

PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONGRESS ON TUNNELS AND WATER
MADRID / 12-15 JUNE 1988

TUNNELS AND WATER

*Water and its influence on the design,
construction, and exploitation of
tunnels and underground works*

Edited by

J.MANUEL SERRANO

Spanish Tunnelling Association (AETOS)

OFFPRINT



A.A.BALKEMA / ROTTERDAM / BROOKFIELD / 1988

Túnel de Campinas: Evolución del diseño y problemas de operación

J.L. Camargo Guazzelli

Obras y Servicios Públicos de la Municipalidad de Campinas, Brasil

P. Lunardi

ONEC, Empresa del Proyectos, Fiscalización y Acompañamiento Técnico del Emprendimiento: Obra en Construcción por la CBPO, Italia

RESUMEN: Este trabajo trata de un túnel urbano de grandes dimensiones, excavado en suelo de origen sedimentario arenoso, debajo de la napa freática y con poco recubrimiento. Abarca la evolución del diseño y la solución adoptada para la obra, donde se está empleando la técnica de consolidación del arco de suelo, previo a la excavación, por medio del inyección de cemento, a través del proceso denominado "jet grouting" utilizando pilotes verticales o subhorizontales en función de la ocupación del área. Este último proceso es inédito en Brasil y en el ámbito de Ingeniería de las Américas, desarrollándose equipos especialmente para esta obra.

1 INTRODUCCION

El presente trabajo trata de la evolución y los problemas de operación en la construcción de un túnel carretero urbano de grandes dimensiones, en tierra, con poco recubrimiento, en la ciudad de Campinas.

La ciudad de Campinas está situada al sureste de Brasil, en el Estado de São Paulo; tiene 1.100.000 habitantes, con una tasa de crecimiento anual del 6%. Se caracteriza por la existencia de dos universidades y un gran parque industrial, donde actualmente se destaca el gran crecimiento de industrias de alta tecnología relacionada al ramo de electrónica.

Hoy día la ciudad presenta serios problemas de circulación vial, debido a las características radio-concéntricas de la red vial y a la falta de una transposición eficiente de la vía férrea que cruza el centro de la ciudad.

El túnel, objeto de este informe, unirá los dos anillos periféricos en construcción, que contornan el centro de la ciudad, y además brindará una nueva opción para transponer la vía férrea (véase figura 1).

La sección de excavación de cada uno de los túneles tiene una forma "policéntrica" con 14 m de ancho y 11 m de altura, y abarca un área de 125 m²; su diámetro es equivalente a 12.5 m con 300 m de longitud, cuyo declive es del 6% en la dirección sur-norte. El recubrimiento de suelo sobre la bóveda excavada del túnel

varia de 4 a 15 m, y sus puntos críticos son las embocaduras.

Debido a la heterogeneidad del lugar, la campana geognóstica que se recomendó en un principio, no mostró las dificultades que se habrían de encontrar al iniciar la excavación del túnel, y que se pueden caracterizar de la siguiente manera:

- baja resistencia geomecánica del suelo en la bóveda;
- carácter predominantemente arenoso del suelo;
- gran volumen de agua existente en el subsuelo.

Estos condicionantes geológicos e hidrogeológicos asociados al poco recubrimiento, principalmente en las embocaduras y el hecho de que la obra deberá pasar debajo de casas, avenidas y vía férrea, exigieron el uso de nuevas tecnologías, así como la evolución del diseño existente, y la construcción de equipos que no existían en Brasil hasta ese momento, la capacitación del personal para su operación, haciendo factible de esa manera, la construcción del túnel cuyos trabajos se iniciaron en febrero de 1987 y estarán concluidos en octubre de 1988.

2 ASPECTOS GEOLOGICOS-GEOTECNICOS

La ciudad de Campinas está situada en las proximidades del medio río Tiente en la depresión periférica, y en consecuencia en el contacto geológico entre las rocas del

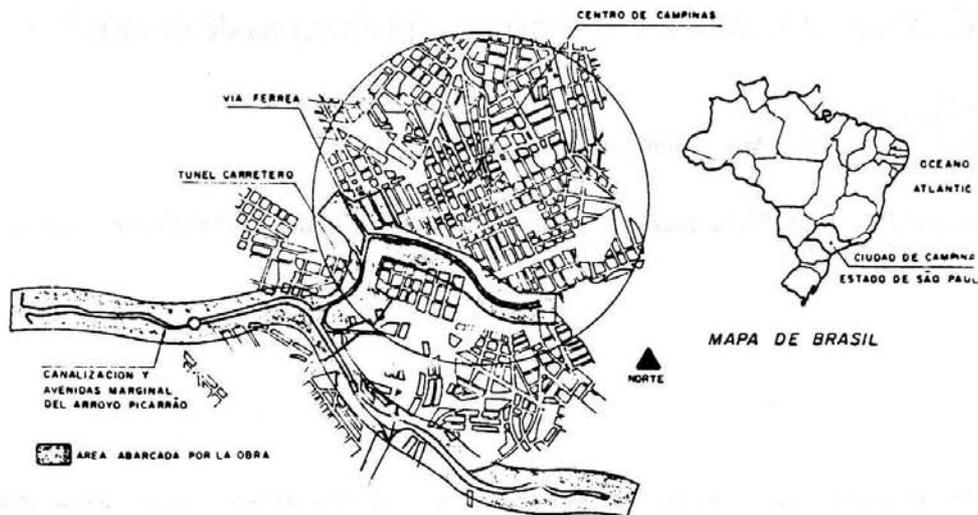


FIGURA 1.- PLANTA GENERAL DE LA OBRA
MAPA DE SITUACION DE LA OBRA EN LA CIUDAD DE CAMPINAS

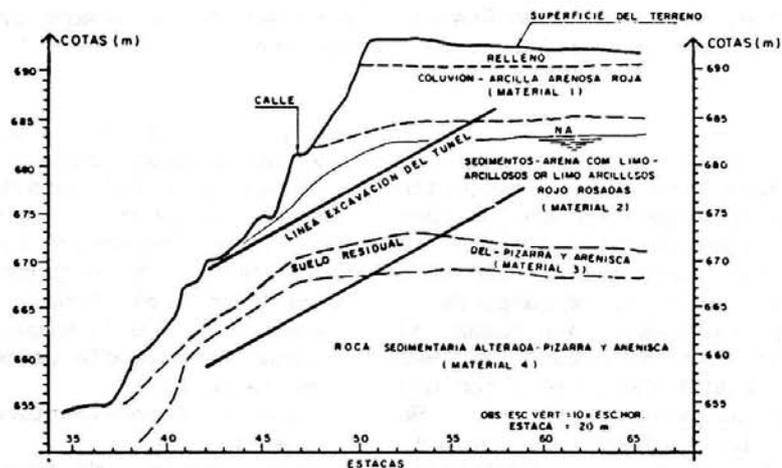


FIGURA 2 - PERFIL GEOLOGICO-GEOTECNICO SIMPLIFICADO

macizo cristalino y las rocas sedimentarias de la cuenca del río Paraná.

En esta región las rocas sedimentarias son del grupo "Tubarao" de la formación Itararé, constituyéndose esencialmente de sedimentos clásticos. Las litologías predominantes son areniscas con granulometría heterogénea, mineralógicamente inmaduros, que pueden constituir macizos o presentar estratificación plano-paralela o cruzada, de corriente acuosa, y pueden tener varios orígenes: fluviales, marinos, lacustres, playeros, deltaicos, etc. Son característicos de esta formación también los sedimentos rítmicos, donde se alternan en delicadas estratificaciones plano-paralelas, areniscas, pizarras gris claro y marga gris más oscuro.

En el sitio de emplazamiento del túnel ocurren particularmente los siguientes

tipos de suelo (véase figura 2). En región de cota alta, en el área de la FEPASA - Ferrovia Paulista S/A, por debajo de una capa superficial de relleno con granulación no muy bien seleccionada, existe una capa de suelo coluvional (arcilla arenosa muy blanda a blanda, bastante saturada y roja), con espesor del orden de 5 m, con SPT variable de 1 a 5 (material 1). Después aparecen sedimentos con características fundamentalmente arenosas (por lo general arena mediana a fina con índices variables de finos limo-arcillosos), con interposición de capas limo-arcillosas poco arenosas (material 2). El nivel de agua está unos 2 m debajo del contacto coluvio-sedimentos. La coloración predominante es un rojo rosado con variaciones matizadas (amarillo y gris). Estos sedimentos presentan una resistencia que au-

Cuadro 1.

PROPIEDADES		CONOCIMIENTO EN LA ETAPA DE DISEÑO BÁSICO (1)	CONOCIMIENTO EN LA ETAPA DE DISEÑO FINAL (2)
GRANULOMETRÍA (F-1)	Arena (%)	—	25—85
	Limo (%)	—	15—65
	Arcilla (%)	—	5—35
	Límite Liquidez (%)	—	18—47
	Límite Plasticidad (%)	—	14—26
	Densidad Natural (t/m ³)	2,0	1,7—2,1
Humedad (%)		—	14—26
RESISTENCIA	Compresión Axial (t/m ²)	—	8—40
	Cohesión (t/m ²)	2	1—20
	Angulo Fricción (grado)	28	26—32
	Módulo de Deformación (t/m ²)	1000—2500	1200—5000

(1) En esta etapa no se realizó ningún ensayo de laboratorio para determinar los característicos de los suelos (valores adoptados)

(2) Intervalo de variación

menta con la profundidad, medida a través de SPT. Varía desde arena fofo a muy compacta, desde SPT 5 hasta más de 40, con espesor de hasta 13 m.

Por debajo de estos sedimentos existe una capa de suelo residual etremadamente resistente (material 3), con SPT superior a 40, que llega a ser impenetrable por percusión. Su textura es variable, por lo general es de arena fina limo-arcillosa, pero hay también limo-arcilloso poco arenoso. La coloración predominante es el amarillo gris, pero también puede ser rosado.

El espesor estimado de la capa varía de 3 a 8 m, pero muchas veces es difícil distinguir la transición de una capa de suelo residual a roca sedimentaria alterada (capa de transición).

La roca sedimentaria alterada en los puntos alcanzados por el sondeo rotativo resultó ser pizarra y arenisca gris y amarillo.

El nivel de agua se halla predominantemente arriba de la bóveda del túnel que se ha de excavar, hasta 3 m arriba de la misma, con un flujo regional desde el cerro hacia el valle. Debido a las características heterogéneas y erráticas de los sedimentos, a veces arenosos, otras veces limosos se puede caracterizar el acuífero como semiconfinado; ese aspecto se confirmó mediante ensayo de bombeo, donde se han determinado los siguientes parámetros hidrogeológicos: coeficiente de permeabilidad ($K = 3 \times 10^{-3}$ cm/s), coeficiente de almacenaje ($S = 2 \times 10^{-2}$), y transmisibilidad ($T = 1.56$ m²/h).

El aumento de las investigaciones geológico-geotécnicas "in situ" y de laborato-

rio desde el diseño básico al final, brindó un conocimiento más profundo de las propiedades geotécnicas de los materiales, que se pueden resumir en el siguiente cuadro. (véase cuadro 1).

3 EVOLUCION DEL DISEÑO

En el diseño básico, ante los conocimientos geológico-geotécnicos disponibles en ese entonces y la disponibilidad real de tecnologías y equipos en el mercado brasileño, se diseñó el túnel de acuerdo a los conceptos del N.A.T.M. ("New Austrian Tunneling Method"), como se indica en la figura 3 e 4.

Fue previsto que los tramos de los túneles-regiones de la embocadura se deberían tratar a través de inyección de cemento en tubos de acero, con agujeros separados de 0.3 a 0.3 m cada uno, con dispositivo de caucho ("manchetes") por una extensión correspondiente al 10 % del total. En los demás tramos, la excavación se haría, en principio, sin tratamiento, avanzando parcial y cuidadosamente con la excavación, instalación de dovelas metálicas (anillos), tela y hormigón lanzado, acompañándolos paso a paso con medidas de deformación.

En la etapa del diseño final, con los detalles aportados en las investigaciones geológico-geotécnicas y una comprensión mejor del cuadro de comportamiento de los suelos que los túneles habrían de cruzar, que revelaron la presencia de capas de suelos sedimentarios arenosos muy poco cohesivos y suelos limosos con distribución aleatoria; habiéndose detectado

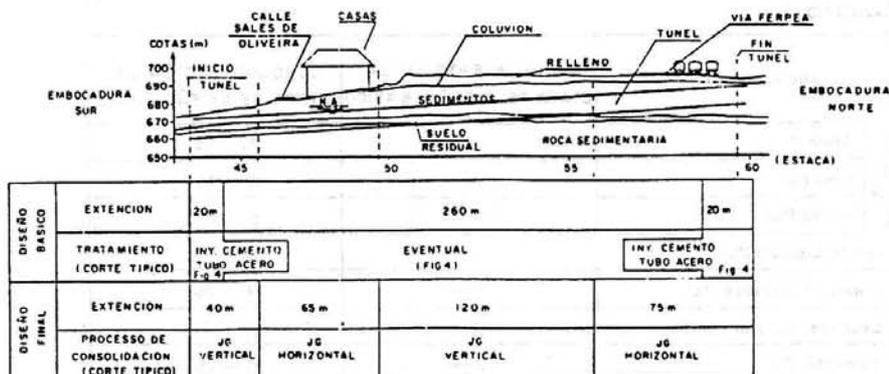


FIG. 3.1 PERFIL LONGITUDINAL

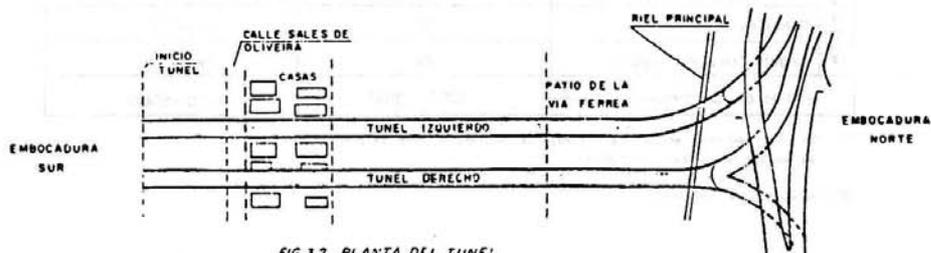


FIG. 3.2 - PLANTA DEL TUNEL

FIG. 3 - PLANTA Y PERFIL DEL TUNEL

asimismo suelo arenoso fofo en apoyo del pie derecho en la embocadura norte, además de confirmar el nivel de agua arriba de la bóveda del túnel, se hicieron nuevas evaluaciones del diseño básico. Se llevaron a cabo análisis de alternativas considerando el trinomio "seguridad-costo-plazo".

Entre las diferentes alternativas, una de ellas era la de mantener la concepción del diseño básico con un incremento sensible del 60 al 100 % del tratamiento en el área de la bóveda con inyección de cemento en tubos de acero. Otra alternativa fue la de consolidar los suelos, mediante la técnica conocida como "jet-grouting" (JG), que consiste en formar, en el propio terreno pilotes de suelo cemento, mediante inyección de lechada con altísima presión a medida que se retira el vástago de perforación, conjugada con un movimiento de rotación. Cuando esos pilotes se disponen adecuadamente sobre el terreno, se crean arcos de suelo preconsolidados alrededor de la futura excavación.

Con este proceso se obtiene una redistribución correcta de tensiones alrededor de la excavación, evitando así, el fenómeno de descompresión del terreno circundante y se reducen las deformaciones a valores muy bajos. La estabilidad del frente de excavación se obtiene también a través de sustentación previa del terreno que se ha de excavar.

Se podrá hacer esa preconsolidación a través de la superficie del terreno, formando un arco de pilotes verticales (JG

vertical) yuxtapuestas, o bien dentro del túnel, formando al frente de la excavación una caparazón de suelo-cemento constituida de pilotes horizontales yuxtapuestos (JG horizontal).

La comparación directa entre la consolidación del terreno con "jet grouting" indica un costo más elevado (aproximadamente 25 %) que el tratamiento por inyección de cemento en tubo de acero; sin embargo, se adoptó la solución con consolidación, porque garantiza mayor grado de confiabilidad en lo que concierne a la seguridad y plazo para la realización de la obra en terreno tan desfavorable.

Conviene señalar, además, que por otro lado ocurre una reducción de cantidades de otros dispositivos de confinación, tales como: dovelas, hormigón lanzado, armazón del revestimiento definitivo; además, el promedio de velocidad de avance de la excavación también aumentará considerablemente en los tramos consolidados mediante pilotes verticales.

Por lo tanto, partiendo de un análisis de costo-beneficio, la solución en JG se mostró bastante compatible con las demás alternativas del escenario en cuestión.

4 INTERVENCIONES ESPECIFICAS Y ASPECTOS OPERATIVOS

4.1 Rebaje de la napa freática

La presencia de nivel de agua arriba de la

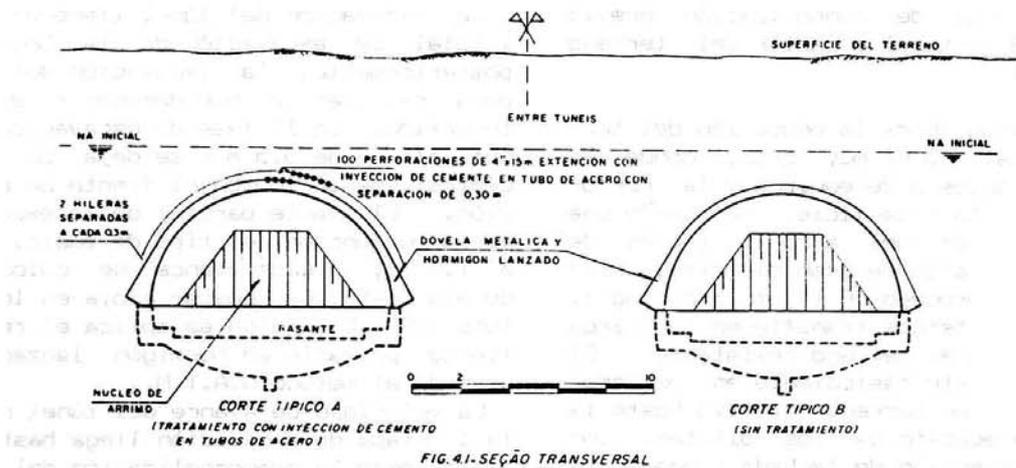


FIG. 4.1- SEÇÃO TRANSVERSAL

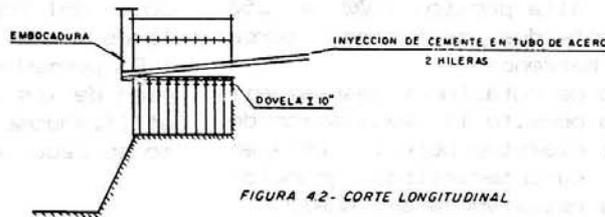


FIGURA 4.2- CORTE LONGITUDINAL

FIGURA 4- DISEÑO BASICO DEL TUNEL

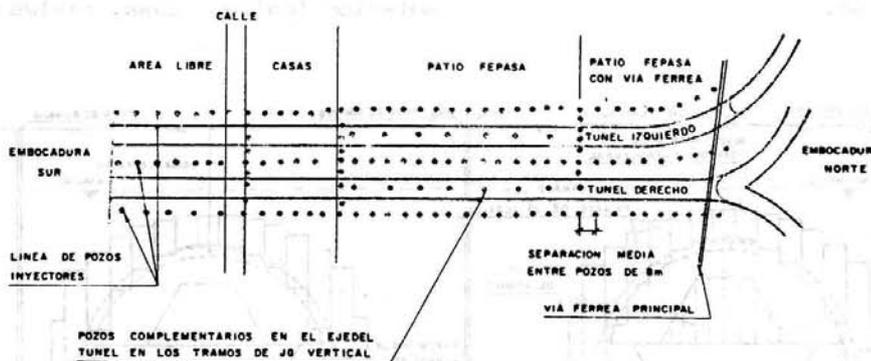


FIGURA 5 - SISTEMA DE REBAJE DE LA NAPA FREATICA

bóveda del túnel en suelo arenoso obligó al rebaje de la napa freática a través de pozos de bombeo. Se están utilizando pozos inyectoros ubicados en tres líneas externas a la excavación, paralelas a los túneles, donde una de ellas queda en el eje entre los túneles y las otras dos los acompañan a cinco metros de cada lado de la excavación (véase figura 5).

Los pozos están separados 8 m el uno del otro y alcanzan una profundidad de hasta 25 m; su extremo está empotrado en capa considerada impermeable (baja permeabilidad con relación al acuífero).

En los tramos donde se hizo la consolidación del terreno a través de pilotes verticales, se hacen pozos en el eje de la sección excavada a cada 16 m, para eliminar las aguas retenidas en el interior de los túneles y reducir las presiones intersticiales del agua debido al proceso de ejecución.

El caudal promedio bombeado en los pozos inyectoros es del orden de 0.5 a 0.6 m³/h/pozo, con lo cual se obtienen rebajes del orden de 8 m, considerados satisfactorios para llevar a cabo la excavación de la 1ª fase, como también del pie derecho.

4.2 Tratamiento de consolidación previa con JG vertical a partir del terreno natural

En los tramos donde la ocupación del terreno natural no es muy gran, donde es posible el acceso de equipos y la perforación desde la superficie, se diseña una preconsolidación del arco a través de pilotes verticales de gran diámetro, utilizando el proceso JG ("jet grouting"). Los pilotes externos transfieren la carga del arco hacia el terreno resistente. El proceso consiste básicamente en perforar el subsuelo con barreno rotativo hasta la cota de ejecución de los pilotes, con posterior inyección de lechada (cemento y agua) por aire comprimido, en el suelo desagregado en alta presión (200 a 250 Kg/cm²), mediante dos orificios, cerca del extremo del barreno.

El movimiento de rotación y desplazamiento del vástago permite la realización de los pilotes. El diámetro obtenido está en función de las características granulométricas y de la resistencia del suelo.

En el caso del túnel de Campinas, el diámetro nominal de las pilotes JG es de 1.6 m y se diseñó una separación transversal entre ejes de 1.2 m y longitudinal de 1.6 m, con espesor mínimo del arco de 1.5 m (véase figura 6).

La excavación del túnel tiene una etapa inicial de excavación de la bóveda y, posteriormente, la excavación del rebaje para realizar el pie derecho y el arco invertido. La 1ª fase de excavación tiene una altura de 5.5 m y se deja un núcleo central de arrimo en el frente de excavación. El avance parcial de la excavación varía en función del tipo de suelo, de 0.8 a 1.0 m; a cada avance se coloca una dovela metálica que se apoya en los pilotes JG. Enseguida se aplica el revestimiento primario en hormigón lanzado, de acuerdo al método N.A.T.M..

La velocidad de avance del túnel durante la 1ª etapa de excavación llega hasta 3.0 m/día, pero la preconsolidación del terreno se hace anticipadamente, desvinculándola del cronograma. El consumo de pilotes es de 34 m por metro de túnel.

El promedio de producción en la realización de los pilotes es de 50 m/día/equipo, utilizándose alrededor de 500 Kg de cemento en cada metro de pilote.

4.3 Tratamiento de consolidación previa con JG horizontal

Donde existan obstáculos o interferencias que impiden la utilización del proceso anterior (calle, casa, rieles de FEPASA),

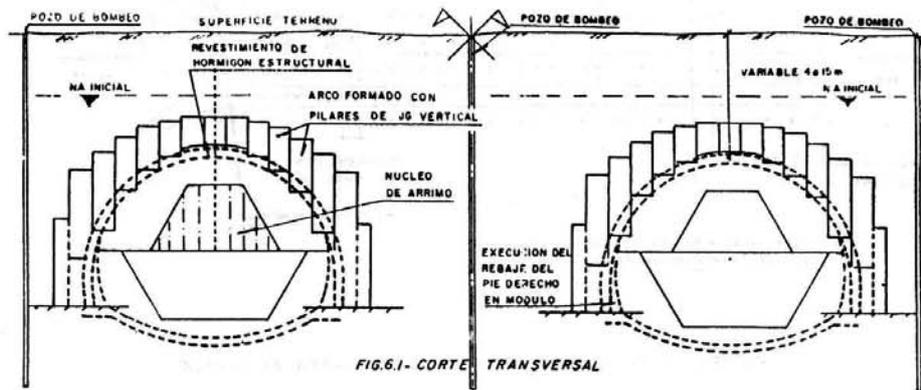


FIG. 6.1 - CORTE TRANSVERSAL

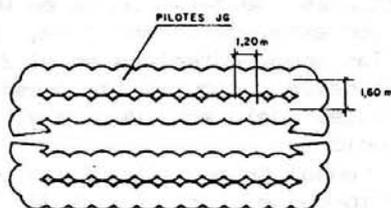


FIG. 6.2 - PLANTA DE DISTRIBUCION

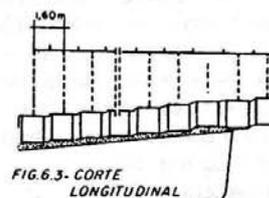


FIG. 6.3 - CORTE LONGITUDINAL

FIG. 6 - CONSOLIDACION CON "JET GROUTING" A PARTIR DEL TERRENO

se diseñó y se desarrolló un equipo específico, de carácter pionero en el ámbito de la Ingeniería Civil en América, para llevar a cabo las consolidaciones a través de pilotes subhorizontales de JG, formando una caparazón de pilotes consolidados, construidos a partir del frente de excavación del túnel.

Esos pilotes de consolidación tienen diámetros menores que el JG vertical: alcanzan alrededor de 0.5 m y varían en función de las características del suelo (granulometría y resistencia).

El arco consolidado es formado de pilotes a una distancia de aproximadamente 0.45 m entre sí, con longitud de 9.5 m aproximadamente. Dependiendo del equipo, la longitud puede llegar a 15 m (véase figura 7).

Tras la construcción del arco consolidado, se hace la excavación del túnel, por un avance total de 6.5 m y avances parciales de 0.8 m; se coloca una dovela metálica y hormigón lanzado, de acuerdo al método N.A.T.M.

Para asegurar la transferencia de carga desde el arco y la dovela metálica hacia el terreno resistente, se están construyendo actualmente pilotes de JG inclinados, unidos por una viga de hormigón lanzado. Se debe aclarar que el sistema de transferencia de carga se está adoptando precariamente en el túnel de Campinas, mientras se toman las providencias en la máquina que permitan la construcción de otros pilotes subhorizontales debajo de las que se están construyendo actualmente, creando, antes de la excavación, un bulbo de suelo consolidado. De esta manera se puede prescindir de la viga de hormigón lanzado, con sensible reducción en los

valores de sedimentación. En este sistema, la velocidad de avance del túnel en la 1ª etapa de excavación es de 1.5 m/día, considerando la preconsolidación que se ha de realizar desde la cámara cónica ejecutada junto con la fase de excavación que determina el avance de la misma. Básicamente, son necesarios 3 días para hacer 42 pilotes de 9.4 m (112 m pilote/día/equipo) 2 días para la protección de la fase de excavación con hormigón lanzado y posterior demolición y ejecución de pilotes JG inclinados.

El consumo de pilotes es de 54 m por metro de túnel, pero puede llegar a 83 m por metro de túnel cuando se haga la construcción previa de los pilotes del bulbo del arco consolidado.

4.4 Tratamiento de consolidación previa de la embocadura norte debajo de las vías ferreas.

La embocadura del túnel ha sido consolidada previamente con pilotes verticales de JG, dispuestos en forma de arco a una distancia de 1.0 m uno del otro (véase figura 8).

Las cabezas de esos pilotes se encuentran trabadas con viga de hormigón armado moldeado "in loco", con sección de 1.5 x 1.5 m.

En el caso del túnel a la derecha, la embocadura está a 3.0 m del riel principal de la vía férrea, con excavación de unos 15 m de profundidad, mientras que en el caso del túnel a la izquierda, el riel principal está a 12 m de la embocadura.

Debajo del riel principal de la vía férrea está prevista la preconsolidación

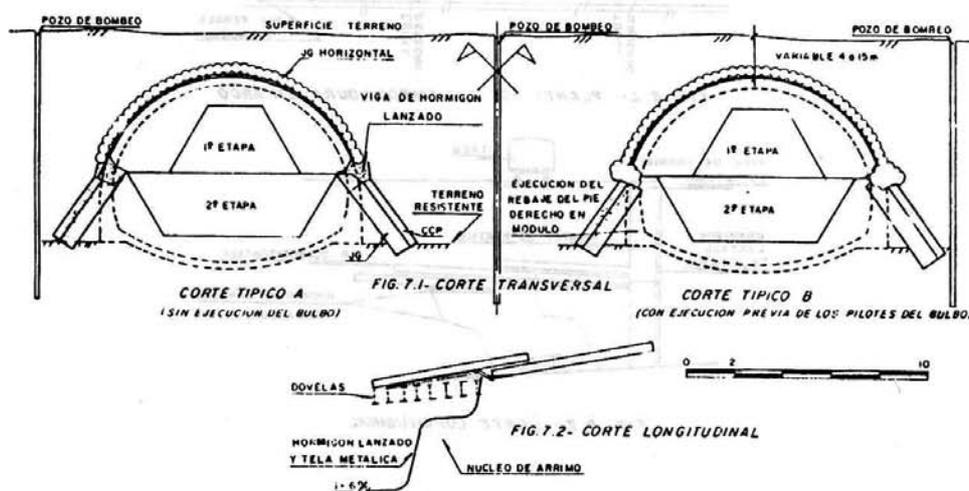


FIG. 7- CONSOLIDACION CON "JET-GROUTING" A PARTIR DEL FRENTE DE EXCAVACION

con JG subhorizontal en hilera dupla, como también la construcción de pilotes para conformar el bulbo para la descarga inicial de las cargas transferidas por el arco de suelo consolidado. Como ya se mencionó, en esa región existen suelos bastante desfavorables, con características arenosas, saturados de SPT entorno de 5 golpes; por esa razón los bulbos de pilotes deberán reducir al máximo la sedimentación superficial, debido a los rieles de ferrocarril existentes.

5 SISTEMA DE CONTROL Y MEDIDAS DURANTE LA OBRA

Concomitantemente con la realización de los trabajos de consolidación se han hecho campos de prueba para el reconocimiento de los pilotes construidos.

En el JG vertical se abrieron dos orificios de inspección, y se han llevado a cabo muestreos de cuerpos de prueba a lo largo del muro de consolidación con JG.

En este caso en particular se puede observar la variación de diámetro de los pilotes en función de la resistencia y de las características de los materiales.

En el JG horizontal se realizaron pruebas en talud inclinado y en el mismo núcleo de excavación del túnel; se observó

alguna variación del diámetro de los pilotes en función del material y resistencia del suelo.

El comportamiento del túnel está en observación a través de mojones superficiales instalados en el terreno, extensómetros para medir la sedimentación profunda, convergencias y nivelaciones de los pernos de convergencia.

Los valores de sedimentación observados en el tramo de túnel consolidado en JG vertical, por influencia de la excavación de la 1° fase y excavación del pie derecho alcanzan alrededor de 15 mm, ya estabilizados como se indica en la figura 9.

Los valores de sedimentación observados en el tramo del túnel consolidado JG horizontal, sin el bulbo de pilotes, solamente por influencia de la excavación de la 1° fase, alcanzan los 50 mm, ya estabilizados, como ilustra la figura 10.

La sedimentación observada hasta el momento en este esquema de construcción se pueden atribuir porcentualmente a los siguientes factores: 10 % debido al rebaje de la napa freática; 45 % debido a la ejecución del JG horizontal y 45 % debido a la excavación del túnel.

Están en marcha investigaciones en el sentido de reducir al mínimo la sedimentación causada por la ejecución del JG horizontal, alterando la secuencia de eje-

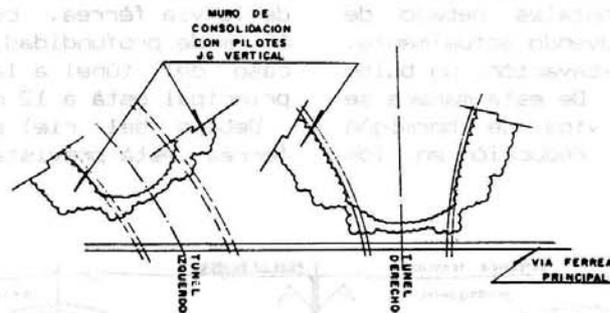


FIG. 8.1 - PLANTA DE LA EMBOCADURA EN ARCO

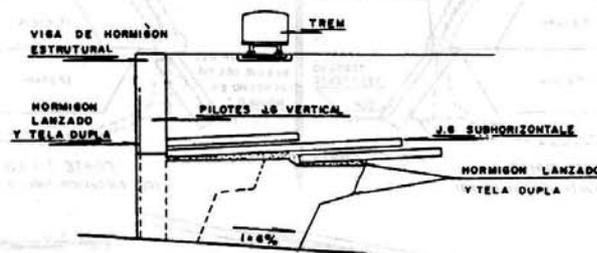


FIG. 8.2 - CORTE LONGITUDINAL

FIG. 8 - TRATAMIENTO DE CONSOLIDACION PREVIA DE LA EMBOCADURA NORTE

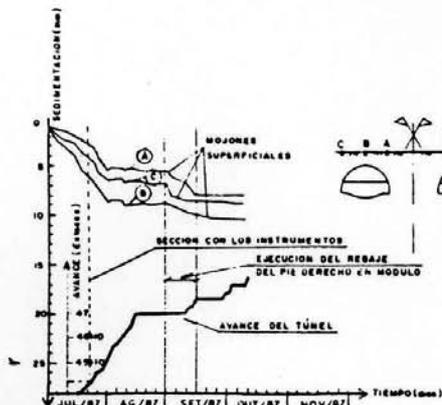


FIG 9.1 - SEDIMENTACION x TIEMPO

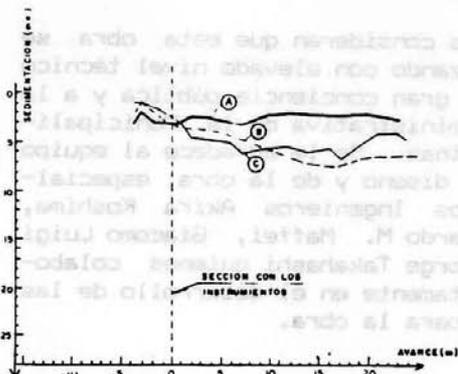


FIG 9.2 - SEDIMENTACION x AVANCE

FIG.9- SEDIMENTACION EN TUNEL CONSOLIDADO EN JG VERTICAL

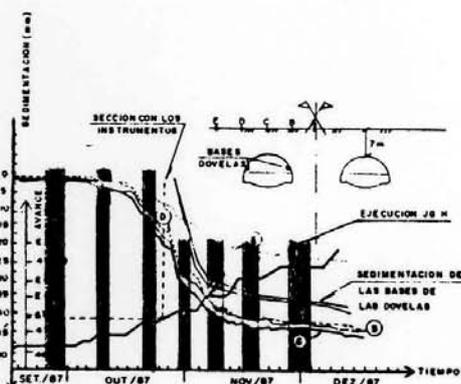


FIG.10.1- SEDIMENTACION x TIEMPO

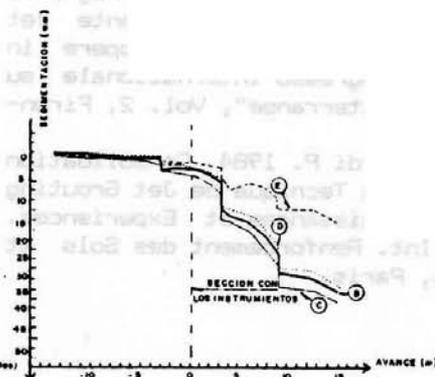


FIG. 10.2 - SEDIMENTACION x AVANCE

FIG.10 - SEDIMENTACION EN TUNEL CONSOLIDADO EN JG HORIZONTAL

cución y acelerando el incremento inicial de resistencia de lodo de suelo-cemento, mediante el uso de aditivo y más porcentaje de cemento, puesto que actualmente ese proceso demora unas 10 horas hasta alcanzar 8 Kgf/cm².

Igualmente, se podrá reducir la sedimentación debido a la excavación, mediante la construcción previa de pilotes subhorizontales, conformando el bulbo del arco.

El control de calidad de los materiales JG, hormigón lanzado y hormigón estructural se inspeccionan desde la materia prima, antes de la mezcla, y también después de la elaboración de material industrializado, con extracción de muestras para llevar a cabo los ensayos tecnológicos previstos.

6 CONCLUSIONES

Se han tratado aquí detalles constructivos de una obra que se encuentra todavía en fase de construcción, donde sólo el 30 % de las obras están concluidas. Podrán suceder algunas alteraciones de las directrices mencionadas aquí, en función de las observaciones y ajustes durante el desarrollo diario de la obra.

Sin embargo se puede afirmar enfáticamente que fue la selección de una tecnología avanzada por medio de preconsolidación del suelo, lo que permitió la realización de las obras del túnel de Campinas, dentro de los requisitos de seguridad y plazo deseados.

7 AGRADECIMIENTO

Los autores consideran que esta obra se está realizando con elevado nivel técnico debido a la gran conciencia pública y a la seriedad administrativa de la Municipalidad de Campinas. Se le agradece al equipo a cargo del diseño y de la obra, especialmente a los Ingenieros Akira Koshima, Carlos Eduardo M. Maffei, Giacomo Luigi Voglino y Jorge Takahashi quienes colaboraron directamente en el desarrollo de las soluciones para la obra.

8 BIBLIOGRAFIA

- CNEC, Relatórios diversos 1986/1987. Túnel de Campinas (interno)
- Lunardi, P. 1987 Relatórios de Consultoria (interno)
- Lunardi, P. & Mongilardi, E. & Tornaghi R. 1986. Il preconsolidamento mediante jet grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. Congresso Internazionale su "Grandi Opere Sotterranee", Vol. 2, Firenze: 601 - 612.
- Louis, C. & Lunardi P. 1984. Consolidation des Sols par la Technique de Jet Grouting etat des Connaissances et Experiences. Colloque Int. Renforcement des Sols et des Roches, Paris.