

ESTUDIO DEL CONCRETO POR ULTRASONIDOS.

Una vez calibrado el equipo de ultrasonido, se efectuó un control masivo de todas las columnas en todos los pisos y de gran parte de las estructuras de los Sistemas A y B. Se efectuaron un total de 1.500 registros tendientes a controlar resistencia y detectar posibles fisuras internas.

Los resultados fueron muy satisfactorios, no se registraron resistencias inferiores a 316 kg/cm² (4.500 psi.). No se detectaron fisuras.

Particularmente interesante fue la aplicación de ultrasonido a la viga de fachada del Sistema B que fue más severamente expuesta al fuego. Se efectuaron registros cruzados según las diagonales, a todo lo largo de la viga. Los registros resultaron absolutamente homogéneos sin indicar diferencia alguna entre un sentido y su perpendicular, lo cual habría sido índice de anomalías en funcionamiento a esfuerzos diagonales.

CONTROL DE LAS FUERZAS DE TENSIONAMIENTO ACTUALES DE LOS CABLES TENSIONADOS.

Se construyó el aparato mostrado en la Figura 12 para medir la fuerza de tensionamiento en los cables mediante el registro de la fuerza necesaria para producir cierta deflexión en el cable mismo. Se hicieron aplicaciones en la viga de fachada del piso 19, en las vigas cantilever, en varias viguetas y en la placa de cubierta localizada sobre las cerchas metálicas prácticamente destruidas por el fuego.

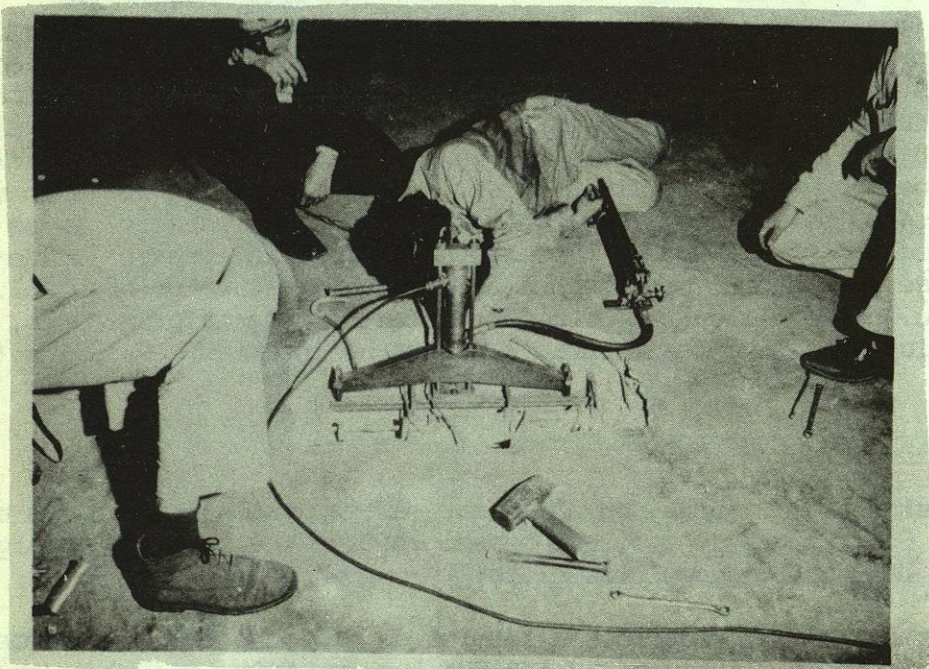


Fig. 12.- Aparato construido para medir la tensión en los cables de las vigas postensionadas.

Viga de Fachada.

Se demolió una zona de concreto, se destruyó el tubo flexible, se limpió el concreto de la inyección hasta dejar 2 torones al descubierto. En ese punto el fuego había destruido el recubrimiento y el tubo flexible había quedado parcialmente expuesto. Cada tendón había sido tensionado a 15,120 kg (28.000 lbs.) de indicación de manómetro, y teniendo en cuenta las pérdidas iniciales por bloqueo de anclaje, las de fricción y las pérdidas varias en el transcurso del tiempo debía registrarse una fuerza mínima de 10,800 kg (20.000 lbs.) por torón para cumplir con las hipótesis de diseño. Se registró una fuerza de 12,960 kg (24.000 lbs.).

Vigas Cantilever.

Se aplicó el mismo tratamiento descubriendo los torones.

En este caso, también, cada torón había sido tensionado a 15,120 kg (28.000 lbs.) de manómetro para lograr una fuerza, en el sitio del ensayo, a tiempo infinito y hechas todas las deducciones, de 9,450 kg (17.500 lbs.) mínimo. Este valor es menor que el correspondiente señalado antes para las vigas de fachada ---- 10,800 kg (20.000 lbs.), en cuanto las pérdidas por fricción son aquí afectadas por una curvatura total de + 25° muy superior a la de las vigas de borde. Los registros fueron: en un caso 9.610 kg (17.800 lbs.) y en el otro 9.396 kg (17.400 lbs.). Estos ensayos, habiéndose practicado en las vigas de borde y cantilever más expuestas a fuego, demostraron que en estas estructuras el funcionamiento de los cables postensionados continuaba siendo satisfactorio.

Viguetas.

Para la prefabricación de estas viguetas los torones habían sido pretensionados en banco a 13,500 kg (25.000 lbs.). El diseño de las viguetas había sido hecho asumiendo una fuerza final a tiempo infinito del torón de 10,800 kg (20.000 lbs.). Sin embargo, se había sobrediseñado en forma tal que aún una fuerza tiempo infinito de 9,180 kg (17.000 lbs.) es aceptable para un buen funcionamiento estructural. Los registros de fuerzas actuales se hicieron demoliendo el flange inferior de las viguetas y parte del alma, hasta libertar un trayecto de torón de aproximadamente 61 cm (2 pies) de longitud. Los resultados fueron:

- En una vigueta fuertemente expuesta a fuego, con flange destruido, condiciones que se presentan en la obra solamente en dos casos, se registró una fuerza de 5,940 kg (11.000 lbs.).
- En una vigueta en condiciones medianas malas, como puede en primera aproximación considerarse que se encuentran el 20% de las viguetas de toda la obra, se registró una fuerza de 9,450 kg (17.500 lbs.).
- En una vigueta de condiciones similares que fue sometida al ensayo de carga, se registró una fuerza de 8,640 kg (16.00 libras).

Con base en estos resultados puede concluirse que el aspecto de los daños al concreto causados por el fuego, es índice bastante seguro y predominante de las condiciones de estabilidad. Cuando el concreto se presenta con aspecto aceptable, puede garantizarse que el acero de alta resistencia que contiene no ha sufrido en

forma importante ni en sus características mecánicas ni en su estado de tensión.

Placa de Cubierta.

Se efectuaron los registros para un cable longitudinal y uno transversal. -- El concreto en los dos sitios estaba bastante destruido y en el caso del cable longitudinal se había perdido el recubrimiento en forma tal que la coraza había quedado expuesta a la acción del fuego. Se trataba del único sitio en el cual se presentaba esta situación. Estos cables, formados por una combinación de 8 torones de 64 mm (1/4"), debía tener según diseño, una fuerza de 17,820 kg (33.000 lbs.). En el caso del cable con coraza expuesta al fuego se registró una fuerza de 15,660 kg (29.000 lbs.) y en el otro caso, en el cual seguía existiendo un recubrimiento de 25 mm (1"), se registraron 21,600 kg (40.000 lbs.).

Vale la pena señalar que en todos los casos en que se efectuaron estos registros a cables postensionados, siempre se encontró el torón en buenas condiciones, sin rastro alguno de oxidación.

PRUEBAS DE RESPUESTA DINAMICA.

La prueba de respuesta dinámica fue ideada y desarrollada por la oficina de Wiss Janney Elstner y Asociados de Chicago, y esta técnica ha sido usada con muy buenos resultados por esta oficina para valorar la integridad de estructuras deterioradas por diferentes causas. La teoría es sencilla: si un peso conocido se deja caer desde una altura determinada sobre un miembro estructural, este miembro se deflecta y vibra. Un sensor de desplazamiento y tiempo fijado al miembro estructural, mide la amplitud de la vibración, la frecuencia y las características de amortiguamiento de la vibración. Los cambios en las propiedades del material, área de sección, longitud del miembro, o cambios en las condiciones de soporte -- afectan la respuesta del miembro que es medida por el sensor de desplazamiento y tiempo. Por consiguiente, si fuego u otro tipo de deterioración causa algún daño al miembro estructural, la técnica de la respuesta dinámica refleja el grado de daño del miembro estructural. En el proyecto del Edificio Avianca, los pisos inferiores que no fueron sometidos al fuego, sirvieron de referencia para la medida cualitativa de los daños en los pisos afectados por el fuego.

Gracias a la combinación de pruebas dinámicas, pruebas de ultrasonido, y -- pruebas de los materiales estructurales, la posibilidad de reemplazo de los pisos estructurales se bajó de 75% a 30%.

Las pruebas de respuesta dinámica mostraron una reducción en la rigidez estructural de las viguetas prefabricadas, que combinado con fisuras presentaban -- una condición estructural delicada, a pesar de que pruebas mostraban fuerzas satisfactorias en los tendones de las viguetas prefabricadas. Por tal motivo, seis áreas de pisos de viguetas prefabricadas fueron escogidas para pruebas de carga. A pesar de que las pruebas demostraron suficiente capacidad de carga, también mostraban falta de continuidad en los soportes de las viguetas.

Los resultados de las pruebas de carga en las seis áreas críticas escogidas, redujeron la posibilidad de reemplazo de los pisos estructurales de 30% a un porcentaje final del 7%.

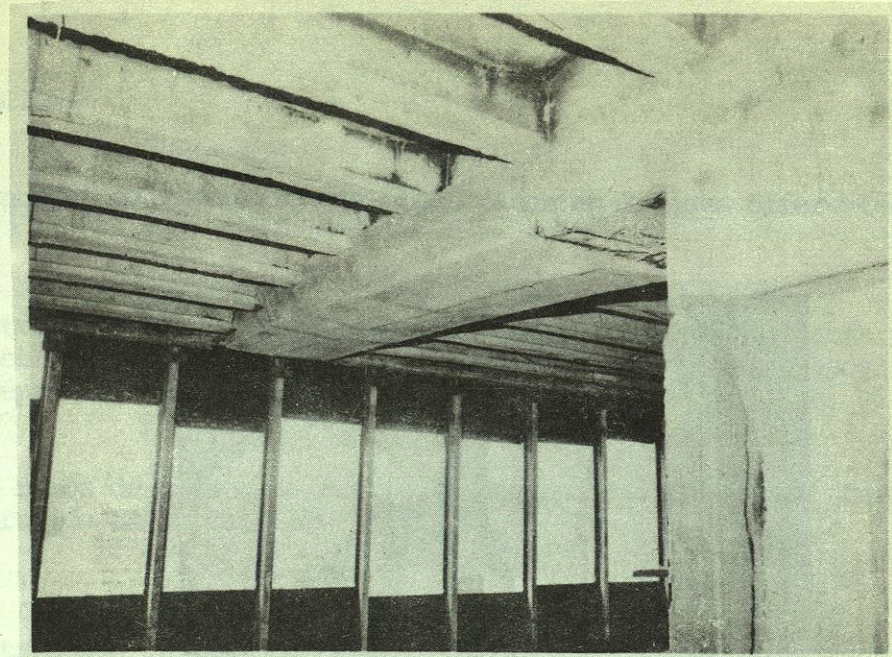


Fig. 13.- Reparación de una de las vigas de cantilever.

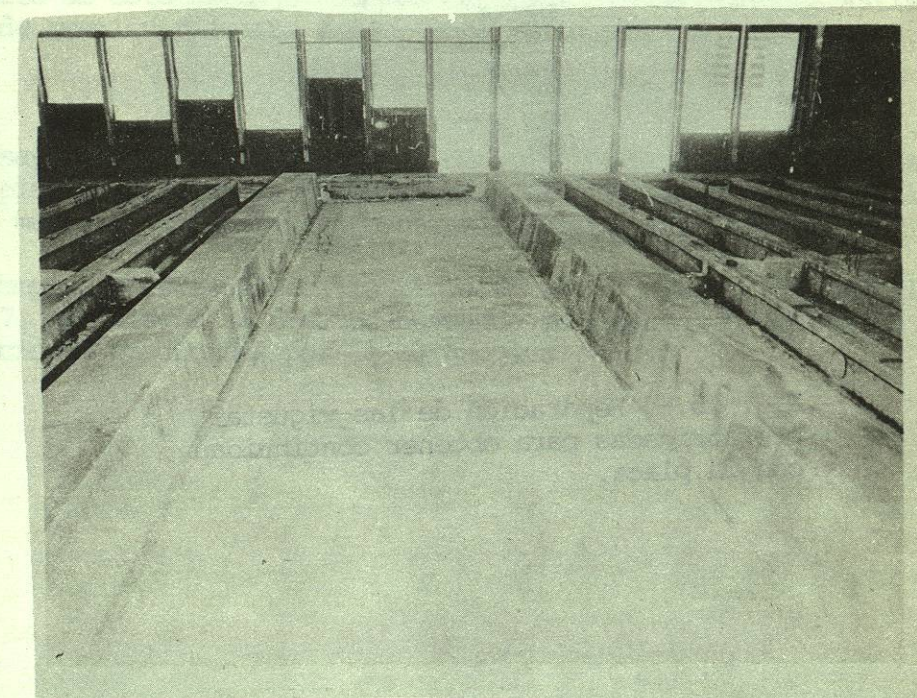


Fig. 14.- Reparación de una de las placas macizas.

5. REPARACION.

Los trabajos de reparación se organizaron en 3 fases diferentes:

Fase 1

Reconstrucción del recubrimiento en las zonas en que se había perdido. En algunos casos se aplicó simplemente como un relleno en otros casos fue colado "in situ." La superficie fue preparada con Colma Fix Primer de Sika, para mejorar adherencia.

En los casos de colado se realizó algún anclaje mecánico. La figura 13 muestra la reparación de un cantilever.

Fase 2

Reconstrucción de la zona central en placa maciza en los pisos típicos. La figura 14 ilustra el trabajo.

Primero se demolió el concreto de alrededor de las viguetas longitudinales que soportan la placa maciza central, tal como muestra la figura 15; luego se demolió total o parcialmente la placa y finalmente secoló quedando la reparación efectuada tal como muestra la figura 16.

El objeto de este trabajo, además de restituir condiciones satisfactorias locales, fue de restituir amarre de conjunto a los pisos y columnas.

Fase 3

Los ensayos de carga indicaron en general condiciones aceptables de estabilidad de las placas, pero una grande flexibilidad de las mismas lo cual implica condiciones no muy satisfactorias de habitabilidad.

Para compensar este defecto se proyectó el sistema de rigidez ilustrado en la figura 17. Su diseño se efectuó buscando de reducir al 50% de su valor actual las deformaciones producidas por la carga viva.

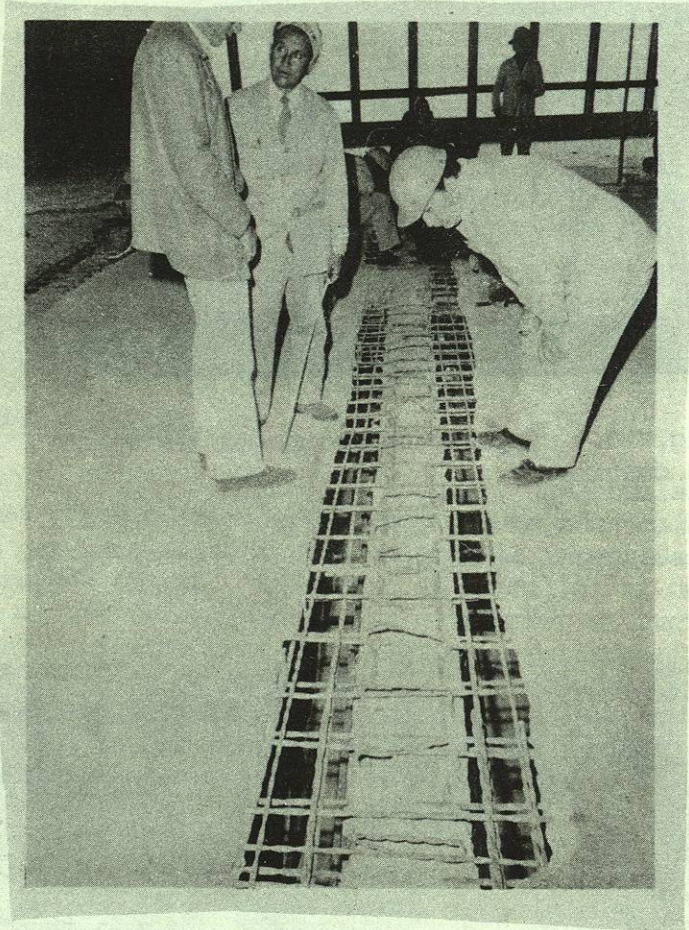


Fig. 15.- Reparación de las viguetas prefabricadas para obtener continuidad con la placa.

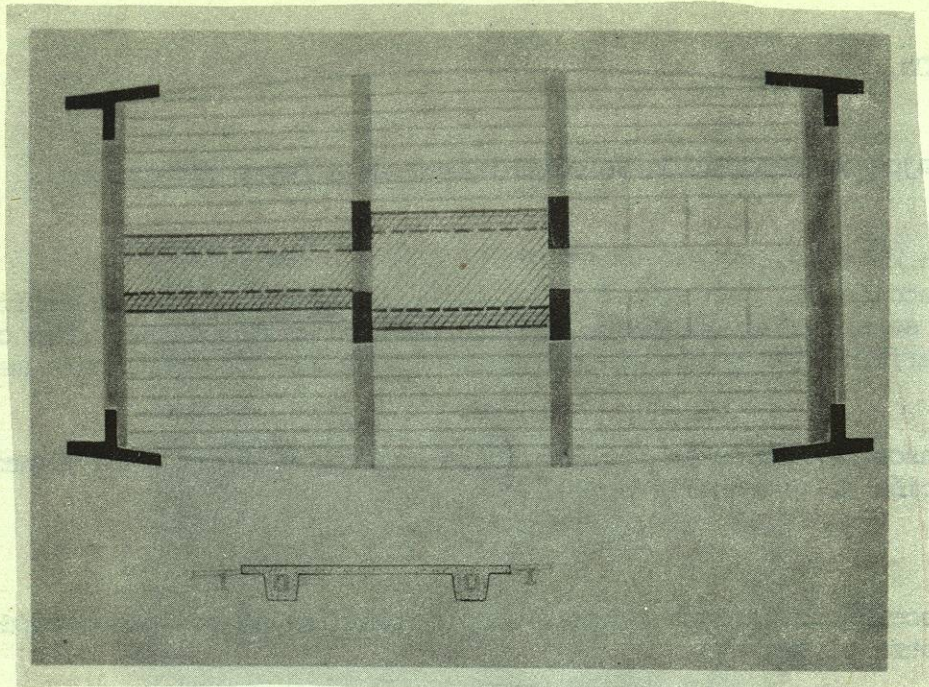


Fig. 16.- Reparación de la placa maciza central.

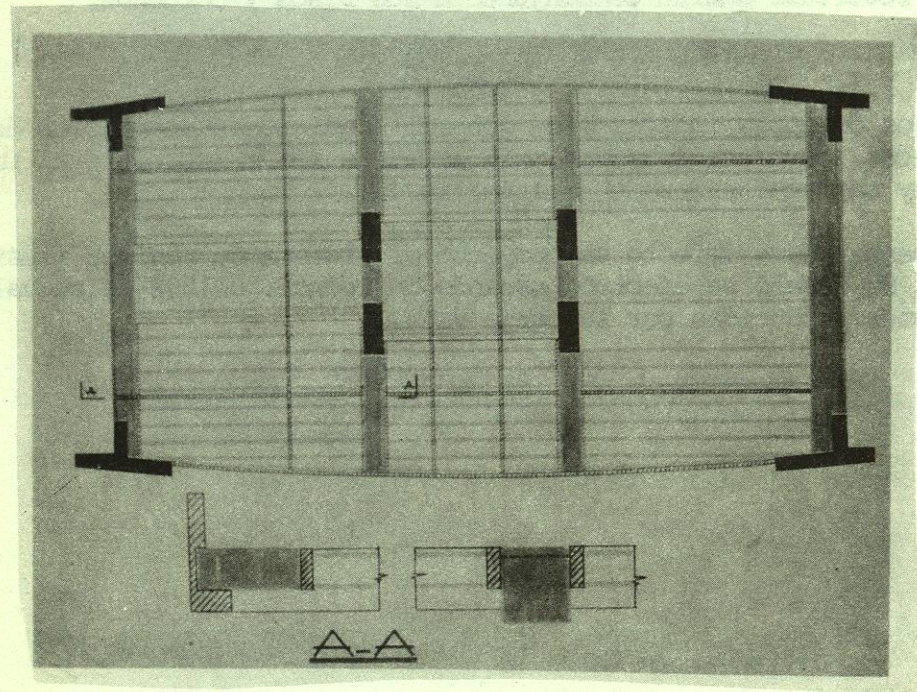


Fig. 17.- Sistema de rigidez para reparar pisos muy elásticos.

6. CONCLUSIONES.

Creemos que la respuesta de la estructura al incendio fue bastante satisfactoria. Consideramos que los factores más importantes de esto fueron:

- El sistema estructural fundamental llamado al principio Sistema A es integrado por un número reducido de miembros de grandes dimensiones. Estas grandes dimensiones ofrecen de por sí una defensa satisfactoria contra el fuego.
- El sistema de postensionamiento basado en cables con coraza metálica e inyectados. Se pudo observar que en los casos en que la coraza fue expuesta a fuego directo, resistió satisfactoriamente defendiendo así la inyección de cemento y ésta a su vez el cable.
- Los detalles constructivos que habían sido estudiados para asegurar continuidad entre elementos prefabricados y partes coladas "in situ". Gracias a estos detalles no se presentó en ningún caso desprendimiento de prefabricados; en dos casos éstos llegaron a su destrucción, pero siguieron firmes en su sitio gracias al fuerte anclaje a las estructuras que los soportan.

Los trabajos de reconstrucción se completaron con éxito, y el Edificio Avianca se encuentra en servicio gracias a la colaboración y al trabajo de conjunto de los diferentes grupos que participaron en este proyecto.

CURRICULUM VITAE

Ingeniero Civil graduado en la Universidad de Illinois, ha desempeñado el puesto de Ingeniero de Proyectos en "The Engineers Collaborative" (1960-64); Gerente de la Planta en "Reticular Concrete Structures" (1964-68); Ingeniero de Ventas de "Material Service Corporation, Division of General Dynamics" (1968).

Es miembro de la junta Directiva de la Asociación de Ingenieros de Estructuras del Estado de Illinois, Vice-presidente del ACI-Sección Chicago, miembro del PCI, del Comité de Edificios Altos de Chicago y miembro de varios comités de ACI.