilizar a alguien por el proyecto hasta que se inició la obra física, transcurrieron en total 15 meses, tiempo record si se toma en consideración que tanto el estudio como la ejecución del proyecto hicieron necesario acudir a las conocidas fuentes internacionales de crédito.

La Mecánica del Seguimiento.

Las anteriores consideraciones y ejemplos revelan que buena parte del problema reside en la carencia a nivel gubernamental de una sola unidad, grupo de trabajo, comisión o funcionario, que se preocupe por todo el proceso formativo de cada proyecto importante —la importancia medida en función del monto de la inversión—, lo tome como si fuera su propia criatura y lo lleve hasta un lugar firme y seguro en donde su futuro esté garantizado. Ese estar alerta al desenvolvimiento del proceso de preejecución, es lo que se ha denominado como seguimiento. Con modalidades operativas y motivaciones diferentes, el concepto de seguimiento se ha explotado con gran provecho en beneficio de modernas organizaciones industriales y comerciales.



La preocupación del seguimiento no será hacer, sino lograr que otros hagan; no será ordenar, sino persuadir a aquellos que tienen una participación decisoria para que así lo hagan, en su defecto, lograr la atención de aquellos que tienen la responsabilidad política y el mando para que impulsen la toma de decisiones; no será desmayar, sino ser persistente hasta la saciedad.

El seguimiento tiene un proceso que se ajusta a la secuencia siguiente:

- a) Identificar los proyectos de mayor envergadura y trascendencia, cuyo retraso pueda comprometer en mayor grado el cumplimiento de los programas de inversión pública. Según las circunstancias y las conveniencias, pudiera ser aconsejable agrupar proyectos de un mismo sub-sector, carreteras por ejemplo, en la medida que estén dirigidas a una misma fuente de financiamiento externo, llámese esta BCIE, BID, BIRF, AID o EXIMBANK.
- b) Constituir a un adecuado nivel jerárquico, la unidad o comisión bajo cuyo cargo corra el seguimiento de un proyecto o grupo de proyectos, según lo expresado en c). Habrán tantas unidades o comisiones de trabajo como proyectos o grupos de proyectos se tenga la intención de impulsar. El uso de este recurso acelerante debe hacerse con criterio amplio y sin rigideces. En el tratamiento ortodoxo, la unidad de empuje debía situarse dentro del engranaje de la Secretaría de Planificación Económica, pero utilizar cualquier otro esquema de ubicación es lícito en la medida que haga más ágil y operativo su funcionamiento. La localización de una unidad al nivel de asesoría del Ministerio de Obras Públicas, podría ser una alternativa muy satisfactoria para asegurarle una vinculación continua con un funcionario de alto nivel ejecutivo.
- c) Ya se trate de una unidad constituida ad-hoc o de una comisión no-permanente integrado por funcionarios de proyectos de la Secretaría de Planificación Económica, de la Dirección General del Presupuesto y del correspondiente Ministerio, dotarla por lo menos de un experto con amplia experiencia, preferiblemente local, que conozca las interioridades de todo el proce-

so de decisiones y actividades de los proyectos en su fase de preejecución, que tenga buenas relaciones tanto en los niveles técnicos como en los políticos, y que haya sido entrenado acerca de los procedimientos y prácticas de los bancos internacionales a los cuales se pretende acudir en demanda de financiamiento. Una de esas instituciones, el BID, ofrece frecuentemente cursos acerca de las particularidades de su propia organización.

- d) Proporcionar a la unidad de trabajo o comisión, los recursos y los medios (físicos, financieros, administrativos) para que cumpla su mandato, el cual vencerá al entrar el proyecto o los proyectos, en la fase de construcción.
- e) Abocarse al análisis de cada proyecto, revisar su programa secuencial, buscar acortamientos en los tiempos de los eventos sobre la ruta crítica, seguir día a día el avance de las actividades para identificar obstáculos y plantear soluciones, informar a las autoridades superiores sobre el avance de los trámites etc.

Implicaciones para la Planificación.

Mejorando la marcha de los proyectos a través del seguimiento, se deriva un beneficio indirecto para la planificación general, cuyo quehacer ha sido frecuentemente criticado por centrarse en los aspectos agregativos del problema y no descender al nivel básico de los proyectos que conforman el plan, débese esto a razones de actitud o a deficiencias en la integración de los cuadros técnicos. Los últimos habrían de reforzarse para que la Unidad Central de Proyectos, acogida dentro del engranaje de la planificación nacional, tome ventaja de este nuevo enfoque que inyecta nuevos bríos a la fase de preejecución de los proyectos de inversión pública. Actuando de manera selectiva en el nivel de los principales proyectos, se puede ser más efectivo en la planificación, ésta a su vez se beneficia de un nivel de realizaciones más concretas y palpables, donde el producto de las diferentes acciones se corona con una obra física. Al mismo tiempo, el gradual perfeccionamiento del ciclo de los proyectos ofrece a la planificación una fácil transición de carácter orgánico hacia reformas más amplias y profundas.



CELEBRACIONES DEL DIA DEL INGENIERO CIVIL



Con motivo de la celebración del Día del Ingeniero Civil dentro de la Jornada Cívico Cultural de la Federación de Profesionales Académicos Salvadoreños FEPRO, se desarrolló en el local social de ASIA un acto cultural y recepción bajo el siguiente programa: 1o. Palabras alusivas a la Jornada de FEPRO por el Ing. Rolando Amaya De León, 2o. Entrega de Diploma de Mérito y bandeja de plata al Ing. León Rivas Durán "Premio FEPRO 1977 en el campo de la Ingeniería Civil", palabras por el Ing. Ernesto Palomo Alcaine, Presidente de ASIA, 3o. Palabras de agradecimiento del Ing. Ernesto Palomo Alcaine, Presidente de ASIA, 3o. Palabras de agradecimiento del Ing. León Rivas Durán, 4o. Entrega de Diplomas de Reconocimiento a los Ingenieros Edwin Nuila Macay, Dario Escobar Bustamante, Antonio Villavicencio y Oscar Baños Pacheco por cumplir 25 años de ejercicio profesional, palabras por el Vicepresidente de ASIA Ing. Carlos R. Alegría, 5o. Palabras del Ing. Edwin Nuila Macay.— Las fotografías recogen diversos aspectos de dichas celebraciones.



Actividades
de
ASIA





CONFERENCIA

Continuando con la tradición de efectuar "Sesiones—Cena", acompañadas de conferencias mensuales, el Ingeniero Antonio Jorge Seaman dictó interesante conferencia sobre los "Proyectos de Ampliación y Apertura de Vías Urbanas en la ciudad de San Salvador".

Dicho Programa, en el cual invertirá el Ministerio de Obras Públicas más de 57 millones de colones consiste en la prolongación y ampliación de aproximadamente 15.7 kilómetros de vías urbanas, con el propósito de facilitar el tránsito de vehículos en el área comercial y mejorar la infraestructura vial del Area Metropolitana.

El Proyecto será ejecutado en el período de cuatro años, siendo actualmente las obras ejecutadas por las firmas constructoras nacionales PAVITERSA y SIMAN, S.A., las cuales fueron seleccionadas mediante una licitación internacional.

El Ing. Seaman se hizo acompañar de los Ingenieros Edgar Gerardo Vanegas y Eduardo Antonio Varona ambos funcionarios de la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura.

Las fotografías recogen diversos aspectos de dicha conferencia.





LA CONSTRUCCION DEL HOTEL PRESIDENTE Y SU SIGNIFICADO PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Por: Ing. Mauricio Silva A.

El presente artículo pretende, en una forma breve, analizar los aspectos más relevantes en la construcción del Hotel Presidente, y comparándolos con lo que ha sido tradición en nuestro medio, analizar cómo las diferencias pudieran influenciar en la Industria de la Construcción en El Salvador.

Aunque si bien es cierto que muchos de los aspectos que aquí se consideran como relevantes

ya se han dado y discutido varias veces en El Salvador, nunca se habían dado con la notoriedad y publicidad, ni tampoco tantas variables al método tradicional de contratos en nuestro medio habían coincidido en una sola obra, como en ésta.

Analicemos, pues, a continuación estos factores, y ojalá las asociaciones gremiales u oficiales, a las cuales este problema les concierne, Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), Cámara Salvadoreña de la Industria de la Construcción, Colegio de Arquitectos, Ministerio de Obras Públicas, etc., aprovechen esta experiencia para el bien del país.

1. La capacidad profesional sí existe en El Salvador para afrontar cualquier problema constructivo. Muchas veces se ha mencionado a las empresas constructoras como culpables cuando aparecen problemas en la construcción, o como uno de los factores que falta por desarrollar para resolver muchos de los problemas actuales (el déficit habitacional, la creación de la infraestructura necesaria, etc.). Esta obra sin embargo, es un ejemplo que demuestra que la capacidad profesional sí existe; lo que falla es la forma en que otras variables, como las que se analizan a continuación, condicionan la conservación de esta capacidad profesional en empresas.

Es un círculo vicioso lo que se ha creado; las



condiciones propias de un país subdesarrollado (inestabilidad en el mercado, poco capital inicial disponible en la mayoría de los casos, etc.), junto con las condiciones generales existentes en la mayoría de los contratos que se imponen a las empresas constructoras, hacen que éstas nazcan débiles, obligándolas a pelear en toda área posible sus derechos, lo que trae consigo, en la mayoría de los casos, desprestigio para las mismas empresas constructoras, lo que a su vez produce como reacción un endurecimiento de las cláusulas contractuales, por la desconfianza, cerrado así el ciclo.

Las condiciones descritas anteriormente son ya viejas, sin duda alguna, las empresas constructoras tienen su parte de culpa en que ellas existan. Pero es necesario romper ya con este ciclo cerrado, siendo para ello lo más lógico al restablecer la confianza entre empresas constructoras—supervisión—propietario. Para esto es necesario cambiar las condiciones contractuales en las cuales se obliga a las empresas a actuar y que éstas a su vez respondan de acuerdo a la confianza en ellas depositada.

2. La Programación de obra, es una herramienta muy útil en la construcción. El mayor reto en la construcción del Hotel Presidente, era terminar la obra a tiempo, es decir, la variable más importante era ésta, condicionando así las otras como costo, flujo de capital, disponibili-

dad de materiales y mano de obra, etc., a ella. La herramienta más útil para controlar el tiempo y a la vez organizar un proceso constructivo, es la programación de obra, la que a su vez permite saber cuánto y cuándo de las otras variables será necesario.

La programación de obra nos indica pues, cómo y cuando debemos controlar las variables para lograr nuestro objetivo principal. Pero debemos estar conscientes que para lograr un objetivo (en el caso del Hotel Presidente, salir a tiempo) hay que controlar o sacrificar otras (en este caso costo, adecuado flujo de capital y materiales, etc.). Sin embargo, en la mayoría de nuestros casos, la variable más importante es el costo y, por ser esto lo tradicional, no hemos podido crear conciencia de que para lograr controlar esta variable hay que sacrificar otras, sino que nuestras empresas constructoras permiten que estas variables, a través de los contratos, se les vuelvan fijas. Es decir debe hacer esta obra en tal costo (contrato cerrado), en tal tiempo y con este flujo de capital (adelantos, retenciones, estimaciones, etc.).

Para lograr trabajar de modo diferente, las empresas constructoras deben usar la programación de obra, y presentar así alternativas en las cuales unas variables se sacrifiquen por otras y que entre ellas el propietario escoja. Lo usual hasta ahora ha sido que se ha

presentado como alternativa el sacrificio de la empresa constructora y es la que el propietario o el supervisor han escogido en la mayoría de los casos.

Es interesante mencionar aquí algunos de los muchos ejemplos que se presentaron en la construcción del Hotel, en que se demuestra cómo unas variables se controlaron o sacrificaron por otras, sobre todo en función del tiempo.

El flujo de capital fue resuelto por medio de la creación de un fondo rotativo de un millón de colones, el cual se reponía semanalmente.

El trabajar doble jornada, doce horas en el día y once por la noche, significó pagar recargo por horas extras en ambos casos y recargo por horas nocturnas en el segundo, resolviendo así el flujo de mano de obra. Al entrar en huelga los Puertos de Nueva York, unos pedidos del extranjero iban a sufrir serios atrasos con sus repercusiones lógicas en la obra; a un costo mayor, esos pedidos llegaron a tiempo por vía aérea. La escasez de cemento a nivel nacional amenazó y algunas veces afectó la obra, el Gobierno prestó toda colaboración para asegurar que este material no faltara en la obra, con repercusiones en otras obras incluso. Otras veces se enviaron camiones a hacer recorridos por todo el país, recogiendo el cemento que existiera, con sus implicaciones en costo. Algunos detalles arquitectónicos e inclusive algunos sistemas constructivos fueron cambiados, al ver el "equipo" que esto facilitaba la construcción.

3. Las buenas relaciones Propietario—Supervisor—Contratista son vitales para el mejor desarrollo de la obra. Cada una de estas tres partes, que intervienen muy significativamente en el proceso constructivo, deben estar conscientes que su fin último es el mejor desarrollo de la obra y en base a ello se deben supeditar intereses particulares o de otra índole que pudieran existir.

En el Hotel Presidente la tarea por realizar era de tal magnitud, que los profesionales que intervinieron en ella supieron responder y actuaron siempre como un equipo. La supervisión no era un "policía", era un colaborador más; el propietario reconoció las dificultades

existentes y que para resolverlas había que pagar la calidad profesional deseada, tanto en cantidad como en calidad, esto a la larga probablemente les significó un ahorro efectivo, comparado con los problemas que hubieran podido presentarse.

Un papel muy importante lo juegan aquí las relaciones con los subcontratistas, haciéndoles formar parte del equipo constructor (en el caso que nos ocupa se sostenían reuniones semanales con todos ellos) y permitiéndoles participar de los incentivos o sanciones del contratista general (adecuado flujo de capital, multas y bonificaciones, etc.).

4. Las variables que afectan la construcción son controladas sobre todo dependiendo del tipo de contrato. Este punto está ya bastante demostrado en el Punto 2 anterior, sin embargo, es bueno mencionar la importancia que el tipo de contrato y las especificaciones tienen para el correcto desarrollo de la obra, sobre todo, al prestar a las partes interesadas las condiciones básicas necesarias para trabajar tranquilos.

El contrato para la construcción del Hotel Presidente es un contrato por administración, en el cual el constructor administra el capital del propietario, con la colaboración del supervisor y el control del propietario a través de una gerencia en el Proyecto. Por ello, es retribuido con una cantidad fija mensual, calculada sobre el presupuesto base, el cual ha sido elaborado simultáneamente por supervisor y contratista. Como incentivos complementarios para cumplir con lo deseado, en este caso salir a tiempo, se establecen multas y bonificaciones..

Al trabajar por administración, es el propietario quien tiene mayor capacidad económica, el que absorbe los imprevistos, la inflación, etc. y no obliga al contratista a incluir partidas para esto, las cuales algunas veces no se utilizan u otras son demasiado pequeñas y obligan a las empresas constructoras a condicionar la calidad de su trabajo, le proporciona al contratista la tranquilidad necesaria de que sus esfuerzos serán remunerados, lo cual se complementa por los incentivos impuestos a través de las multas y bonificaciones. Cabe hacer notar que es de



justicia en tipos de contratos como éstos, al establecer sanciones, establecer también incentivos.

El presupuesto base elaborado por ambas partes le permite al propietario tener una estimación del costo total y sirve, a la vez, para un control de costos y compras, como complemento de la programación. Las compras mientras estén por debajo de las cantidades y precios unitarios contemplados en presupuesto, siguen un proceso mecánico simple, es el empezar a llegar a las cantidades límites que se ejerce un mayor control y se buscan las causas de ello.

5. Un buen proceso constructivo exige una rápida y acertada toma de decisiones y una buena organización interna. La construcción en nuestro medio es más que todo un trabajo de administración de empresas. Con ésta no se pretende decir que las decisiones de carácter técnico no son importantes, pero sí que son las de carácter administrativo las que, una vez hecho el diseño, influyen más en el desarrollo del proceso constructivo.

Al estar conscientes de lo anterior, implica dedicar los suficientes recursos, sobre todo

humano, para la correcta y pronta toma de decisiones. El Hotel Presidente demandó una cantidad de decisiones que hubo que tomarlas en el sitio, o a lo más de un día para otro e implementarlas inmediatamente. Así podemos mencionar desde la misma decisión de construir el Hotel, el tipo de licitación y contrato que se ocupó, el decidir cambiar de tres turnos a dos diarios para evitar las pérdidas de tiempo por traslape, hasta las miles de decisiones que a diario se tuvieron que tomar sobre todo tipo de problemas que se presentaron.

Todo lo anterior requirió una organización interna propia y exclusiva para la construcción del Hotel, que ocupó nueve ingenieros, por parte del contratista principal únicamente, una gerencia técnica, por parte del propietario, veinticuatro maestros de obra, oficinas y contabilidad exclusivas para la obra, transmisión del poder necesario por cada una de las partes a su gente en el sitio, etc.

Conclusiones:

Para lograr todo lo anterior se tuvo que partir de una confianza mutua entre las partes que, a la larga, repercutió en beneficio de todas ellas, pero sobre todo de la obra misma, habiendo logrado construir una obra de más de veinte millones en seis meses, con una variación no mayor del tres por ciento sobre el costo presupuestado original.

Ojalá, como se mencionaba al principio, esta experiencia nos sirva para cambiar los patrones que hasta ahora nos han regido, que el supervisor y propietario comprenda que estos costos adicionales aparentes para una mayor calidad profesional, a la larga, repercuten en un mayor beneficio sobre todo para la obra misma, y que las empresas constructoras se responsabilicen más sobre los compromisos contraídos, lo que implica una mayor toma de conciencia de los puntos señalados anteriormente.

Hotel Presidente

Diseño y Supervisión — Juan José Rodríguez y Asociados

Propietario — Gobierno de El Salvador (INSAFI)

Empresa Constructora — PROASA

Programación de Obra — Ing. León Rivas Durán

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO*

Manuel Mena Ferrer**

RESUMEN

En este artículo el autor considera que diseñar una mezcla de concreto consiste en establecer las proporciones adecuadas en que deben combinarse los ingredientes para que el producto posea determinadas propiedades deseables tanto en el concreto fresco como en el concreto endurecido. Hace, además, un análisis de los requisitos de impermeabilidad, durabilidad, estabilidad volumétrica y resistencia del concreto al ser puesto en servicio.

* Conferencia dictada en el Tercer Curso Especial IMCYC, Ciclo 1976, "Supervisión de obras de concreto", México, D.F., julio de 1976.

** Ingeniero Civil, UNAM. Jefe, Oficina de Materiales, Departamento de Estudios Experimentales, CFE. Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM. Profesor de Tecnología del Concreto, División de Estudios Superiores Facultad de Ingeniería, UNAM.

MÉTODOS DE DISEÑO

Existen numerosos métodos desarrollados con la finalidad de establecer las proporciones en que deben mezclarse los diferentes ingredientes del concreto, de manera de lograr un producto con determinadas características o propiedades.

Muchos de estos métodos suelen presentarse en forma demasiado mecanizada, de manera que su aplicación tiende a convertirse en simples ejercicios numéricos, que pueden dejar poca huella en el usuario si éste no dispone de medios para reproducir y juzgar las proporciones resultantes y para valorar sus consecuencias en el concreto endurecido. De aquí la necesidad de enfatizar que el diseño de mezclas de concreto es una actividad de carácter eminentemente experimental.

Como referencias útiles en esta actividad, cabe mencionar los distintos métodos desarrollados por el Instituto Americano del Concreto (ACI), que abarcan las condiciones y requerimientos más frecuentes en el uso del concreto:

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Normal y Pesado.- Comité ACI 211.1 ⁽¹⁾
- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto con Revenimiento Nulo.- Comité ACI 211 ⁽²⁾
- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Ligero Estructural.- Comité ACI 211.2 ⁽³⁾

Asimismo, cuando se requiere diseñar mezclas de concreto con aditivos, la siguiente referencia también proporciona información útil:

- *Guía para el Uso de Aditivos en el Concreto*.- Comité ACI 212 ⁽⁴⁾

Los dos primeros métodos se apoyan básicamente en el uso del concepto agua/cemento como principio generador y moderador de las futuras propiedades del concreto. El tercer método, sin abandonar este concepto, se apoya más bien en el contenido unitario de cemento, ante la dificultad de establecer con certeza el agua neta de mezclado por el uso de agregados ligeros con elevada capacidad de absorción.

PROPIEDADES REQUERIDAS

Si se considera que diseñar una mezcla de concreto consiste en establecer las proporciones en que deben combinarse sus ingredientes para que el producto posea determinadas propiedades, el punto de partida debe consistir en definir con la mayor

claridad posible cuáles son los requisitos por lograr en el producto.

Es necesario distinguir, en este aspecto, las cualidades que son deseables en el concreto recién mezclado y las que demanda el concreto ya endurecido al ser puesto en servicio.

Aunque el concreto es el resultado de la combinación de varios componentes (cemento, agua, arena, grava y, eventualmente, algún aditivo), el estudio de su comportamiento y propiedades, tanto en estado fresco como ya endurecido, se facilita al considerarlo integrado por dos componentes básicos:

Pasta de cemento — Agregados minerales

La pasta se compone de cemento, agua y aire. Este último puede ser el que se atrapa normalmente durante el mezclado, o bien el que se promueve en forma intencional mediante el uso de un aditivo inclusor de aire. El comportamiento reológico de una pasta de cemento con aire incluido puede diferir radicalmente del de otra igual que no lo contenga.

Los agregados minerales consisten casi siempre de partículas de rocas, fragmentadas por la naturaleza o por el hombre, con dimensiones que abarcan desde algunas micras hasta varios centímetros. Se acostumbra distinguir como agregado fino, o arena, a las partículas menores de 5 mm y como agregado grueso, o grava, a las partículas mayores. Ocasionalmente se incorporan polvos minerales al concreto los cuales, por sus reducidas dimensiones, pasan a formar parte de la pasta y pueden modificar su comportamiento.

Aunque la pasta suele ser considerada como el componente "activo" del concreto, frecuentemente es deseable limitar su participación al mínimo compatible con la obtención de las propiedades requeridas, por consideraciones económicas y de otra índole.

En la Tabla 1 se indican algunas influencias, favorables unas y desfavorables otras, que la pasta y los agregados pueden ejercer sobre diferentes características y propiedades del concreto, cuya optimización debe buscarse en cada caso particular mediante el diseño adecuado de la mezcla.

REQUISITOS DEL CONCRETO FRESCO

Al salir de la mezcladora, el concreto es una masa fácilmente deformable, integrada por cuerpos en estado sólido, líquido y gaseoso, que debe ser sometida a movimientos y manipulaciones tendientes a colocarla en moldes previstos, a fin de que adquiera su forma y la conserve después de endurecer.

TABLA 1.- INFLUENCIA DE DIVERSOS ASPECTOS EN LAS CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO

ASPECTOS INFLUIBLES MEDIANTE SELECCION ADECUADA							
INGREDIENTES DEL CONCRETO					PROPORCIONES		
CEMENTO	AGREGADOS			ADITIVOS	AGUA/CEMENTO	GRAVA/ARENA	CONSISTENCIA
Características varias	Granulometría	Tamaño máximo	Forma y textura	Características varias	Calidad de la pasta	Proporción de mortero	Proporción de pasta.
1	2	3	4	5	6	7	8

ASPECTO INFLUIDO	CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DESEABLES						
	CONCRETO FRESCO			CONCRETO ENDURECIDO			
	ECONOMIA	COHESION	MOLDEABILIDAD	RESISTENCIA	DURABILIDAD	ESTABILIDAD	IMPERMEABILIDAD
1	x			x	x	x	
2	x	x	x	x			
3	x	x	x	x		x	x
4	x	x	x	x			
5	x	x	x	x	x	x	x
6	x	x	x	x	x	x	x
7	x	x	x			x	
8	x	x	x	x	x	x	x

Si se admite que en ese momento el concreto es una mezcla homogénea de ingredientes bien proporcionados y dosificados, el primer objetivo es hacerlo llegar a los moldes en esas mismas condiciones de homogeneidad. Una vez colocado en los moldes, el segundo objetivo es moldear el concreto hasta convertirlo en un cuerpo compacto, ya que muchas propiedades deseables del concreto endurecido se relacionan con su compacidad.

Para facilitar el logro de estos objetivos, la mezcla de concreto debe aportar dos condiciones necesarias:

1. Debe ser lo suficientemente cohesiva para conservar su homogeneidad en el curso de su traslado de la mezcladora a los moldes, con el empleo de los medios aprobados.
2. Debe poseer deformabilidad adecuada a la energía con que se le compacte, conforme a las características de los equipos de uso especificados.

En consecuencia, los requisitos fundamentales en el concreto fresco, los cuales deben tenerse presentes al diseñar las mezclas, consisten en que

posea una cohesión satisfactoria y una consistencia adecuada a las condiciones de aplicación del concreto. Para unos materiales determinados, la satisfacción de estos requisitos depende en buena medida de las características que se obtengan en la pasta de cemento y de su participación proporcional en el concreto. El comportamiento de la pasta como cuerpo cohesivo y deformable suele depender de aspectos tales como la finura del cemento, la proporción en que se combine éste con el agua y el uso de aire intencionalmente incluido. El requerimiento de pasta en el concreto es influido principalmente por la consistencia de ésta y por el tamaño máximo, composición granulométrica, forma y textura de los agregados.

COMPORTAMIENTO DE LA PASTA

La pasta de cemento es una suspensión de partículas en un medio que puede visualizarse como una red de fuerzas de atracción y repulsión. Las fuerzas de atracción, conocidas como de Van der Waal, son intermoleculares y no obedecen a la ley de atracción universal. Las de repulsión son electrostáticas y se deben a las cargas superficiales de las

partículas. La cohesión de la pasta es el resultado del balance entre estas fuerzas. Así, una pasta con poca agua es muy cohesiva porque las partículas se encuentran en contacto unas con otras y predominan las fuerzas intermoleculares de atracción sobre las de rechazo. A medida que se incrementa el contenido de agua tienden a separarse las partículas, con lo cual las fuerzas de atracción se reducen drásticamente y adquieren predominio las de repulsión, disminuyendo la cohesión. Si el contenido de agua se continúa incrementando, la pasta pierde más cohesividad tendiendo a comportarse como el agua, que es un fluido de tipo Newtoniano, esto es, sin ninguna cohesión.

Consecuentemente, las pastas de consistencia seca que tienen poca agua (muy cohesivas) requieren la aplicación de fuerzas externas, tanto o mayores que las de atracción, para separar las partículas y romper la cohesión. Por el contrario, en las pastas de consistencia fluida, con alto contenido de agua, las partículas tienden a separarse por la simple acción de la gravedad, dado que prácticamente no poseen cohesión. Las primeras podrían ser representativas de los concretos masivos con revenimiento nulo, que suelen requerir la aplicación de intensa energía vibratoria para ser compactados, y las segundas corresponderían a los concretos con muy alto revenimiento, que a veces se utilizan para colados por gravedad.

El comportamiento reológico de la pasta de cemento se pone de manifiesto al ensayarla en un viscosímetro, mediante la aplicación de distintos niveles de esfuerzo cortante relacionados con sus respectivas deformaciones, con lo cual se obtiene una gráfica como en la Fig. 1. Se observa que en un cierto intervalo inicial del esfuerzo aplicado la gráfica es curva, lo cual denota una etapa de transición de la pasta entre el estado plástico y el fluido. A partir de un determinado nivel de esfuerzo, llamado de cedencia, la gráfica se vuelve una línea recta y la pasta se comporta prácticamente como un fluido sin cohesión, tipo Newtoniano. Si el esfuerzo se anula, la pasta recobra su estado plástico inicial, como ocurre en el caso del fenómeno de tixotropía, el cual es un comportamiento característico de los fluidos tipo Bingham, como la pasta de cemento.

En el caso de las mezclas de concreto de uso común, suele buscarse que la pasta posea una consistencia más bien plástica, a la cual corresponda una cohesión adecuada para inhibir la segregación durante los movimientos previos a su colocación en los moldes. Posteriormente, para darle suficiente compacidad al concreto ya colocado, dicha cohesión se anula por las fuerzas que le transmite el equipo de vibrado con lo cual, mientras permanece actuando la vibración, la mezcla se fluidiza, permitiendo la expulsión del aire atrapado y llenando el espacio

COEFICIENTES REOLOGICOS:

$$F = \text{límite de cedencia} = k_1 M_2$$

$$U = \text{viscosidad plástica} = k_2 \cot \alpha$$

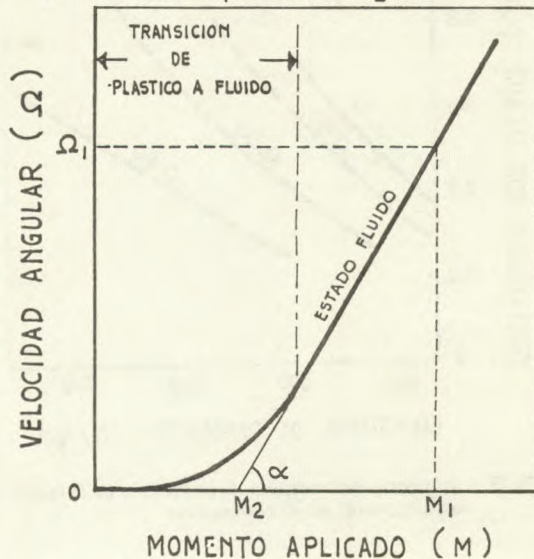
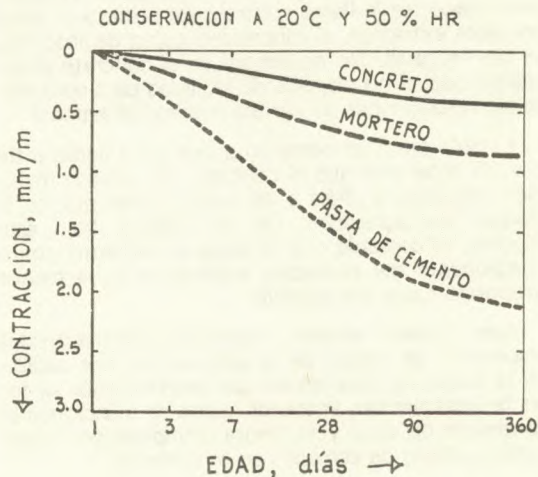


Fig. 1.- Comportamiento reológico de la pasta de cemento como fluido de tipo Bingham

Fig. 2.- Contracción por secado comparada de concreto, mortero y pasta de cemento



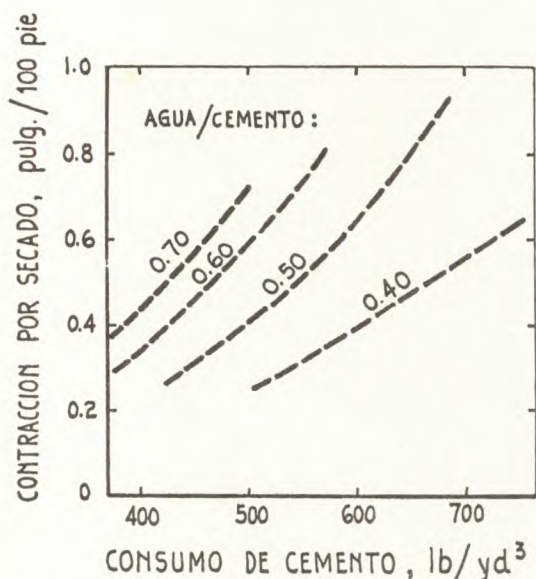


Fig. 3.- Influencia del consumo de cemento y de la relación agua/cemento en la contracción

confinado por los moldes. Al cesar la vibración, la mezcla ya compactada recupera su rigidez inicial, quedando así dispuesta para iniciar el proceso de fraguado y endurecimiento.

Por otra parte, la pasta de cemento es la principal responsable de los cambios de volumen que ocurren en el concreto, tanto en su estado fresco como endurecido. De estos cambios, el más importante es la contracción por secado, que se denomina así por su aparente coincidencia con la pérdida de agua en el concreto. Cuando se manifiesta en el concreto aún fresco, se le llama contracción plástica y, salvo en casos extremos, el concreto es capaz de absorberla sin fisurarse. No ocurre así en el concreto endurecido que, si no dispone de facilidad para contraerse sin restricciones, se agrieta irremediablemente.

La sola pasta de cemento puede contraerse entre 5 y 15 veces más que el concreto (5), cuya contracción reducida se debe a las restricciones que en él ejercen los agregados. De tal manera, bajo este aspecto, es deseable que la pasta de cemento, como componente del concreto, intervenga en la menor proporción que sea posible.

Aun cuando existen opiniones controvertidas respecto a las causas de la contracción por secado en la pasta, se coincide en que determinados factores la incrementan, entre los cuales se mencionan el contenido de agua y la finura, composición y consumo unitario de cemento en el concreto.

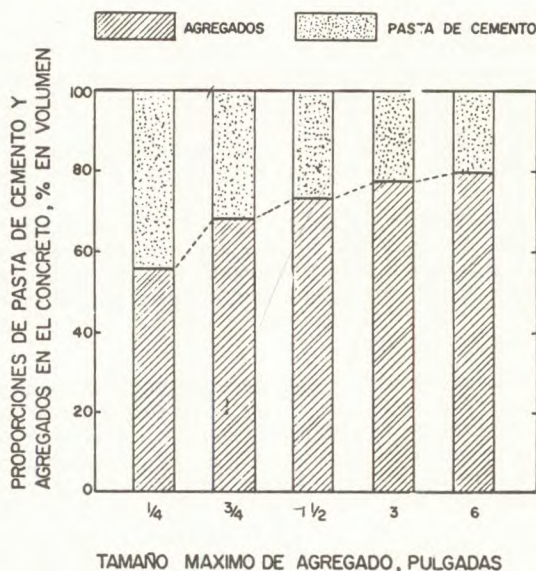


Fig. 4.- Influencia del tamaño máximo del agregado sobre el requerimiento de pasta en el concreto

La contracción de una pasta con relación agua/cemento = 0.56 puede ser 50% mayor que la de otra con agua/cemento = 0.40. Los cementos con mayor finura y más aluminato tricálcico parecen conducir a una contracción más fuerte en la pasta. En cuanto al consumo unitario de cemento en el concreto, si éste aumenta también aumenta la proporción unitaria de pasta en el mismo concreto y, no obstante que la relación agua/cemento disminuya y la resistencia se incremente, la contracción del concreto también aumenta. Como consecuencia, para reducir la probabilidad de contracción, es conveniente especificar mezclas de concreto cuyo contenido de cemento sea tan bajo como resulte compatible con el cumplimiento de las especificaciones de resistencia de la obra (5).

Para ilustrar lo anterior, en la Fig 2 (6) se muestra la comparación de las contracciones por secado de la pasta de cemento, el mortero y el concreto, para unas condiciones determinadas. La Fig 3 (7) pone de manifiesto la influencia de la relación agua/cemento y del consumo unitario de cemento sobre la contracción por secado del concreto.

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

El concreto endurecido puede ser considerado como un material de dos fases, compuesto por partículas de grava embebidas en una matriz de mortero, si se acepta que ambas fases son homogé-

neas e isotrópicas. Del mismo modo, el mortero y la pasta de cemento parcialmente hidratada pueden ser considerados como materiales de dos fases.

De esta manera, el comportamiento reológico del material, sea éste pasta, mortero o concreto endurecido, depende no solamente del comportamiento propio de cada fase sino también de su interacción. En el caso del concreto, el modelo más aplicado para su análisis lo identifica como un material con un alto porcentaje de partículas gruesas, las cuales tienden a ser esféricas, distribuidas con uniformidad en una matriz de mortero razonablemente homogénea, compuesta de partículas menores embebidas en pasta de cemento.

Sin embargo, existen numerosas situaciones que invalidan esta concepción teórica del concreto. Las gravas no siempre se encuentran uniformemente rodeadas de mortero, sobre todo cuando se emplea granulometría discontinua, ni su forma tiende a ser esférica cuando se produce por trituración. Asimismo, una compactación deficiente o la presencia de sangrado pueden originar la formación de macrovacíos, creándose diferentes condiciones de frontera entre el agregado grueso y la matriz de mortero.

Resulta entonces evidente la repercusión que tienen las características de los agregados en el comportamiento del concreto, lo cual se reconoce al aceptar que una misma pasta de cemento puede dar origen a concretos con muy diferentes características y propiedades, conforme se cambien los agregados.

Entre las características de los agregados que suelen repercutir de manera más significativa en las proporciones de la mezcla cuando ésta se diseña, pueden citarse el tamaño máximo, la composición granulométrica, la forma de las partículas y su textura superficial.

En la práctica, es dable influir en la selección del tamaño máximo y en la composición granulométrica de la grava, si ésta se divide en dos o más fracciones. También existe alguna probabilidad de influir en la granulometría de la arena combinándola con otra y, en cuanto a la forma de las partículas, si éstas son trituradas mediante una acertada selección del equipo de trituración. No suele existir posibilidad de ejercer influencia en la textura superficial de las partículas, por ser ésta una característica propia de las diferentes rocas, del modo cómo se fragmentaron y del acarreo sufrido antes de depositarse, en el caso de agregados naturales.

De manera general, cuando se diseñan mezclas de concreto, es conveniente manejar estos aspectos con los siguientes criterios operativos:

1. El tamaño máximo y la composición granulométrica de la grava deben seleccionarse con

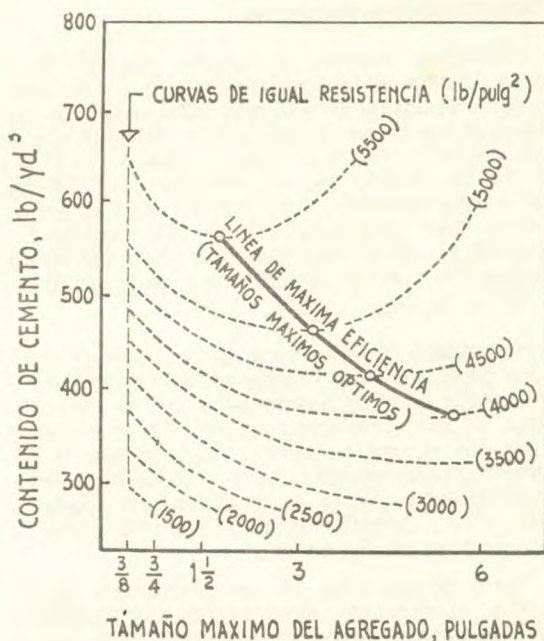


Fig. 5.- Influencia del nivel de la resistencia en el tamaño máximo óptimo del agregado

base a resultados comparativos obtenidos sobre algunas mezclas de prueba, tomando en cuenta la granulometría de los agregados disponibles, las características geométricas y de refuerzo de las estructuras, las aptitudes y capacidades de los equipos accesibles para el mezclado, transporte y colocación del concreto y, finalmente, el nivel de la resistencia requerida.

2. Los efectos adversos producidos por una granulometría inadecuada en la arena o por una forma deficiente de las partículas de grava pueden llegar a minimizarse incrementando el contenido unitario de mortero y/o de pasta de cemento en el concreto. También puede intentarse el uso de un aditivo plastificante que incluya aire.
3. La falta de manejabilidad y tendencia al sangrado, que suelen presentarse con agregados de textura superficial áspera, también pueden reducirse a límites tolerables aumentando el contenido unitario de pasta de cemento y/o con el uso de un agente inclusor de aire.

A continuación se describen algunas tendencias normales en cuanto a los efectos que pueden esperarse en el concreto como resultado de variaciones en las mencionadas características de los agregados.

Tamaño máximo de la grava

Conforme aumenta el tamaño máximo de la grava, disminuye la superficie específica y el contenido de vacíos de los agregados. Consecuentemente, también disminuye la proporción de pasta que se requiere en el concreto, según se observa en la Fig 4 (7). De acuerdo con esta tendencia, si la calidad de la pasta gobierna la del concreto, debe ser conveniente, por economía y por baja contracción, emplear el tamaño más grande de grava que resulte compatible con las características de la estructura y de los equipos.

El concepto anterior tiene validez limitada, debido al papel que juega la adherencia entre la pasta y el agregado en el comportamiento del concreto bajo carga. Si se define como tamaño máximo óptimo aquél con el cual se logra la mayor eficiencia del cemento, existe evidencia de que, conforme aumenta la resistencia requerida en el concreto, tiende a disminuir el tamaño óptimo, según se pone de manifiesto en la Fig 5 (8).

Como consecuencia de esta limitación, puede decirse en términos generales que, para concretos con resistencias requeridas de hasta 300 kg/cm² aproximadamente, es válido el criterio de emplear el tamaño más grande de grava que sea compatible con las condiciones de aplicación del concreto. Para resistencias más altas es recomendable efectuar algunas pruebas con los agregados disponibles, con objeto de definir el tamaño máximo más conveniente para las condiciones dadas.

Otra limitación como la precedente se refiere a los concretos que se diseñan por flexión, como en el caso de los pavimentos rígidos. En este caso también existe alguna evidencia en el sentido de que, para una determinada relación agua/cemento, la resistencia a flexión disminuye al aumentar el tamaño máximo del agregado.

Granulometría de la grava

Con frecuencia se considera que si se asegura la participación del agregado grueso en una proporción adecuada dentro del concreto, su distribución intrínseca de tamaños no ejerce influencia significativa en los resultados. Esta consideración es suficientemente aceptable mientras sólo se requiera que el concreto tenga una determinada resistencia a la compresión, principalmente si ésta no es demasiado alta.

Aunque no existe un procedimiento generalmente aceptado para establecer la "granulometría ideal" del agregado grueso, suelen prevalecer dos tendencias, según se pretenda una granulometría continua o discontinua, como se comparan esquemáticamente en la Fig 6.

En las curvas de granulometría continua, por lo general con tendencia parabólica, se fomenta el incremento proporcional de partículas a medida que aumenta su tamaño, tratando de buscar un efecto de "rodamiento", que redunde en beneficio de la manejabilidad del concreto. Esta tendencia suele encontrarse en los "husos granulométricos" contenidos en algunas especificaciones como la ASTM C 33 (9).

La granulometría discontinua consiste en suprimir partículas en un determinado intervalo dimensional, haciendo una selección adecuada, para que las partículas menores puedan ser "empacadas" durante la compactación del concreto en los intersticios de las partículas mayores, con lo cual puede lograrse una masa más compacta y más resistente a esfuerzos de compresión. En este caso, al contrario que con la granulometría continua, las mezclas resultan poco trabajables por la interferencia de partículas y se requiere más energía para su compactación.

Sin pretender generalizar, puede considerarse razonablemente adecuado el criterio de tender a utilizar un agregado grueso continuamente graduado para los usos normales del concreto en obra y estimar la posibilidad del empleo de granulometría discontinua para elementos de concreto de muy alta resistencia, colados en condiciones que permitan garantizar su completa y eficiente compactación.

* El área entre las curvas límites de granulometría.

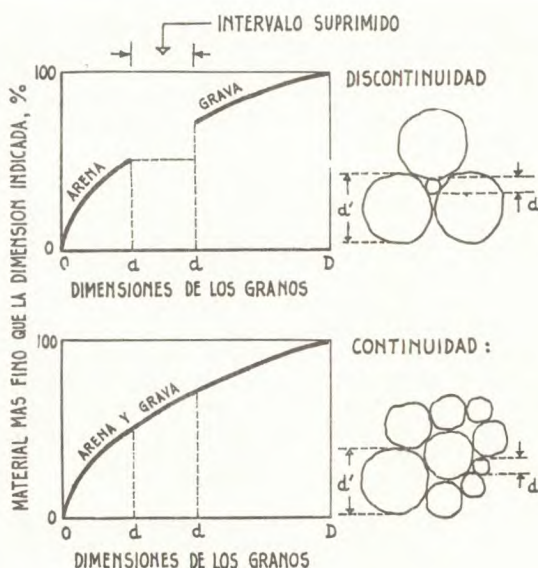


Fig. 6.- Comparación gráfica de la granulometría continua y discontinua en los agregados

Granulometría de la arena

La composición granulométrica de la arena suele identificarse por su módulo de finura, como se define en la especificación ASTM C 33 (9), considerando que un módulo de finura menor de 2.30 es representativo de una arena demasiado fina y uno mayor de 3.20 como correspondiente a una demasiado gruesa.

Aun cuando el módulo de finura no da una medida precisa de la verdadera distribución de tamaños en la arena, en la práctica resulta útil y algunos métodos de diseño de mezclas, como los del ACI mencionados al principio, lo utilizan como dato importante.

El requerimiento de pasta en el concreto puede estar relacionado con la granulometría de la arena pero, tal como se observa en la Fig 7 (7), el efecto en ese sentido puede minimizarse si se determina experimentalmente el contenido óptimo de la arena disponible, ya sea que ésta sea fina o gruesa, pero dentro del intervalo granulométrico aceptable.

En los casos en que se requiere trabajar con arenas demasiado gruesas, puede resultar de utilidad el empleo de un agente inclusor de aire, porque las "partículas neumáticas" incluidas pueden actuar como compensatorias de las finas que faltan en la arena. En estas circunstancias resulta conveniente hacer el ajuste necesario en el contenido original de arena, considerando que aproximadamente el 50% del aire incluido pasa a formar parte de ésta.

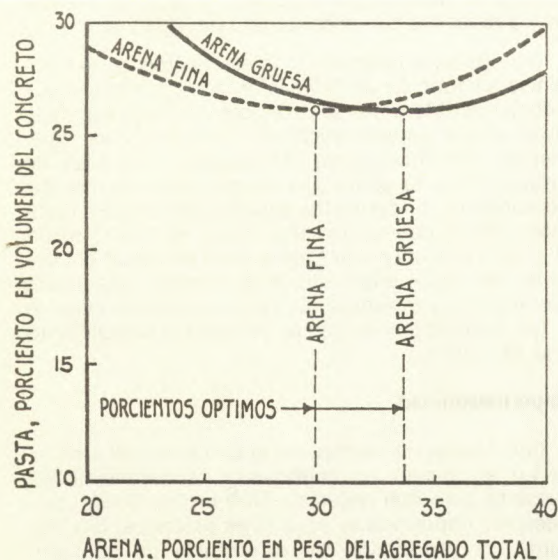


Fig. 7.- Influencia de la granulometría de la arena en su proporción óptima, que requiere menos pasta

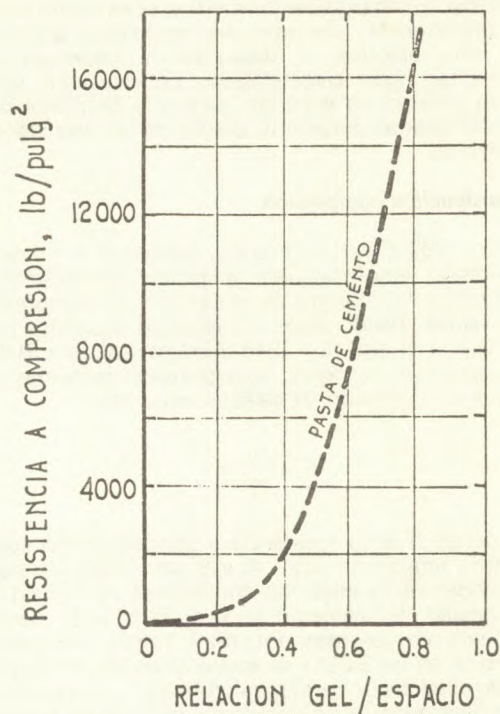


Fig. 8.- Influencia de la relación gel/espacio de la pasta de cemento en la resistencia del mortero

Asimismo es necesario ajustar la relación agua/cemento, para tomar en cuenta la disminución de resistencia que el aire incluido suele producir.

REQUISITOS DEL CONCRETO ENDURECIDO

La primera cualidad que se apreció en el concreto desde sus principios fue su aptitud para resistir esfuerzos de compresión, de lo cual derivó tal vez la costumbre de comprobar únicamente esta propiedad como medida de su calidad. Al difundirse y diversificarse la aplicación del concreto se le reconocieron también limitaciones, tales como su reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión y su tendencia a contraerse con el tiempo. La primera se pudo superar con el uso del acero de refuerzo y la segunda dió origen a los llamados cementos expansivos.

Posiblemente respaldada por relaciones de dependencia entre la resistencia a compresión y otras

propiedades deseables, la costumbre de comprobar principalmente la calidad del concreto mediante pruebas a compresión prosperó y se extendió hasta el presente. No obstante, sin detrimento aparente de esta práctica, se desarrolló la necesidad de fomentar otras características convenientes, para cuya satisfacción deberían adoptarse las precauciones necesarias durante el diseño de las mezclas de concreto.

Resistencia a compresión

En 1892 Feret, en Francia, estableció la primera expresión empírica para relacionar la resistencia mecánica del mortero de cemento y su proporción de vacíos, siendo éstos los espacios ocupados por el agua y el aire. En 1918 Abrams, en los EEUU, introdujo el concepto agua/cemento mediante su conocida expresión de carácter empírico:

$$S = \frac{A}{B^x}$$

en donde S es la resistencia a compresión del concreto a una cierta edad, A y B son constantes que dependen de la edad, las condiciones de trabajo y la calidad del cemento y x es la relación agua/cemento en volumen. En 1923 Talbot y Richart, también en los EEUU, se apoyaron en los conceptos desarrollados por Feret para proponer una expresión que determina la resistencia en términos de la relación cemento/espacio, que equivale al volumen sólido de cemento entre el volumen de los vacíos en la pasta.

En la actualidad se reconoce que la resistencia de la pasta (y del concreto) es un atributo del gel que resulta de la hidratación del cemento. La resistencia propia del gel es una característica intrínseca que varía poco por efecto de los cambios de composición en el cemento, de modo que la resistencia de la pasta en un momento dado más bien depende de la concentración del gel por unidad de volumen de pasta que exista en ese momento. Al considerar la resistencia en función de los productos de hidratación existentes en el volumen total de la pasta, se inhibe la influencia que ejercen los cambios de composición del cemento, de las condiciones de temperatura y humedad y de otros aspectos que suelen limitar la aplicación de la relación agua/cemento de manera general. En la Fig 8⁽¹⁹⁾ se muestra la forma como varía la resistencia del mortero a compresión en función de la llamada relación gel/espacio de la pasta.

Este comportamiento confirma que la resistencia de la pasta, el mortero y el concreto, como en el caso de otros materiales, está gobernada por el concepto de porosidad, esto es, la proporción de volumen sólido presente en un cierto espacio total

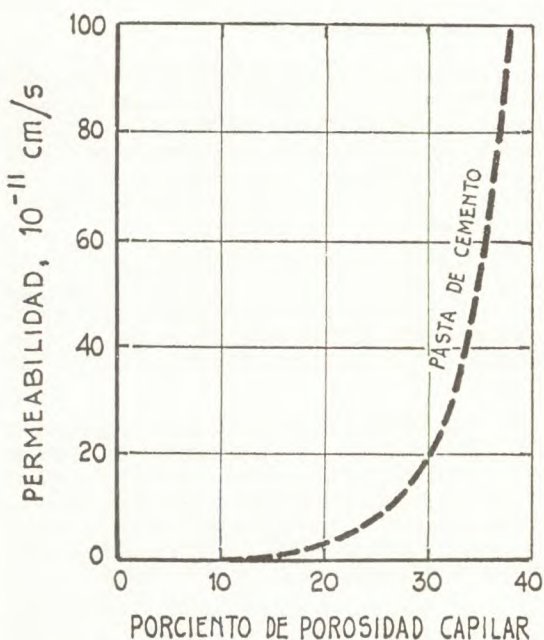


Fig. 9.- Influencia de la porosidad capilar en la permeabilidad de la pasta de cemento

disponible. De acuerdo con ello, la resistencia tiende a incrementarse con el consumo unitario de cemento y a reducirse con el contenido de agua y aire.

No obstante lo anterior, la estimación de la resistencia en función de la relación agua/cemento sigue siendo factible si no se producen cambios significativos en las características del cemento y se reglamentan las condiciones de curado y la edad de prueba. Para su aplicación en el diseño de mezclas de concreto, el concepto agua/cemento suele complementarse con la llamada "regla de Lyse" según la cual, para unos materiales determinados, el consumo de agua requerido para obtener una cierta consistencia permanece aproximadamente constante y es independiente de la relación agua/cemento que se utilice.

Impermeabilidad

Con frecuencia se supone que teniendo el concreto en sí mismo un coeficiente de permeabilidad bastante bajo (del orden de 10⁻⁸ cm/s), puede considerarse impermeable para fines prácticos. Sin embargo, la proporción de estructuras de concreto que requieren de la aplicación de recubrimientos superficiales para hacerlas verdaderamente impermeables es considerable.

Aunque la mayoría de las veces estas manifestaciones de permeabilidad son relacionables con fisuras o defectos de construcción, es conveniente tener presentes ciertas precauciones cuando se diseña una mezcla de concreto, si se pretende aplicarla en una estructura que vaya a estar en contacto con agua.

La impermeabilidad del concreto es importante no solamente para impedir el paso del agua sino también para proteger adecuadamente al acero de refuerzo contra la corrosión, principalmente cuando existe un medio ambiente o de contacto con carácter corrosivo, como ocurre en las estructuras para obras marítimas.

Tal como se indica en la Fig 9 ⁽¹⁰⁾, la permeabilidad de la pasta de cemento está relacionada con su porosidad y, como ésta depende de la relación agua/cemento, resulta entonces que esta relación gobierna también la impermeabilidad del concreto. En la Fig 10 ⁽⁷⁾ se indica el tipo de dependencia que suelen presentar la resistencia y la permeabilidad del concreto con respecto a su relación agua/cemento.

Conforme a lo anterior, para lograr un concreto que sea prácticamente impermeable, debe usarse una relación agua/cemento suficientemente baja (menor de 0.5), debe procurarse la máxima compactación de la mezcla y debe mantenerse el concreto húmedo durante un período inicial adecuado (no menor de 14 días), para que el cemento se hidrate normalmente.

Durabilidad

La durabilidad del concreto es una propiedad bastante ligada a su impermeabilidad. Por ello, suele recomendarse el empleo de una relación agua/cemento no mayor de 0.45 cuando las condiciones de exposición y servicio de la estructura hacen temer por su durabilidad.

En países de climas muy fríos, la durabilidad del concreto expuesto a la intemperie se relaciona más bien con su aptitud para resistir los efectos de la congelación y el deshielo. En estos casos, es requisito normal especificar el uso de un agente incluser de aire para el diseño y aplicación de las mezclas de concreto, ya que las pequeñas burbujas de aire incluido proporcionan una adecuada defensa contra los efectos de la congelación del agua en el interior del concreto endurecido. Para que el contenido de aire sea eficaz en este sentido, pero que no ocasione excesiva pérdida de resistencia, el aditivo debe dosificarse de manera de lograr entre 7 y 9% de aire en la fracción mortero del concreto.

La durabilidad del concreto también puede ser afectada por reacciones químicas indeseables, en las que interviene el cemento. Por ejemplo, en presencia de una alta concentración de sulfatos, éstos pueden reaccionar con el aluminato tricálcico del cemento para formar sulfoaluminato, cuya formación se acompaña de expansiones que pueden reventar al concreto. La medida de protección adecuada contra este riesgo, en la etapa del diseño de las mezclas, consiste en seleccionar un cemento que,

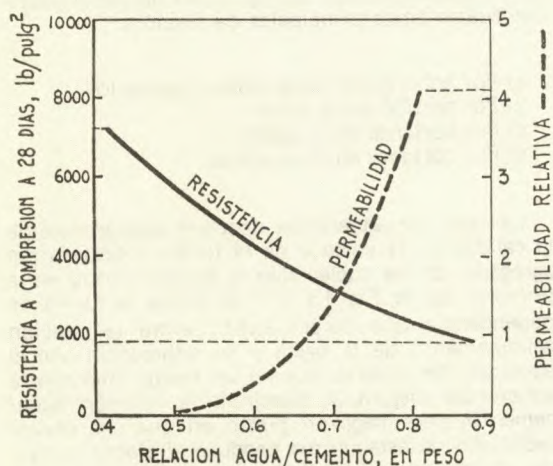


Fig. 10.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia y permeabilidad del concreto

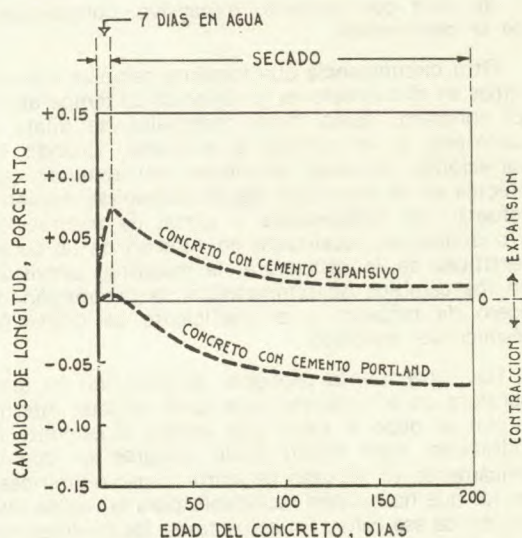


Fig. 11.- Cambios de longitud por secado en concretos con cementos Portland y expansivo

como el tipo V, posea bajo contenido de aluminato tricálcico.

Otra reacción indeseable es la que a veces se produce entre cierto tipo de sílice contenida en algunos agregados y los álcalis del cemento. En este caso, el medio más efectivo de prevención consiste en seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis totales sea inferior a 0.60%. También suele ser útil el empleo de un material puzolánico que sea realmente eficaz para inhibir dicha reacción, cuyos efectos también se manifiestan en el concreto como reventones causados por expansión interna.

Estabilidad volumétrica

Según se mencionó al tratar el comportamiento de la pasta de cemento, ésta es responsable de los cambios volumétricos del concreto conocidos como contracción por secado. En consecuencia, una buena manera de limitarlos consiste en diseñar mezclas con el mínimo contenido de pasta que sea compatible con la obtención de los otros requisitos del concreto. No obstante, en ciertas estructuras como los pavimentos de concreto hidráulico, que son más susceptibles a los efectos de la contracción por secado, esa forma de limitar la pasta no siempre resulta suficiente para evitar el agrietamiento.

Esta circunstancia ha dado cierto impulso al empleo de cementos expansivos en ese tipo de estructuras, con cuya utilización se logra compensar la contracción y evitar las fisuras correspondientes. En la Fig 11 (7) se muestra la comparación de las contracciones y expansiones de un concreto normal y de otro con cemento expansivo, compensador de la contracción.

Otra circunstancia que fomenta cambios volumétricos en el concreto es la variación de temperatura. El concreto, como otros materiales, se dilata al calentarse y se contrae al enfriarse. Cuando las variaciones térmicas provienen del exterior, sus efectos en la estructura deben prevenirse mediante refuerzo de temperatura y juntas de contracción y/o dilatación, localizadas en función de las características de la estructura, la magnitud previsible en los cambios de temperatura, la proporción de acero de refuerzo y el coeficiente de dilatación térmica del concreto.

Hay otra fuente probable de elevación de temperatura en el concreto, que es de carácter interno y que se debe al calor que genera el cemento al hidratarse. Este hecho suele tomarse en cuenta únicamente en el caso de estructuras voluminosas, en las que no existen facilidades para la rápida disipación de ese calor. En estos casos, las medidas más inmediatas de prevención consisten en reducir al mínimo posible el consumo unitario de cemento y en seleccionar uno que genere menos calor al

hidratarse, como el Portland tipo II, que es de moderado calor de hidratación. También puede resultar conveniente el empleo de un buen material puzolánico, ya que las reacciones químicas en que interviene generan menos calor que las relativas al cemento. En situaciones extremas, se acude al preenfriamiento del concreto fresco y/o al post-enfriamiento del concreto endurecido.

Resistencia a tensión

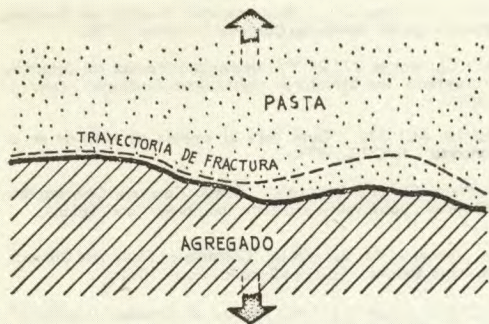
Debido a que el concreto tiene una capacidad bastante mayor para resistir los esfuerzos de compresión que los de tensión, y dado que en cualquier condición de carga suelen estar presentes ambos, la falla del concreto casi siempre está asociada, en última instancia, con una falla por tensión. Esta situación es particularmente válida para estructuras en las que las condiciones de carga son a flexión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico, en donde el diseño de las mezclas se realiza con la finalidad de obtener una cierta resistencia a tensión por flexión.

En el desarrollo de la resistencia a tensión, las características de forma y textura de los agregados juegan un papel importante, dado que las variaciones en éstas pueden originar diferencias notables en las condiciones de frontera entre los agregados y la pasta y, consecuentemente, en su interacción cuando el concreto es sometido a esfuerzos de tensión.

Si el concreto se hace trabajar a flexión hasta la falla, se producen fracturas en la vecindad del contacto pasta-agregado, que pueden ser del tipo de falla por tensión o por cortante, según se indica esquemáticamente en la Fig 12, en donde se destacan cuatro tipos principales de fractura:

- a) Por adherencia entre pasta y agregado
- b) Por tensión en la pasta
- c) Por cortante en la pasta
- d) Por cortante en el agregado

La falla por adherencia depende básicamente de la calidad de la pasta y de la forma y textura del agregado, de las cuales sólo es factible influir en la primera. En la Fig 13 (11) se indica la forma de dependencia que parece existir entre la relación agua/cemento de la pasta y su adherencia con el agregado. Se observa que en un cierto intervalo la adherencia mejora al disminuir la relación agua/cemento, pero llega un punto en que una mayor reducción de esta última produce el efecto contrario. Asimismo, la falla de la pasta por tensión o por cortante debe depender de su relación agua/cemento, de un modo similar a como ésta influye en su resistencia a la compresión.



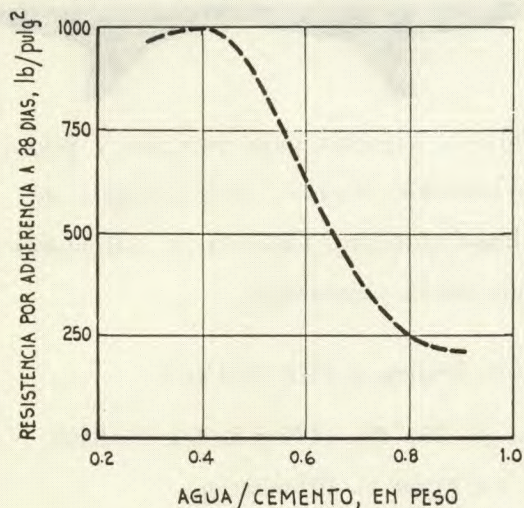
A) FALLA PRODUCIDA POR TENSION



B) FALLA PRODUCIDA POR CORTANTE

Fig. 12.- Tipos comunes de fractura en la zona de falla agregado-pasta de cemento

Fig. 13.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la adherencia agregado-pasta de cemento



En la falla del agregado por cortante suelen influir su calidad, forma y tamaño máximo. Las partículas de formas redondeadas generalmente producen fallas por adherencia y no por cortante, debido a la regularidad de las superficies, sin la presencia de protuberancias que puedan representar planos de debilidad.

Como se indica en la Fig 14 (11), existe alguna evidencia en el sentido de que el aumento de tamaño máximo en el agregado produce cierta disminución en la resistencia por cortante entre éste y la pasta. Esta observación parece confirmar la conveniencia indicada con anterioridad, en el sentido de limitar el tamaño máximo del agregado, por consideraciones de esta naturaleza, cuando las mezclas de concreto se diseñan por flexión.

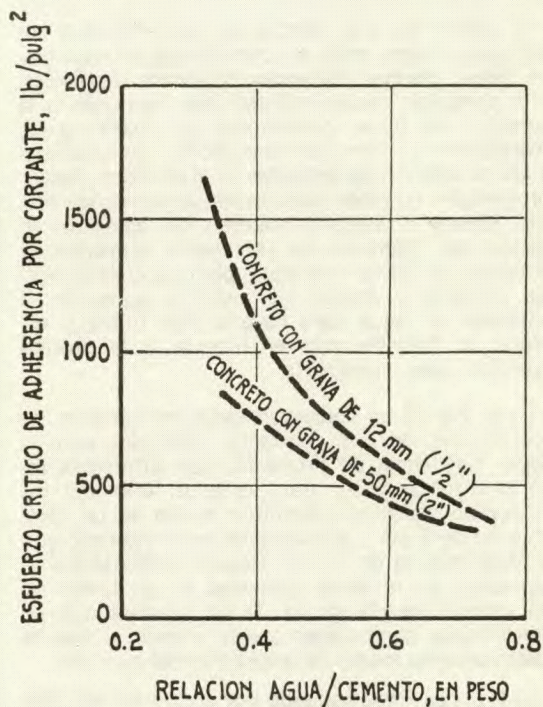
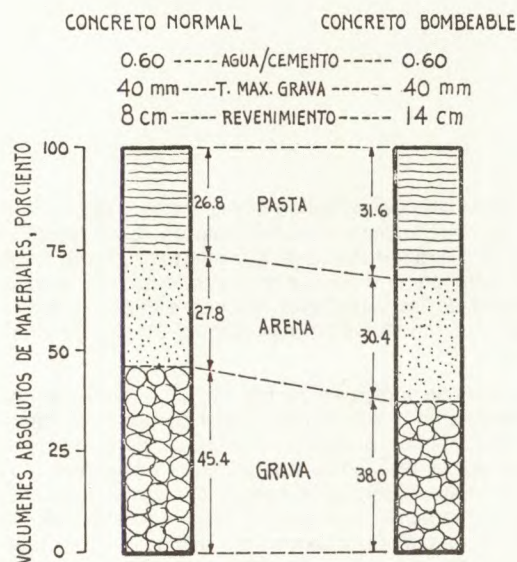


Fig. 14.- Influencia del tamaño máximo de grava en la adherencia por cortante agregado-pasta



CONCRETO BOMBEADO

El diseño de una mezcla de concreto para ser bombeada, sobre todo en condiciones en que hay que salvar grandes distancias o fuertes desniveles, suele presentar requerimientos que conducen a la necesidad de hacer concesiones en cuanto a las propiedades del concreto endurecido, en beneficio de las características deseables en el concreto fresco. Por ejemplo, en estos casos es frecuentemente necesario limitar el tamaño máximo del agregado en función del diámetro de la tubería, aumentar el contenido de arena y de pasta para hacer la mezcla más cohesiva y menos segregable y aumentar el contenido de agua para hacerla más fluida y así reducir la fricción con la tubería y la presión requerida para conducirla.

En la Fig 15 se comparan esquemáticamente las proporciones de dos concretos diseñados para la misma resistencia de proyecto, con diferentes requerimientos para ser transportados: uno con los equipos normales que permiten el uso de un revenimiento de 8 cm y el otro para ser bombeado con un revenimiento de 14 cm. Resulta evidente que la aceptación de criterios opuestos en el diseño de esta última mezcla deriva de las ventajas que en determinadas condiciones puede ofrecer el uso de la bomba como medio de colocación del concreto.

La Práctica Recomendada por el Comité ACI 304 ⁽¹²⁾ es también una referencia útil para el diseño de mezclas de concreto bombeable.

REFERENCIAS

1. ACI Committee 211.1, "Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal and Heavyweight Concrete", Detroit, 1974.

2. ACI Committee 211, "Recommended Practice for Selecting Proportions for No-Slump Concrete", Detroit, 1974.
3. ACI Committee 211.2, "Recommended Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete", Detroit, 1969.
4. Comité ACI 212, "Guía para el empleo de aditivos en el concreto", IMCYC, 1974.
5. Portland Cement Association, "Basic Concrete Construction Practices", John Wiley and Sons Inc., New York, 1975.
6. M. Venuat et M. Papadakis, "Contrôle et Essais des Ciments, Mortiers, Bétons", Editions Eyrolles, Paris, 1961.
7. ACI Committee 311, "ACI Manual of Concrete Inspection", Publication SP-2, Detroit, 1975.
8. U.S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", Eighth Edition, Washington, 1975.
9. ASTM Designation C 33, "Standard Specification for Concrete Aggregates", Philadelphia, 1975.
10. Powers, T. C., "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal of American Ceramic Society, Jan., 1958.
11. Alexander, K. M., Wardlaw, J., and Gilbert, D. J., "Aggregate Cement Bond, Cement Paste Strength and the Strength of Concrete", Proceedings of International Conference on the Structure of Concrete, Cement and Concrete Association, London, 1966.
12. Comité ACI 304, "Colocación del concreto por métodos de bombeo", IMCYC, 1974.

COPRESA

Polines. Viguetas para entrepiso y pilotes pretensados. Puentes, silos, Tanques de Almacenamiento, Cubiertas y estructuras Industriales postensadas.

Procedimientos FREYSSINET

5a. Av. Nte. No. 1439 S.S. Tel. 25-8408

Nueva Planta en Urbanización

Industrial Maquilishuat (Antiguo Cuscatlán)