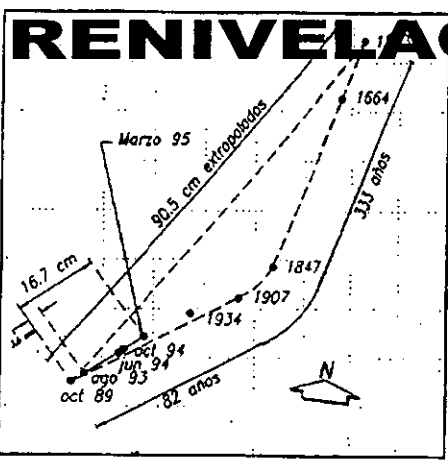
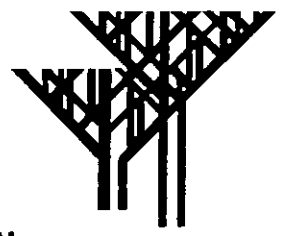


00164 8 2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ARQUITECTURA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS



DAVID NAVA DÍAZ

1999

273281

Maestría Arquitectura (Tecnología)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

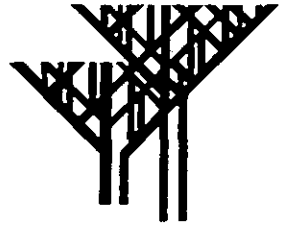
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ARQUITECTURA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS

DAVID NAVA DÍAZ

1999



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ARQUITECTURA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS

**TESIS QUE PARA OBTENER
EL GRADO DE MAESTRO EN
ARQUITECTURA - TECNOLOGÍA**

**PRESENTA:
DAVID NAVA DÍAZ**

1999

Director de tesis:
Dr. Fernando Greene Castillo

Sinodales Propietarios:
Dr. Fernando López Carmona
Dr. Efraín Ovando Shelley

Sinodales Suplentes:
M. en Arq. Francisco Reyna Gómez
M. en Ing. Perla Santa Ana Lozada

Agradezco:

Por ser la gran esencia de mí, a doña Teresa Díaz Nava.

A mi padre y a cada uno de mis hermanos, los que me enriquecen como persona. A toda mi familia, por darme todo.

A la libertad que ofrece y a la riqueza implícita en ella, a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al proyecto PAPIIT IN501396 de la DGAPA, por clarificar y reforzar los aspectos prácticos de la vida profesional.

Al CONACYT por la beca otorgada en parte de la Maestría.

Al Dr. Fernando Greene Castillo, por su confianza en mí y por la sinceridad de su proceder.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por su sincera amistad, por su rigurosa y enriquecedora supervisión en este trabajo, lo que le dio una gran solidez al mismo.

Al Dr. Fernando López Carmona, por sus valiosos comentarios y sugerencias, así como por su legado arquitectónico.

Al Maestro Francisco Reyna Gómez, por su dedicación a la Maestría, por la riqueza de conocimientos que aporta a cada uno de los alumnos.

A la Maestra Perla Santa Ana Lozada, por sus aportaciones cognoscitivas en mi formación.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería por permitirme conocer los procesos experimentales realizados ahí.

Al Ing. Enrique Santoyo Villa, por la valiosa información proporcionada para la realización de esta tesis, así como por sus valiosas investigaciones en este rubro.

A la Ing. Lorena Vega Muñoz, por su ánimo para enseñar a un arquitecto los fundamentos de Mecánica de Suelos.

A mis amigos y a todos los compañeros de la maestría.

A Marlene Mendoza Herrera, por su apoyo y por darme fuerza como persona.

Al centro de cómputo de Posgrado, a Juan y a Luis, por su ayuda y amistad.

“La libertad de querer hacer algo, la necesidad de trascender, radica en iniciarlo”.

INDICE

Tema	Página
Introducción	1
I. Características del suelo	4
1.1. Tipos de suelo	4
1.2. Propiedades de los suelos	4
1.3. Fases del suelo	6
1.4. Compresibilidad	6
1.5. Consolidación unidimensional	7
1.6. Cálculo de la capacidad de carga y hundimientos	10
II. Antecedentes estratigráficos en la ciudad de México.	15
2.1. Formación geológica del valle de México	15
2.2. Los asentamientos en México Tenochtitlán	17
2.3. Características estratigráficas del suelo y cimentaciones en el valle de México	23
2.4. Cimentaciones en el Centro Histórico	28
2.5. Hundimientos en el valle de México	31
III. Condiciones para cimentar.	33
3.1. Interacción suelo - estructura	33
3.2. Resistencia del suelo	34
3.3. Que factores evaluar para renivelar.	36
IV. Renivelación y recimentación. Características principales.	39
4.1. Principios de recimentación	39
4.2. Recimentaciones más comunes	39
4.3. Principios de renivelación	45
4.4. Técnicas más comunes de renivelación	46
V. Ejemplos de renivelaciones.	54
5.1. El Pocito	54
5.2. Antigua Basílica de Guadalupe	57
5.3. Iglesia de Las Capuchinas	60
5.4. Templo de San Antonio Abad	65
5.5. Catedral Metropolitana de la ciudad de México	69
5.6. Casas habitación en Tlaquepaque, Jalisco	81
5.7. FES Zaragoza	83
VI. Mejoramiento de suelos.	114
6.1. Métodos para el mejoramiento de suelos.	114
6.2. Ejemplo de mejoramiento de suelos en algunos edificios.	116
VII. Conclusiones.	139
VIII. Bibliografía.	144

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Renivelación de edificios

La finalidad de este trabajo de investigación es ofrecer un documento que pueda servir como material de apoyo para estudiantes de Arquitectura y gente relacionada a la construcción. Se aborda la problemática presentando las características de los suelos del valle de México, las metodologías de renivelación y mejoramiento de suelos y una descripción de algunos procesos de renivelación, enfocándose al caso específico del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza de la UNAM.

Para entender los términos utilizados en esta investigación se requieren conocimientos previos de conceptos arquitectónico - estructurales, los cuales son entendidos por un estudiante que esté por terminar la carrera de Arquitectura.

La razón fundamental de abordar esta investigación surge al estar en presencia de un proyecto de investigación¹, en donde un edificio tuvo que renivelarse, de sus posibles soluciones y de la problemática que originó que sufriera un desplome significativo en su verticalidad. El contacto con este tipo de problemas, hizo que surgieran dudas acerca de las formas que existen de reparar un edificio en estas condiciones, de las condiciones que caracterizan el hundimiento regional y de la cantidad de edificios que presentan hundimientos diferenciales en la ciudad de México.

El enfocar la problemática desde el aspecto arquitectónico, es una tarea bastante complicada, sobre todo si se acepta que este estudio contiene aspectos que cabrían dentro del ámbito de la ingeniería, ya que quienes realizan este tipo de trabajos son especialistas en Mecánica de Suelos. Desde esta perspectiva, se debe lograr una conjunción de información técnica y de ver la inminente aplicación tecnológica, además de ver las implicaciones arquitectónicas que juegan un papel preponderante en la renivelación de un edificio, condiciones como valor estético, cultural y patrimonial del inmueble.

Así, de esta manera se enfoca la investigación desde el punto de la interacción arquitectónica - tecnológica en la renivelación de un edificio, complementándola con una buena información técnica de las causas del hundimiento. Se analizan las implicaciones de costo, tanto histórico como financiero, en la determinación de renivelar de un edificio, si la justificación de

¹ Proyecto de investigación PAPIIT No. IN501396, financiado por la DGAPA, con la participación de la Facultad de Arquitectura, Instituto de Ingeniería y la ejecución de las obras a cargo de la empresa TGC. Responsable del proyecto: Dr. Fernando Greene Castillo, con la colaboración del Dr. Efraín Ovando Shelley, la Ing. Lorena Vega Muñoz del Instituto de Ingeniería y del Arq. David Nava Díaz de la Facultad de Arquitectura.



llevar a cabo esta renivelación está en función solamente del dinero o del valor como monumento del edificio, también se discute la interacción de estos factores y se da una interpretación a las soluciones alternativas del problema.

Para entender esta acepciones, se debe comenzar por determinar qué es lo que un edificio debe proporcionar a los usuarios siempre. La seguridad es lo más importante, seguridad que debe estar reflejada en una buena solución arquitectónica y estructural; seguridad que debe reflejarse en un buen estudio de áreas de emergencia, de un adecuado desalojo de la gente en caso de sismos, incendios o algún otro siniestro. Así, un edificio debe presentar todas las condiciones óptimas mencionadas anteriormente.

En muchas ocasiones no se pueden alcanzar estas ópticas, dentro de esto tenemos: la mala solución dada a la cimentación, el nulo estudio de las características del suelo en que se va a desplantar un edificio y la posibilidad de que en un estudio de mecánica de suelos, no haya detectado algún problema de hundimiento, esto por estar en una profundidad mayor que la estudiada.

Un edificio está desnivelado, cuando ya no presenta la verticalidad requerida, reflejándose en un desplomo del edificio, el cual mantiene ciertos límites de tolerancia, marcándose un tope del 2%. Estos desplomos suceden generalmente cuando no se han contemplado las características del suelo. Por un lado, es posible que el peso del edificio sea demasiado para la resistencia del suelo, que aún cuando no se exceda esta resistencia, los hundimientos que se produzcan sean excesivos, que el hundimiento sea provocado por hundimientos regionales de estratos profundos y que se presenten hundimientos diferenciales por la interacción de varios factores. En la ciudad de México esto es muy común, debido a la constante extracción de agua del subsuelo, además que la compresibilidad de algunos suelos sea menor que la que tenían hace algunos años.

La renivelación es en sí, regresar a las condiciones iniciales de verticalidad que el edificio presentó, tratar de que vuelva a ser la misma o de que se aproxime lo más posible a ella, con el fin de que siga manteniendo la seguridad que debe brindar a los usuarios. Las posibilidades de que se llegue al objetivo óptimo, es decir la verticalidad completa, depende de factores relacionados con el costo, el tiempo, etc., sin embargo, en muchos casos el objetivo de la renivelación es llegar a factores o niveles de seguridad adecuados (torre de Pisa).

La relevancia que debe tener un buen estudio de mecánica de suelos en la elaboración conjunta de un proyecto arquitectónico, queda especificada en esta investigación. De ello depende que se tenga un buen comportamiento estructural, que se elija la cimentación adecuada y que se tomen las previsiones posibles, en caso de que la tendencia del comportamiento del suelo sea desfavorable con el tiempo.

El aumento de casos de hundimientos diferenciales debido al hundimiento general de la ciudad de México, está estrechamente ligada a la sobreexplotación de acuíferos, tendencia que parece irreversible, tanto por los altos costos de sistemas alternos de abasto de agua, como por el fenómeno de la explosión demográfica.

Ante esta perspectiva, es importante analizar las posibles soluciones a la problemática de hundimientos diferenciales. Este fenómeno cobra especial importancia en el centro de la ciudad, en donde la gran cantidad de edificios de alto valor arquitectónico, tienen el riesgo de colapsarse debido a la antigüedad de las construcciones y la baja tolerancia a deformaciones de los materiales empleados, así como los constantes movimientos sísmicos.

La importancia de este trabajo está en determinar que es vital renivelar un edificio y mostrar las condiciones en que se puede tratar la problemática. A su vez, la alta incidencia de casos en los que las condiciones físico estructurales de un inmueble están en peligro, debido a hundimientos diferenciales, hace más urgente la intervención y restauración de los mismos.

El renivelar un edificio, como caso específico en esta investigación, fue vital dado la problemática en la que estaba envuelta. La vitalidad de esto radica en que en el campus dos de la FES Zaragoza, la mayoría de los edificios presentan desplomes significativos y el éxito de este edificio renivelado está estrechamente ligado con la aplicación de esta técnica para los demás



edificios. El saber que se puede solucionar dicha problemática es esencial para solucionar esta caso general.

La problemática de los hundimientos diferenciales en la ciudad de México, trae como consecuencia la proliferación de edificios desnivelados, dado lo cual es importante renivelarlos, de las técnicas empleadas para renivelarlos dependerá el enriquecimiento de conocimientos para enfrentar nuevos problemas. Es importante renivelar un edificio porque además de saber que se tiene la capacidad para enfrentar este problema, es necesario implementar esta solución ya que el edificio puede tener un alto valor arquitectónico y es necesario implementar las medidas necesarias para mantenerlo en pie.

Al enfrentar la posibilidad de renivelar un edificio entra en juego la decisión de tomar otra alternativa, sin embargo se debe tener como primera el renivelarlo y darle una vida útil por más años.

Si bien es cierto que actualmente muchos edificios no se pueden regresar a las condiciones originales de estabilidad estructural que tenían, se pueden dejar en un punto en el que se garantiza la seguridad del mismo y se mantiene en funcionamiento. Este objetivo está claramente expresado en el caso de la Catedral Metropolitana, en donde la renivelación de la misma solamente la regresó a las condiciones que presentaba en el año de 1942. Sin embargo las condiciones estructurales de la Catedral la hacen segura en ese punto.

La renivelación de edificios es vital en la restauración de monumentos, ya que de nada sirve rescatar los elementos arquitectónicos – estructurales, de un edificio catalogado como patrimonio arquitectónico, si este presenta hundimientos diferenciales graves que pongan en juego su estabilidad estructural. La incidencia de casos de edificios desnivelados en el Centro Histórico hace que la renivelación sea la técnica más adecuada para lograr este efecto.

Se presenta, además una visión del mejoramiento del suelo, como medio para reducir la compresibilidad de las arcillas del valle, para de esta manera inducir a que los hundimientos diferenciales sean menores, esta técnica, (experimental en el caso del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza), puede tener una extensa aplicación en edificios con esta problemática.

La combinación de ambas técnicas: subexcavación y mejoramiento de suelos, son una alternativa real y factible en la renivelación de edificios, ya que ambas han dado muy buenos resultados.

Ante el panorama que presenta el problema del hundimiento del valle de México, la renivelación surge como una opción confiable para mantener en pie cualquier tipo de edificio y asegurar la estabilidad estructural del mismo, aunado a lo anterior el mejoramiento de suelos abre las puertas para incidir de manera directa en la disminución de la compresibilidad de las arcillas y amortiguar y hacer más lentos los hundimientos. Con esta técnica se puede incidir, además, en determinados puntos de algún edificio, con el fin de que en la velocidad del hundimiento sea menor que algún otro.

En el presente trabajo se hace una descripción general de las características de los suelos, así como los antecedentes de los hundimientos diferenciales y las cimentaciones en el valle de México. Se describen algunos casos de edificios que han sido renivelados o recimentados. Se da una visión general de los métodos de Mejoramiento de Suelos y su aplicación práctica.

Se presenta de manera explícita la secuencia de los trabajos de renivelación del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, con la técnica de subexcavación, la que en este caso específico, tuvo diferencias conceptuales significativas que permitieron lograr el éxito de la técnica.

Lo fundamental de este trabajo está en describir la problemática actual de gran cantidad de edificios, desplantados en un suelo con muy malas condiciones, en mostrar los trabajos que a este respecto se realizan y en remarcar lo importante de proyectos de investigación universitarios, en los que se involucra al alumno en casos concretos, reales y participa de manera importante en todo el proceso del proyecto, en donde la riqueza de conocimientos es incomparable y la experiencia es fundamental en el desarrollo personal del alumno.

I CARACTERÍSTICAS DEL SUELO I CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

1.1. Tipos de Suelos

Los dos principales procesos que dan lugar a la formación de los suelos son la desintegración mecánica y la descomposición química.

De la desintegración mecánica podemos observar que hace que las rocas sean modificadas por agentes físicos exteriores: temperatura, plantas que se desarrollan en las piedras, aire y algunos otros factores; de la desintegración química podemos decir que el agua es el principal agente que influye en la alteración de las rocas, haciendo que se desgasten las mismas, a la vez el agua provoca la oxidación, hidratación y carbonatación.

De los tipos de desgaste que se provocan en las rocas se determinan los tipos de suelo, también de la forma en que este proceso se lleve a cabo. De acuerdo a esto tenemos los distintos tipos de suelo:

- Residuales: Son los que quedan en el mismo lugar en donde se afectó la composición de algunas rocas y por la misma permanencia de los restos en un mismo sitio.
- Transportados: son a la vez provocados por el mismo desgaste a las rocas, pero que determinados factores los conducen a lugares más lejanos. Los agentes que pueden provocar este desplazamiento son: glaciares, ríos, vientos, mareas y fuerza de gravedad entre otras.²

1.2. Propiedades de los suelos.

- a) Estabilidad volumétrica
- b) Resistencia mecánica
- c) Permeabilidad
- d) Durabilidad
- e) Compresibilidad.

² Juárez Badillo, Eulalio, *Mecánica de Suelos*. T. I, Limusa, México, 1989.



a) Estabilidad volumétrica.

Entre las características de los suelos, están las compresiones o expansiones que pueden presentar, debido a los cambios de humedad en su estructura.

Los efectos negativos que pueden presentar las presiones de expansión debido al aumento de humedad, encontramos que pueden levantar pavimentos, fracturar muros, romper tuberías de drenaje, levantar estructuras. Estos efectos los encontramos en suelos expansivos.

Para evitar cambios volumétricos en suelos expansivos, se puede introducir humedad en forma periódica al suelo, aplicar cargas para equilibrar la presión, utilizar membranas impermeables y ubicar los apoyos estructurales en una profundidad en donde no se presenten variaciones estacionales de humedad.

Otros medios consisten en sellar los poros o grietas haciendo que el agua se mueva lentamente en el suelo expansivo e inyectar productos químicos en la estructura del suelo.

b) Resistencia mecánica.

La resistencia de los suelos es en general más baja cuando estos están húmedos. Los suelos arcillosos al secarse alcanzan grandes resistencias, teniéndose la condición más alta cuando se calientan a temperaturas muy elevadas, como por ejemplo en la fabricación de tabiques y ladrillos. Algunas veces, sin embargo, la resistencia de un suelo es menos importante que su deformabilidad bajo carga. En otros casos se han presentado disminuciones importantes en la resistencia del suelo arcilloso debido, por ejemplo, a la disolución de cristales que conferían a la arcilla su resistencia, como sucede en algunas arcillas sensitivas de Noruega en donde el agua de lluvia altera el equilibrio físico - químico en ellas. Se presentan casos en donde la disminución de la humedad puede significar la disminución en la resistencia, pues se han presentado casos de deslizamientos de tierra, provocados por arcillas que se secaron y se agrietaron, provocando con ello que el comportamiento del material sea el de un suelo friccionante que puede tener menor resistencia que si se considera como cohesivo a humedades mayores. La acción abrasiva del tránsito por ejemplo, puede hacer que un material cohesivo se pulverice y pierda su cohesión.

c) Permeabilidad

Esta es una propiedad hidráulica de los suelos que permite cuantificar la resistencia que ofrecen estos materiales al flujo de algún líquido a través de ellos. Los suelos son materiales porosos y el tránsito de fluidos a través de ellos ocurre a través de estos poros.

d) Durabilidad

La durabilidad es la resistencia a todos los procesos de intemperización, erosión y abrasión.

e) Compresibilidad

Los cambios en volumen o compresibilidad, tienen una gran influencia en las propiedades de los suelos, pues modifica la permeabilidad, alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del esfuerzo cortante.

En el caso de arcillas saturadas si no se permite el drenaje, y se aplican esfuerzos, estos serán tomados por el agua. En el momento en que se permita el drenaje, los esfuerzos son transmitidos gradualmente al esqueleto o estructura del suelo; este proceso produce una compresión gradual de dicha estructura, fenómeno conocido como consolidación.



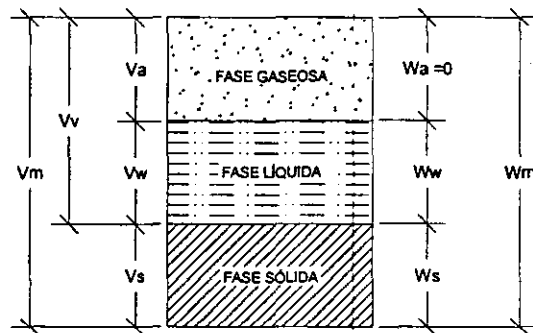
1.3. Fases del suelo.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida la forman las partículas minerales del suelo, la líquida el agua, aunque puede haber otro tipo de líquidos y la gaseosa, constituida por aire, o en algunos casos gases.³

Las fases líquida y gaseosas del suelo se comprenden en el Volumen de vacíos, mientras que la fase sólida, constituye el Volumen de los Sólidos (fig. 1.1).

Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Dicho suelo consta de sólo dos fases: la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Algunos suelos contienen, además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estos materiales predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos.



Dibujo: Juárez Badillo, Eulalio
Mecánica de Suelos (I).

- V_m = Volumen total de la muestra del suelo (volumen de la masa)
- V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)
- V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos)
- V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua)
- V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire)
- W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa)
- W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos)
- W_w = Peso de la fase líquida de la muestra de suelo (peso del agua)
- W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de Suelos.

Figura 1.1 Esquema de una muestra de suelo, para indicación de los símbolos usados.

1.4 Compresibilidad

Los materiales que forman la corteza arcillosa del subsuelo de la ciudad de México se caracterizan por su alta compresibilidad. Si por otra parte, se tiene en cuenta que el espesor de la formación varía entre 15 y 40 m en la zona más densamente poblada de la ciudad, no es sorprendente que cargas

³ Juárez Badillo, Eulalio, *Op. cit.*



relativamente moderadas causen asentamientos totales que se cuentan por decenas de centímetros, y en algunos casos, superan el metro. Por esta razón, la determinación de las propiedades que permiten predecir los hundimientos de una construcción y su evolución en el tiempo es importante.

Debido a su origen y poca edad geológica, los suelos del valle de México, los cuales son muy porosos, presentan un alto grado de compresibilidad.

Las variaciones que exhiben las propiedades de estos suelos, principalmente su permeabilidad tanto en el sentido vertical como al pasar de un punto a otro del área urbana han hecho necesario un gran número de pruebas para lograr una información representativa de las características del manto compresible.

En general, las arcillas están normalmente consolidadas, es decir, las cargas de preconsolidación resultan de magnitud parecida a las presiones efectivas de campo, las que a su vez, no siempre coinciden con los esfuerzos producidos por el peso propio del terreno. La carga de preconsolidación de un suelo es el valor del esfuerzo máximo a que ha estado sometido. Las sobrecargas de construcciones en la superficie y principalmente, los procesos de secado durante la gestación de la corteza arcillosa, justifican esta condición de los depósitos lacustres. En fecha más reciente, el bombeo de agua subterránea ha provocado fuertes pérdidas de presión en los estratos inferiores, responsables del hundimiento general de la ciudad y de un aumento considerable en las cargas de preconsolidación de las arcillas afectadas por dicho fenómeno.

1.5. Consolidación unidimensional en los suelos.

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además esta deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un lapso posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde que su erección, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente, en forma correcta, el comportamiento del suelo. Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho de que en los primeros, la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debido a cambio de forma.

La compresión (o expansión) o deformación solo por cambios de volumen, es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

La distorsión o deformación desviadora es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniéndose su volumen constante.

Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en esas dos facetas; hay una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo, un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.



Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; esta es la consolidación unidireccional o unidimensional. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de este tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar en un período largo de tiempo posterior a la aplicación de la carga, esto se puede visualizar por medio de un modelo descrito a continuación.

Analogía mecánica

Se considera un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él. El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro, que se encuentra totalmente lleno de un fluido incompresible.

Si se coloca una carga P sobre el pistón (fig. 1.2) y se mantiene el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse y toda la carga P estará soportada por el fluido, que aumentará de presión en proporción directa a la magnitud de la carga.

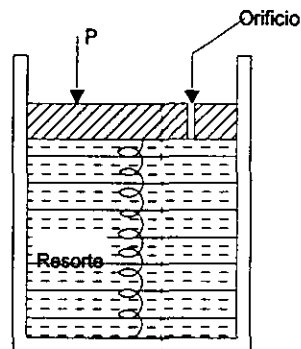


Figura 1.2 Principio mecánico de Terzaghi

Cuando se permite que el fluido salga por el orificio, hay una transferencia gradual de carga del fluido al resorte. Esto es, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, hay en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga. Si se permite la deformación del resorte, la velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Si el resorte se deforma suficientemente, soporta totalmente la carga P y el fluido volverá a sus condiciones iniciales.



En el suelo, la estructura de las partículas sólidas está representada por el resorte del modelo, el agua intersticial por el fluido incompresible y los canaliculos capilares por los orificios de los émbolos.

Considerando una masa de arcilla saturada bajo carga en la cual no se permite el drenaje, se tiene que, en general, la compresibilidad de la fase sólida del suelo es muy grande comparada con la del agua. Al aplicar un incremento de presión, toda la carga se traduce en un exceso de presión en el agua de poro. Si se permite entonces el drenaje, el gradiente hidráulico resultante provoca un flujo de agua hacia afuera de la masa de arcilla, y ésta comienza a comprimirse. Una parte del esfuerzo aplicado se transmite a la estructura sólida del suelo, que a su vez causa una reducción del exceso de la presión de poro. Esto se traduce en un aumento del esfuerzo efectivo (p').

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u$$

El proceso de compresión gradual con flujo de agua y transferencia del exceso de la presión en el agua de poro al esqueleto mineral, se llama **consolidación primaria**.

Este razonamiento representa la base para la teoría de consolidación propuesta, en 1925, por Karl Terzaghi, quien se basó en las hipótesis descritas a continuación.

Hipótesis

Terzaghi describió el fenómeno de consolidación de los suelos y propuso una teoría para modelarlo, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

- 1 La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
- 2 El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- 3 El cambio en el esfuerzo efectivo provoca cambios en los vacíos.
- 4 La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica.
- 5 El agua expulsada es aquella que sale de los poros de la estructura del suelo (se considera válida la teoría de Darcy).
- 6 El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- 7 Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
- 8 La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Al inicio el exceso de la presión hidrostática es uniforme en toda la arcilla.
- 9 No se toma en cuenta el peso del suelo.
- 10 La capa de suelo sujeta a consolidación es de espesor uniforme y está confinada lateralmente.
- 11 Los estratos adyacentes a la capa en estudio tienen mayor permeabilidad.

El propósito de esta teoría es encontrar las condiciones esfuerzo - cambio volumétrico en cualquier punto en un tiempo determinado, durante el cual la masa de arcilla se encuentra sometida a una carga sostenida.⁴

⁴ Vega Muñoz, Lorena. *Efectos de la inyección en la compresibilidad de las arcillas del valle de México*. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, ENEP Acatlán, México, 1998.



1.6. Cálculo de la capacidad de carga y hundimientos.

Capacidad de carga

Para visualizar objetivamente el problema de la Capacidad de Carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación debido a Khristianovich.⁵ Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, tal como se muestra en la fig. 1.3.

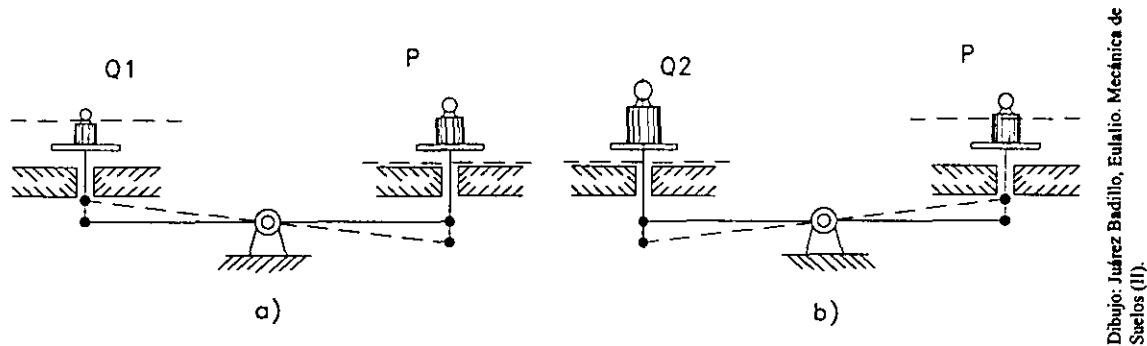


Figura 1.3. Modelo de Khristianovich.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo. Se entenderá por equilibrio crítico de la balanza, la situación en que ésta pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos, por pequeño que éste sea. Una balanza muy ligera, en comparación con los pesos manejados, representará un medio sin peso propio; una balanza relativamente pesada respecto a los pesos de sus platillos representará un medio también pesado.

La estabilidad de cimentaciones puede ilustrarse con el siguiente problema planteado en la balanza. En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio crítico. Es evidente que este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un $Q < P$ y la otra, por lo contrario, a un $Q > P$. Las alternativas de equilibrio en estos dos casos ocurren con movimientos diferentes, ilustrados en los casos a) y b) de la fig. 1.3.

⁵ Sokolovski, V. V. *Statics of soil media*. Capítulo 2 (Trad. Del ruso por D. H. Jones y A.N. Schofield). Butterworths Scientific Publications, 1960.



Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho B , está desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, (fig. 1.4).

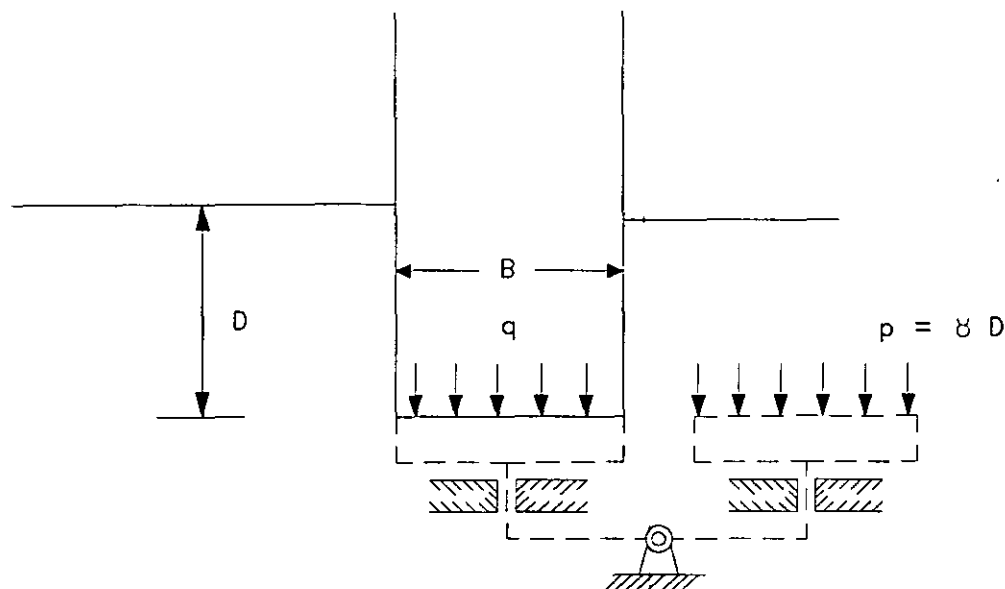
Dibujo: Juárez Badillo, Eulalio. *Mecánica de Suelos (II)*.

Figura 1.4. Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

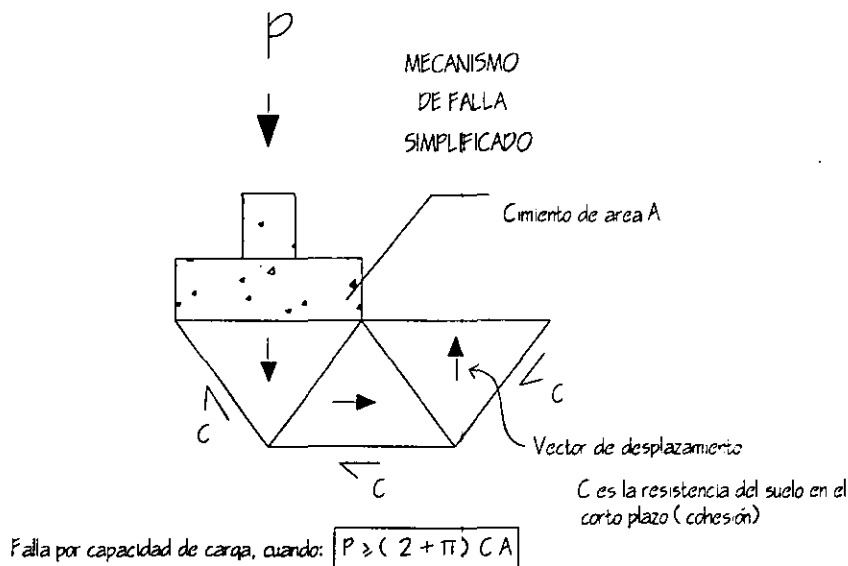
El problema de una cimentación sería encontrar la carga q , máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La correspondencia con la balanza puede visualizarse, haciendo coincidir un platillo con el cimiento, tal como se ve en la fig. 2. El otro platillo está dentro del terreno natural. Es evidente que la presión q que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando en favor del q . Este caso corresponde entonces al de la fig. 1-b, en que $Q > P$.

El caso a) de la fig. 1.3, en que $Q < P$, corresponde al de una excavación. Ahora q es nulo, pero conforme se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 1.4 con la consecuencia del aumento de la presión p . Es evidente que existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como el platillo de la balanza lo haría. Este es el fenómeno de *falla de fondo*, frecuentemente reportado en las obras reales.

Un suelo muy resistente equivale a unas guías con mucha fricción y recíprocamente. Los caso límites estarían representados por una roca sana, en la cual, con referencia al caso de la cimentación, q podría ser muy grande en comparación de p y por un líquido, de resistencia nula al esfuerzo cortante, en el que el máximo q que puede ponerse es igual a p (principio de flotación). Una cimentación en la que q sea igual a p se denomina en Mecánica de Suelos *totalmente compensada*.⁶

Una de las situaciones que se debe revisar en una cimentación es que no falle por capacidad de carga, esta condición es para preverla a corto plazo. En la figura 1.5 se presenta el mecanismo de falla simplificado.

⁶ Juárez Badillo, Eulalio, *Mecánica de Suelos*. T. II, Limusa, México, 1996.



Dibujo del autor basado en dibujos del Dr. Efraín Ovando Shelley

Figura 1.5. Mecanismo de falla simplificada.

Hundimiento regional

La problemática de hundimiento de la ciudad de México, está estrechamente ligada a la sobreexplotación de acuíferos en el subsuelo. La gran demanda de agua potable por parte de la población es satisfecha en gran parte de estos pozos. Los hundimientos se dan también debido a la formación lacustre del subsuelo, en donde el gran peso de las construcciones han consolidado el suelo.

Las velocidades de hundimiento muestran las diferentes etapas de explotación de acuíferos. En el período de 1900–1938 fue de 4.6 cm/año; en la siguiente década se observa un incremento importante con 16 cm/año. En el período de 1948–1956 se observa una velocidad de 35 cm/año. Con el decreto de la veda de pozos la velocidad disminuyó a 7.5 cm/año y en la década de los 80's alcanza 4.5 cm/año (fig. 1.6).

Los efectos más notables de esta problemática son los asentamientos diferenciales acusados en una gran cantidad de edificios, muchos de ellos de gran valor arquitectónico, ubicados en el centro histórico de la ciudad. Dichos asentamientos provocan daños en los elementos estructurales de los mismos, agrietamientos y desplomes significativos. Existen también los cambios de pendiente en las redes de drenaje y difícil operación de las mismas, rotura por tensión de conducciones encerradas usadas para conducción de agua potable o teléfonos, contaminación de los mantos freáticos por falla de las redes de drenaje, etcétera.

Los asentamientos inducidos por el bombeo en la ciudad no son uniformes. En consecuencia los drenes enterrados y construidos desde inicios del siglo XX, así como el gran canal



de desagüe sufren modificaciones en su pendiente, presentándose a veces hasta contrapendientes⁷. En el caso del gran canal de desagüe, por ejemplo, ha resultado necesario construir plantas de bombeo que eleven las aguas negras hasta 6 m para que por gravedad puedan recorrer posteriormente ese canal.

Los asentamientos diferenciales a lo largo de drenes ocasionan además su rotura por tensión o compresión, con la consiguiente contaminación de los mantos freáticos por aporte de aguas negras. Aun cuando el DDF mide las características de potabilidad del agua, resulta alarmante que para el año 2000 y de acuerdo con un estudio reciente del Instituto de Ingeniería el nivel de contaminación por nitrógeno amoniacal podría alcanzar niveles 16 veces mayores al permitido.

Otra de las situaciones que deben revisarse en una cimentación son los asentamientos excesivos, que provocan hundimientos diferenciales graves en los edificios. En la figura 1.7 se aprecia el fenómeno de los asentamientos excesivos en una zona de transición abrupta, en donde la estratigrafía del suelo tiene diferentes profundidades, (como en la zona del campo dos de la FES Zaragoza de la UNAM). Este problema debe preverse a largo plazo ya que los asentamientos son paulatinos.

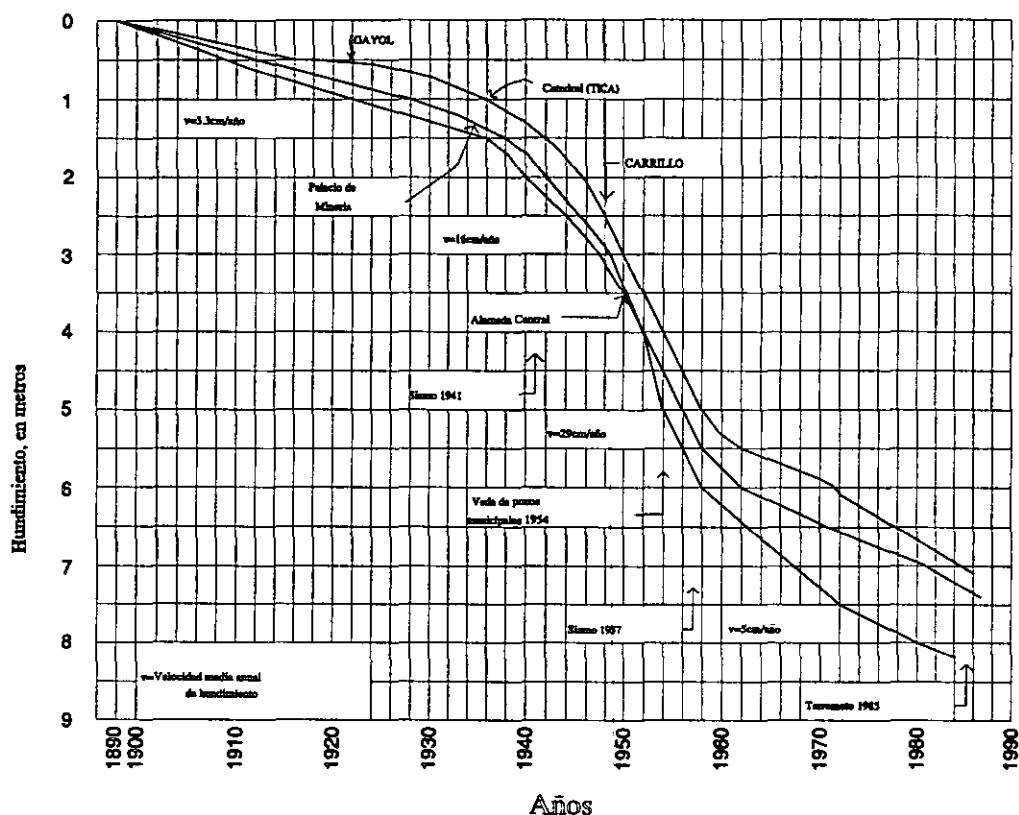
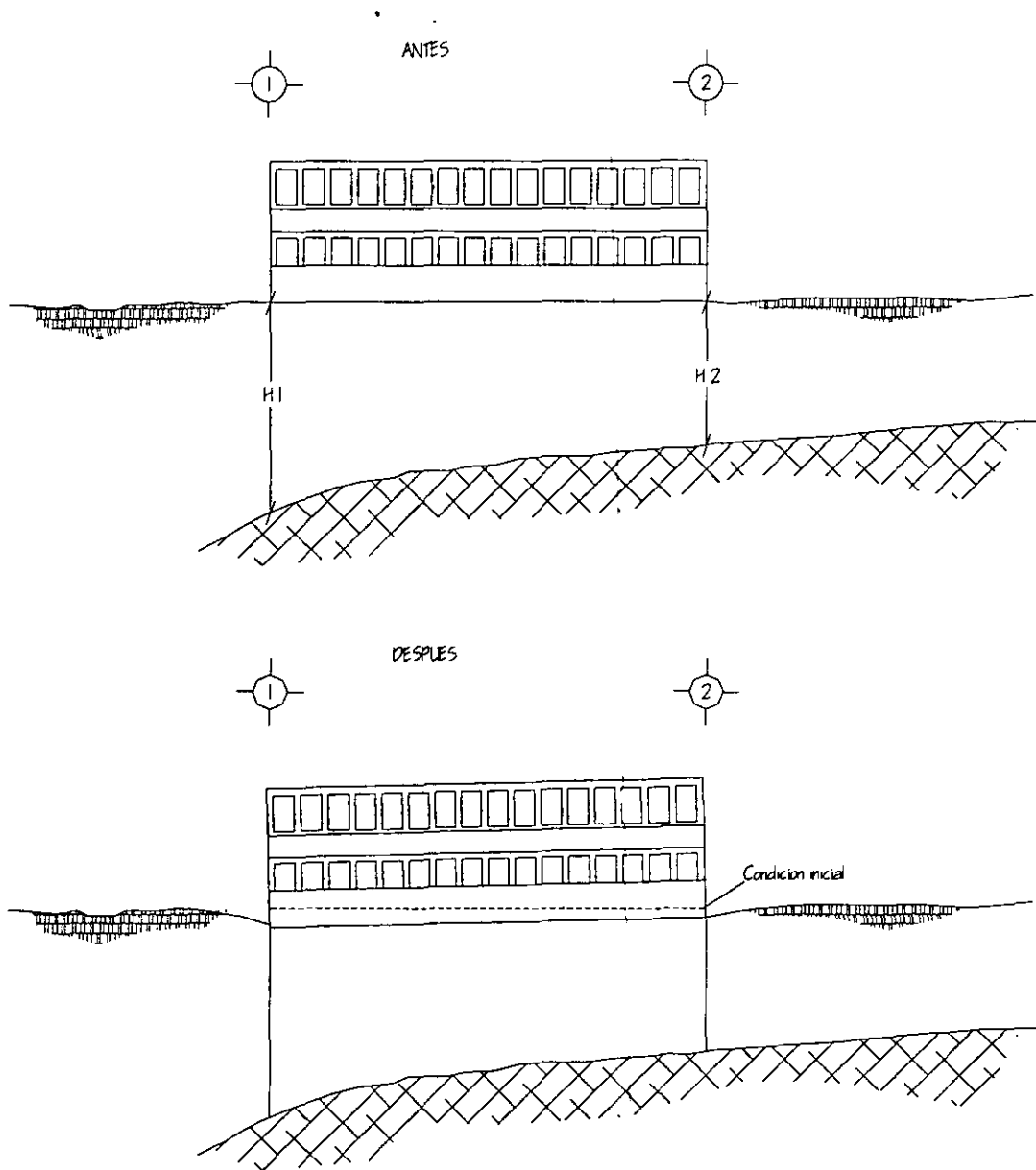


Figura 1.6. Gráfica de hundimientos en el valle de México.

⁷ Mazari, Marcos y Alberro Jesús. *Hundimiento de la ciudad de México*.



Dibujo del autor basado en dibujos del Dr. Efraín Ovando Stelley

Figura 1.7. Esquema de asentamientos excesivos.

Los asentamientos que se producen en una masa de suelo sometida a compresión unidimensional se calculan con la siguiente expresión:

$$\delta = \sum m_{vi} h_i \Delta\sigma_{vi}$$

en donde m_{vi} es la compresibilidad del estrato i , h_i su espesor y $\Delta\sigma_{vi}$ el incremento de esfuerzos verticales efectivos que da lugar al asentamiento que, como se ve, resulta proporcional a los tres factores del lado derecho de esta igualdad.⁸

En la figura 1.7 se observa que en el eje 1 del edificio, se presenta un mayor hundimiento porque $H1 > H2$, para un suelo homogéneo $m_{v1} = m_{v2}$, bajo las mismas condiciones de esfuerzo $\Delta\sigma_{v1} = \Delta\sigma_{v2}$.

⁸ Vega Muñoz Lorena, *Op. Cit.*

II ANTECEDENTES ESTRATIGRAFICOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

II ANTECEDENTES ESTRATIGRAFICOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

2.1. Formación geológica del valle de México.

Mooser ubica la formación geológica del valle de México hace 700 mil años: su existencia es debido a la formación de lagos, acarreo de suelos, erupciones volcánicas y notables variaciones de clima. A causa de estos factores es la complejidad del subsuelo del valle (figura 2.1).

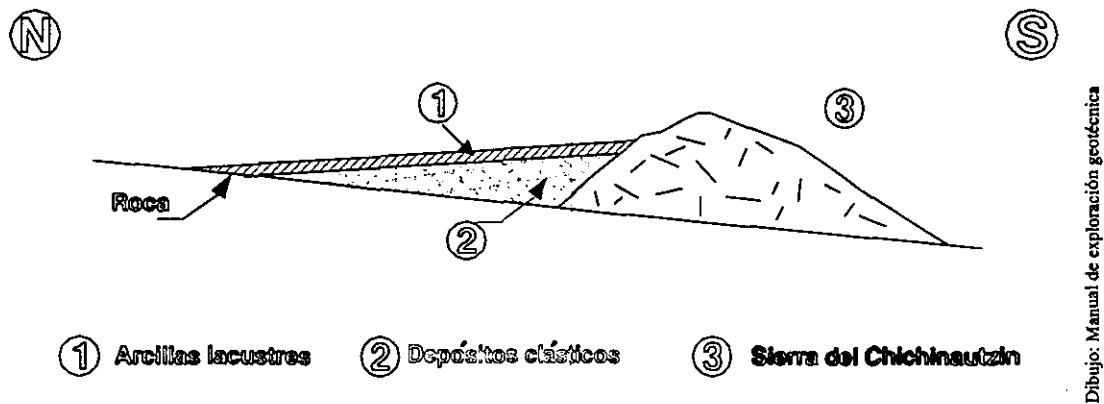


Figura 2.1. Esquema geológico general del valle de México.

Parte de la ciudad de México está asentada en las faldas de la serranía de las Cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de grava algunas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al Sur, la Urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal.



Esta zona que por su altitud relativa se denomina *las lomas*, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena, muchos predios están cruzados por galerías a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo muy caprichoso. Otro problema característico de las lomas, es la existencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, hacia el norte de la ciudad, particularmente en las laderas de la Sierra de Guadalupe. Estas formaciones son susceptibles de provocar asentamientos diferenciales erráticos e importantes en la estructura y requieren estudios especiales que sean capaces de determinar la cimentación adecuada o como compactar este tipo de materiales para que actúen uniformemente.

Entre las serranías del Poniente y el fondo del Lago de Texcoco, se presenta una *zona de transición*, en donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general se tiene superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesor variables intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, las cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena. Los problemas de capacidad portante y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes lo cual ocurre frecuentemente en esta zona por corresponder al sector industrial de la Ciudad. Por este motivo, en esta zona, el estudio de los materiales del subsuelo deben ser bastante específicos, para que la construcción de cimentaciones sea la adecuada.

Las fronteras interiores de la zona de transición, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco, llamada zona del lago. Un sondeo en ella, describe los siguientes estratos principales, descritos a partir de la superficie del terreno:

- 1) Depósitos areno - arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la ciudad llegan hasta 10 m. de profundidad.
- 2) Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena; su potencia total oscila de 15 a 32 m.
- 3) La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor, constituida por suelos arcillo o limo arenosos, compactos y rígidos, se encuentra a 33 m. bajo la superficie aproximadamente.
- 4) Arcillas volcánicas de características semejante a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene una potencia comprendida entre 4 y 14 m.
- 5) Depósito de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos lugares, se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas a 65 m. de profundidad.

Se ha subdividido la zona del lago en dos regiones. La primera abarca a la antigua traza de la ciudad, y en ella, las propiedades medias de los estratos arcillosos pueden variar apreciablemente, aún dentro de los límites de un predio. en cambio, la segunda pertenece a la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas.



Al oeste, afloran los depósitos clásticos aluviales de la formación Tarango, los que con una pronunciada pendiente penetran profundamente hacia el centro de la ciudad y quedan fuera del alcance de los sondeos realizados en el fondo del Lago de Texcoco. Estos restos de los abanicos aluviales están cubiertos por las gravas y arenas del Pleistoceno no Superior y los estratos compresibles constituidos por las cenizas volcánicas sedimentadas en agua tranquila, cuyo espesor aumenta apreciablemente hacia el oriente del valle. Tanto al norte como al sur del área urbana, los mantos de arcilla blanda y extraordinariamente plástica se reducen de espesor, descubriéndose en la zona de El Pedregal los depósitos arenosos del Pleistoceno Superior y el derrame de lava basáltica que arrojó el Xitli, 500 a.C. aproximadamente.

2.2. Los asentamientos en México - Tenochtitlán

Se menciona en muchos aspectos, que el subsuelo de la ciudad de México es el “peor del mundo”, esto tomando en cuenta diversos factores, además de tener claros efectos negativos en las construcciones del centro histórico de la ciudad de México.

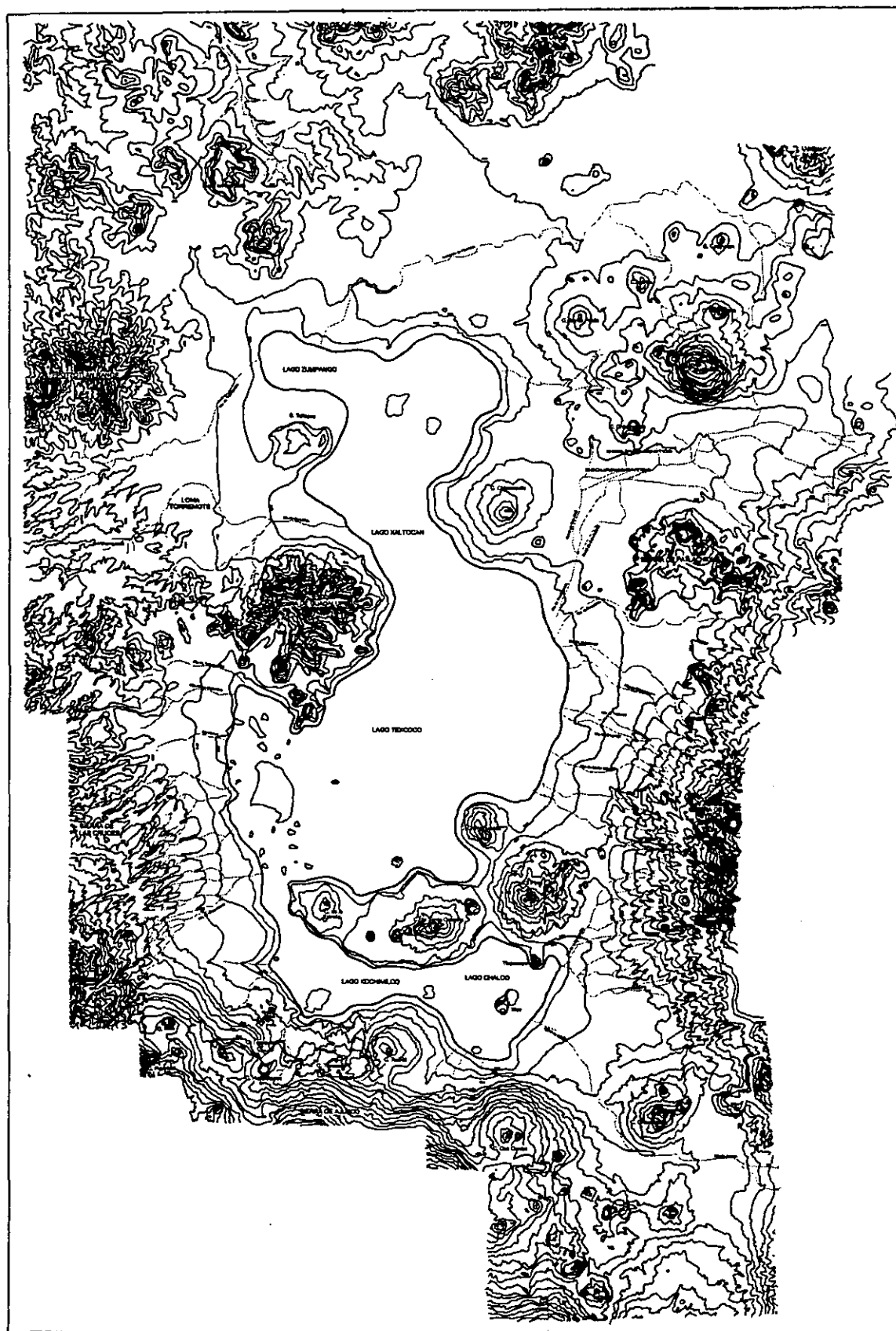
De origen, Tenochtitlán fue una isla, dentro de la gran zona lacustre, formada en el fondo de la cuenca del Anáhuac, sin salida natural para el agua que, a pesar de la absorción y evaporación conservaba su volumen por la aportación de los ríos que, en la época de lluvias, descargaban el caudal de las sierras periféricas (fig. 2.2).

La historia relata que la fundación de Tenochtitlán por parte de los mexicas, fue después de un largo peregrinar, que encontraron el lugar que Huitzilopochtli les había profetizado.

En Chapultepec fue donde Huitzilopochtli mando a unos de los sacerdotes de los mexicas, Cuauhtlequetzqui - Tenoch a matar a Cópil, su sobrino, quien había rumorado en los alrededores que los mexicanos eran gente de malas y perversas costumbres. Debía arrojar el corazón de Cópil en el lago, lo más lejano que pudiera entre los tulares.

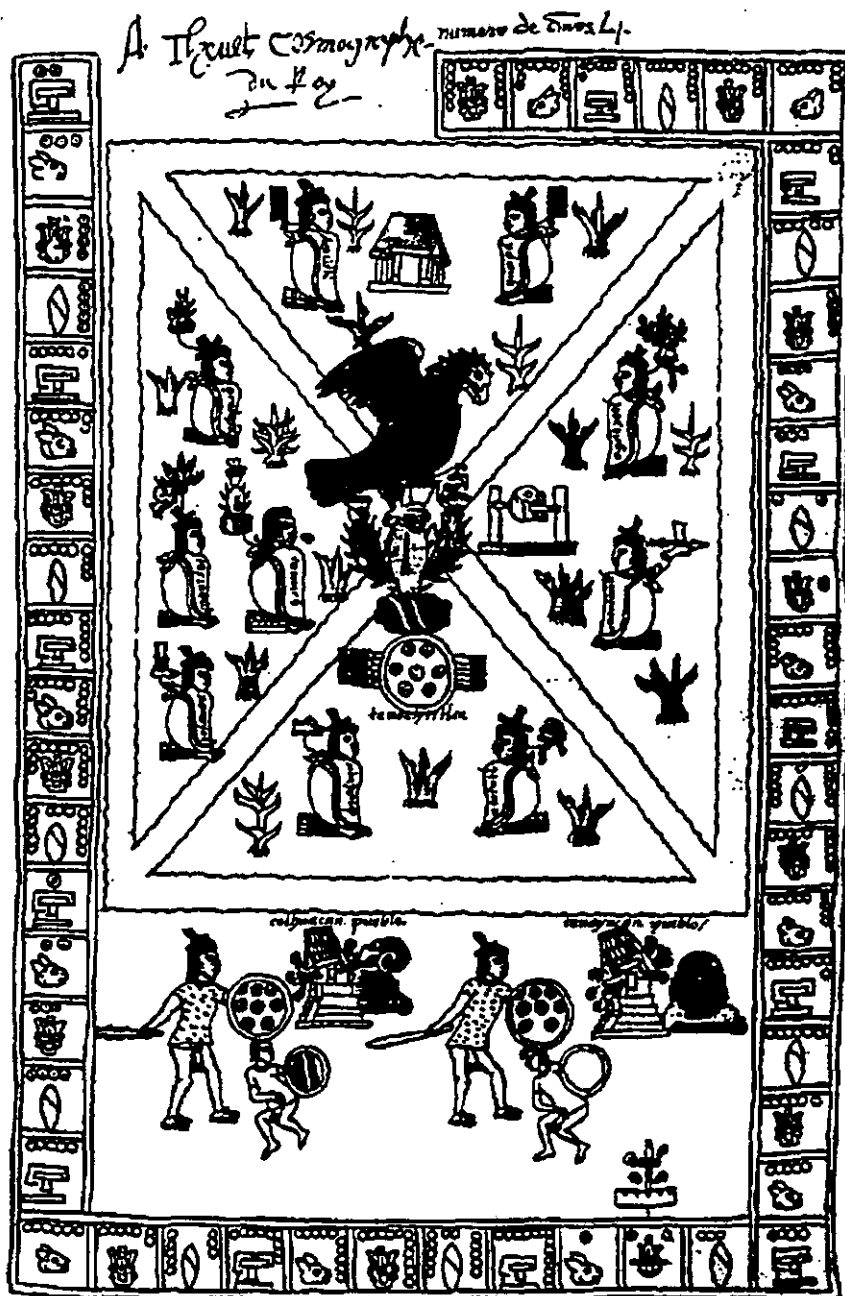
En ese lugar nacerá y germinará el corazón de Cópil, y vos, Tenuché, vos iréis a observar y a tener cuidado cuando brote allí un tenuchtli... y acecharás el momento preciso que en la cima de este nopal se pose de pie un águila que esté sujetando entre sus patas, apretadamente, una serpiente medio erguida a la que estará aporreando... Y cuando esto aparezca, Tenuché, porque vos sois el Tenuch, el nopal de tuna dura colorada, y el águila que veréis, Tenoché, esa águila seré yo, yo mismo... Se realizará entonces el agujero que significa que nadie en el mundo podrá destruir jamás ni borrar la gloria, la honra, la fama de México Tenochtitlan.

Una vez encontrado el lugar en donde germinó el corazón de Cópil y en donde vieron el águila posada en un nopal, empezaron a construir la ciudad (fig. 2.3).



Dibujo : Sanders, 1979: Mapa 1

Figura 2.2. Formación lacustre de México - Tenochtitlán.



Códice Mendocino. Fundación de México-Tenochtitlan

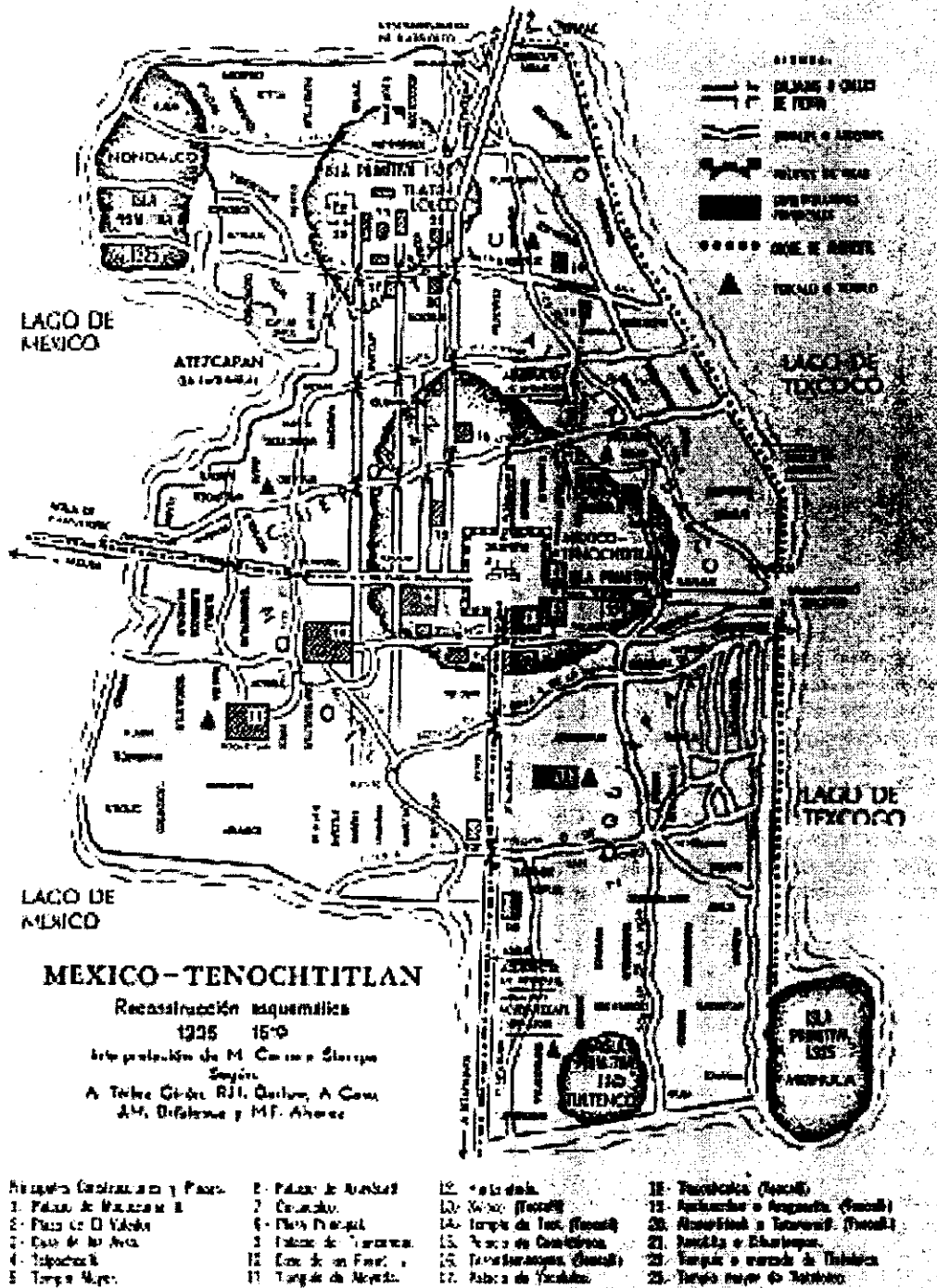
La fundación de Tenochtitlan, según la 1ª lámina del Códice Mendocino. En ella se representa a la ciudad dividida en cuatro parcialidades. Al centro, el símbolo del señorío tenocbca.

Figura 2.3. Fundación de México - Tenochtitlán. Códice Mendocino.

Dibujo: Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal



El primer asentamiento fue un *tlalmomoztli* (asiento cuadro de hierbas y ramas), que fue el cimiento del primer templo de Huitzilopochtli en Tenochtitlan, que a la postre sería el centro de la ciudad, ya que alrededor del templo se distribuyeron los calpulis (figura 2.4).



Dibujo: Imagen de la Gran Capital

Figura 2.4. México - Tenochtitlán.



Uno de los mayores problemas a los que se enfrentaron los mexicas fue que no tenían espacio para construir, por lo que lo obtuvieron del mismo lago, de dos formas: desecando el lago por medio del fuego y otra construyendo sus primeras chinampas propias.

La escasez de madera con la que pudieran poner estacas en el lago, fue un primer impedimento para que pudieran seguir ganando terreno al lago. Cuando la población creció de manera significativa, tuvieron la imperiosa necesidad de seguir obteniendo espacios para sus construcciones. Con el comercio de los productos que pescaban, cazaban y de los alimentos que preparaban, empezaron a comprar material con el que hicieron más chinampas, primero para ampliar su terreno, construir otro templo adoratorio de Huitzilopochtli y posteriormente para sus habitaciones. Las chinampas no las idearon en primera instancia para cultivar, sin embargo las desplantaron en dirección hacia Xochimilco, con el propósito de acercarse a la zona en donde el agua era más dulce. Además de esto, represaron el manantial que habían encontrado, ya que era la única fuente de agua dulce que poseían.

Con la madera estacaban, con la piedra robustecían los cimientos y con tierra y césped rellenaban lo cercado convirtiendo así el agua en tierra firme. Se extendieron de tal manera que los pequeños islotes que había alrededor fueron quedando incorporados a la isla mayor.⁸

Una vez consolidado este proceso, se hizo la división en cuatro sectores. Menciona Orozco y Berra que la división quedó hecha por dos canales o acequias, que atravesaban de norte a sur y este a oeste. Los cuatro campos de Tenochtitlan fueron: Cuepopan, Moyotlan, Zoquiapan y Atzacualco (fig. 2.5).



Dibujo: Imagen de la Gran Capital

Figura 2.5. Sistema lacustre de México - Tenochtitlán.

⁸ Orozco y Berra p.116



Al término de la división de la ciudad, un grupo quedó inconforme con esta y se fueron a buscar otro sitio en donde asentarse, llegando a un sitio llamado Xaltelulli, que después nombrarían Tlatelolco.

Asentados de esta manera, el principal problema que tuvieron que afrontar fueron los anegamientos. Esto era debido a la diferencia de niveles en los distintos lagos. Se menciona que entre 1440 y 1450 hubo inundaciones, heladas, sequías, hambre.

Después de años de constantes lluvias el lago de Tetzaco creció e inundó Tenochtitlan; solamente se podía transportarse o andar en canoas. Motecuhzoma Ilhuicamina recurrió a Nezahualcóyotl para que le ayudara a resolver el problema. Nezahualcoyotl organizó y dirigió la construcción de un dique para contener las aguas salobres de Tetzaco.

Cuatro leguas, calcularon algunos; doce mil metros de largo y veinte de ancho apreciaron otros, tenía la albarrada que comenzaba en un lugar llamado Atzacualco en el norte y que iba a terminar en Iztapalapa al sur. Consistía en un muro formado con piedras y arcilla y revestido de ambos lados con una hilera de empalizadas. Esta obra remedió las inundaciones y ayudó a que el agua que rodeaba a Tenochtitlan fuera menos salobre.

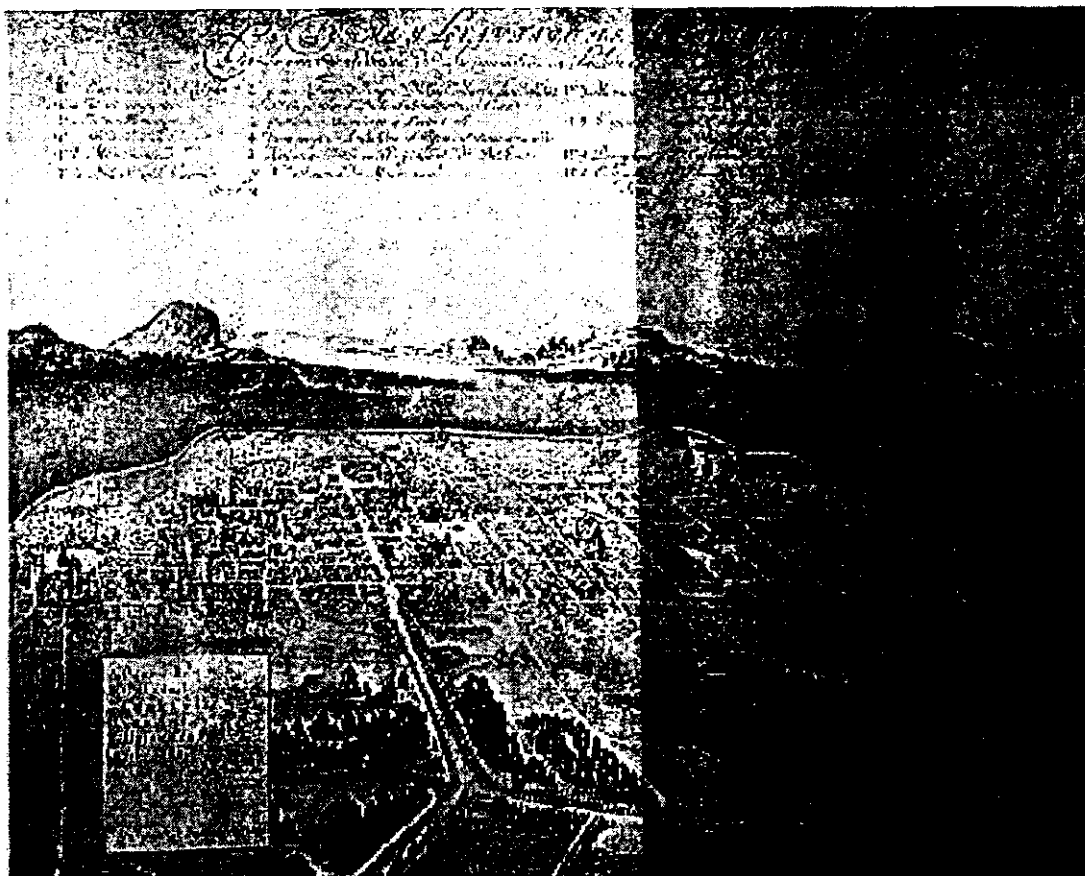
Siguió un período de sequía, en donde se secaron los ríos, la flora se marchitó. Fue una época de gran escasez, lo peor sucedió en 1459.

Motecuhzoma mandó a construir el acueducto de Chapultepec, que empezó a funcionar en 1466. Nezahualcóyotl nuevamente proyectó y dirigió la construcción.

Por otro lado la construcción de avenidas y caminos eran bastantes en la zona del lago, los que se hicieron para comunicar a varios pueblos con Tenochtitlan. Los caminos eran para que los pueblos conquistados pagaran tributos. Así también existían albarradones.

La ciudad tenía dos albarradas que separaban la laguna de México de la de Tetzaco. Dos calzadas - diques en el lago de Chalco; una lo dividía en dos porciones y otra lo separaba del lago mexicano. A su vez, había varias calzadas que segmentaban a este último radialmente y que tenían varias: además de ser diques podían servir de vías de comunicación como las que iban de Tlatelolco a Tenayuca; o bien cumplían tres requerimientos: dique - vía, de comunicación - acueducto, como la de Tlacopan a tenochtitlan, la de Iztapalapa a Tenochtitlan y la de Azcapotzalco a Tlatelolco.

En la génesis del valle de México, el suelo siempre estuvo saturado de agua, la que debido a la formación geológica homogénea del terreno, llegaba a grandes profundidades (figura 2.6).



Dibujo: Imagen de la Gran Capital

Figura 2.6. Vista de los lagos de la cuenca de México.

2.3. Características estratigráficas del suelo y cimentaciones en el Valle de México.

Estratigrafía

Los depósitos del Lago existen debido a que en la cuenca cerrada del valle de México se podía formar un lago, dependiendo de las condiciones climáticas dominantes: en climas fríos, se formaba un lago; pero al calentarse el clima, el lago disminuía y hasta desaparecía (fig. 2.7).

El resultado de estas oscilaciones climáticas fue el depósito de material arcilloso en la parte central del Lago; el cual subsistía a pesar de las sequías. Por el contrario en las partes marginales, las arcillas lacustres se intercalaban con suelos secos.

Mooser ha interpretado las edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie, definiendo la estratigrafía de los depósitos lacustres.

A medida que dichos depósitos se acercan al pie de Las Lomas, se van intercalando con limos, arenas e incluso gravas y boleas. Las aportaciones fluviales de Las Lomas se depositan en el quiebre morfológico: Lomas - Planicie.

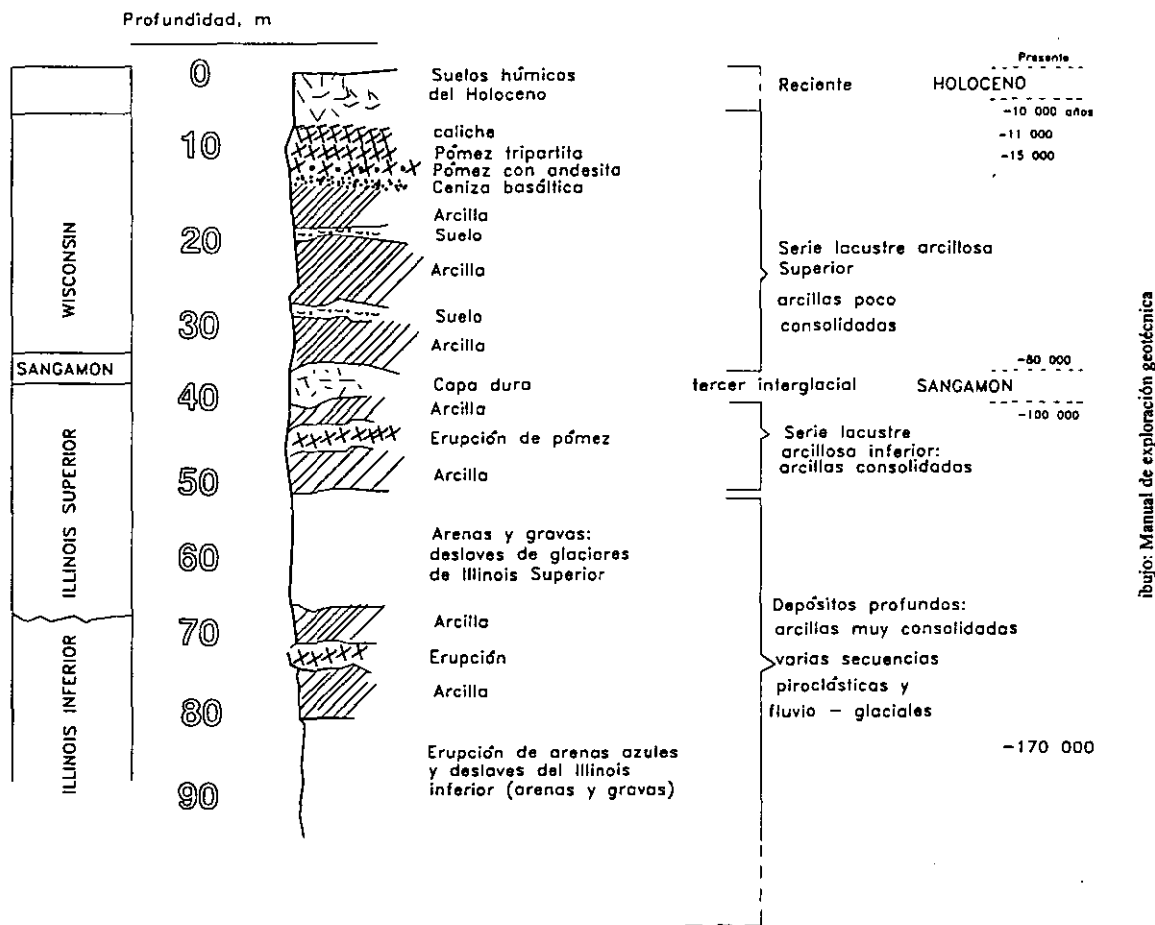


Figura 2.7. Estratigrafía de la planicie lacustre, ciudad de México.

Las aportaciones del Illinois Inferior bajan hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del muerto y San Angel; depositando morrenas, clásticos y boleos, para formar las acumulaciones aluviales que señalan la transición entre Las Lomas y la Planicie (fig. 2.8).

En Las Lomas se identifican algunos fenómenos geológicos importantes:

- la erosión de depósitos que propicia la formación de barrancas.
- El relleno parcial de las barrancas, con clásticos de nuevas erupciones.

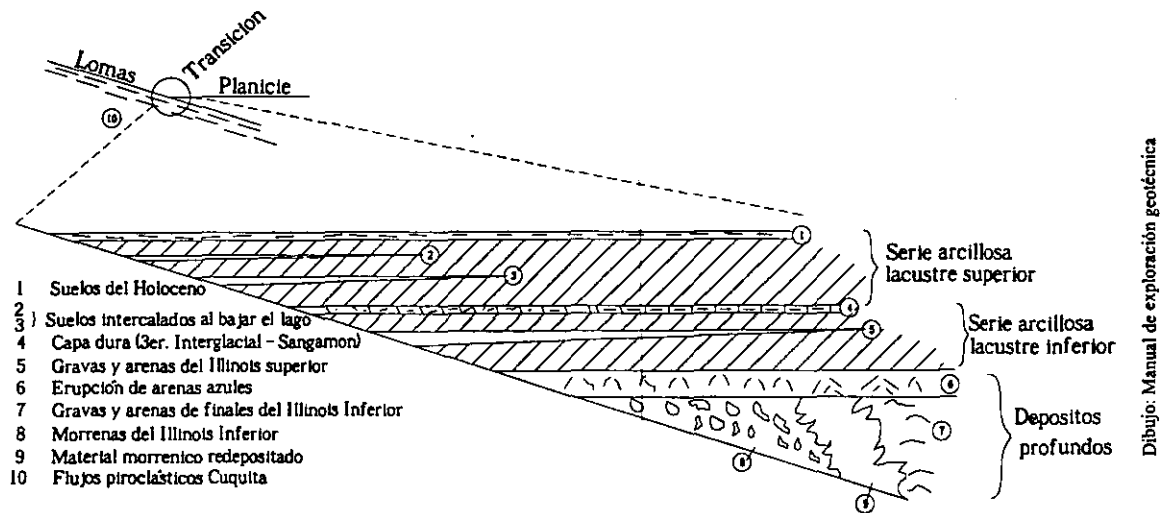


Figura 2.8. Estratigrafía de la zona de transición, ciudad de México.

Dibujo: Manual de exploración geotécnica.

El reglamento de Construcciones del Distrito Federal, clasifica las zonas del subsuelo del valle de México en el artículo 219:

Artículo 219.- para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I.- Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad, o menos, y que está constituido predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme o muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 metros.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establecen las Normas Técnicas Complementarias (fig. 2.9).



Condiciones históricas del subsuelo

Se ha visto que la historia del subsuelo del valle se ha modificado desde el asentamiento de los mexicas, ya con la llegada de los españoles, estos tenían como tarea eliminar el agua, para lo que estudiaron las posibles formas de sacarla hacia el exterior.

En el interior de la ciudad por muchos años permanecieron las acequias. Todos los historiadores de la época virreinal hacen referencia a esos canales.

Por acequias y canales, penetraba del agua del lago hacia el subsuelo de la ciudad, de toda la ciudad en su dimensión en el siglo XVIII pero además las inundaciones, cuando subía el nivel del lago que cubría el suelo que, sin ninguna protección en su superficie, permitía la absorción hacia el subsuelo, saturándolo de agua.

Las condiciones del subsuelo del valle, por naturaleza siempre ha estado impregnado de agua en su estructura. Esto es por que su formación tuvo como génesis el lago.

Simultáneamente al estudio de proyectos para sacar del valle de México el agua de los lagos para evitar las inundaciones mucho se discutía, sobre la conveniencia, o no, de eliminar las acequias:

De las acequias lejanas se extraían con relativa frecuencia ahogados, supuestamente de concurrentes a las tabernas y pulquerías. Por otra parte, en lluvias era tal la carga de agua, que por no limpiarlas previamente se anegaban las calles.

Esta era una de las razones representativas de los contras, pero había los pros para la conservación de los canales.

Tal vez para llamar la atención del Virrey, Alzate publicó una serie de artículos o de opúsculos con ideas novedosas aunque no originales; uno de ellos se editó en 1789 en el que señalaba “que aquí, contra la práctica general de las naciones, se procura extinguir las calzadas de agua, que tanto alivian el público porque disminuyen los costos de conducción...” no se aniquilen por estar sucias, indáguese el motivo por que lo están, límpiense y el público logrará utilidad, porque en México como ya se dirá en otra parte, lo que se necesita es agua, vasos que surtan vapores que tan necesarios son para la salud.

Para la mitad el siglo XIX intencionalmente se hizo inundar parte de la ciudad como defensa ante la intervención norteamericana y poco después...

En esa época se intensificó la navegación de barcos de vapor por los lagos y canales del valle de México, para lo cual se cortaron varias calzadas y se abrieron canales.

Para facilitar estas ideas el presidente Comonfort convocó a presentar proyectos para lo cual fijó entre otros objetivos que...

... el desagadero de las atarjeas de la ciudad sea franco y desembarazado y si es posible, se introduzca por ellos una corriente perpetua que arrastre constantemente el cieno que contiene..... que se abra dentro del valle y en todas direcciones el mayor número posible de canales de transporte y comunicación.

Contradicción ante la necesidad de desaguar el valle, el deseo de aprovechar e incrementar los canales. Para Marzo de 1890 se inaugura una línea de “Vapores” entre México y Chalco aprovechando los canales de la Viga y de Garay para salir a la zona de los lagos.

Termina el siglo XIX y termina la sobresaturación del suelo con el agua. Se inicia el siglo XX con la apertura del Gran Canal, van desapareciendo atarjeas y canales; aun por los años treinta del presente el Canal de la Viga transportaba a la zona del mercado de la Merced la producción de verduras y flores de Chalco y Xochimilco.⁹

⁹ Aguirre Cárdenas *Arquitectura y Subsuelo. El centro histórico de la Ciudad de México.*



2.4. Cimentaciones en el centro histórico

Las condiciones que presentó el suelo del valle en su formación hizo que se transformara de laguna a suelo, en donde se desplantaron edificios, los que cada vez fueron más grandes, pesados, complejos y que exigieron más capacidad de carga al suelo. Esto ha hecho que el suelo presente un hundimiento fuerte, además de que la extracción del agua del suelo lo ha incrementado.

En la construcción del templo mayor se construyó un relleno para precargar el suelo, se mejoró su suelo por medio de troncos y chinampas, construyéndose por etapas (cada 52 años, en una ceremonia a renovar su vitalidad, la fiesta del Fuego Nuevo, recibía una nueva estructura piramidal), asimismo se utilizaron estacones de madera como pilotes que servían para transferir la carga al subsuelo. Este procedimiento provocó que la base presentara hundimientos considerables.¹⁰

La cimentación de la Catedral implementada por el alarife mayor Claudio de Arciniegas seguramente estuvo influida por las técnicas aztecas. Consistió en :

- Una retícula de pilotes o estacones de madera de 20 a 25 cm de diámetro, de 2.2 a 3.2 m de longitud, colocados aproximadamente a cada 60 cm, lo que implica aproximadamente 22 500 piezas. Su función seguramente fue eliminar la deformabilidad de los suelos blandos superficiales.
- Un pedraplén de 0.9 a 2.0 m de espesor de mortero de cal y arena con roca basáltica y algo de tezontle; en el que se apoyaron las contratraves. Sus cuatro esquinas tienen áreas de mayor espesor, que hubieran permitido igual número de torres, aunque sólo se erigieron las del lado sur.
- Una retícula de contratraves de mampostería de 3.6 m de peralte y 2.0 m de ancho recibe los muros y en sus cruceros a las columnas. Los espacios limitados por las contratraves se rellenaron con tierra (fig. 2.10).¹¹

En la construcción del Palacio de minería, la cimentación utilizada fue con una solución semejante: Se emplearon estacas cortas de ahuejote de 10 y 25 centímetros de diámetro, Las cabezas de dichas estacas se ligaban y empacaban con pedacería de piedra para construir una plantilla, a partir de dicha plantilla se desplantaba el cimiento propiamente dicho.

Todo este tipo de cimentaciones muy común en esa época, indica que el suelo de la ciudad de México, ahora enmarcado en el centro histórico, siempre tuvo mala calidad.

Y se agrega una intervención humana más, en perjuicio de la calidad del suelo. El incremento demográfico de la ciudad de México y ahora de la Zona Metropolitana ha acrecentado en forma alarmante la demanda de agua. El abasto de agua que llega a la Ciudad, en orden de importancia, del Sistema Cutzamala, del acuífero del Valle de Lerma y del Río Magdalena, es totalmente insuficiente a tal grado que de el total de la demanda se extrae el 66% del acuífero del valle de México.

¹⁰ Mendoza L. Manuel J. *Problemática de la ingeniería de cimentaciones en el valle de México. II Comportamiento de cimentaciones.*

¹¹ E. Tamez, E. Santoyo, A. Cuevas y E. Ovando. *Diagnóstico y proyecto geotécnico Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana*, Informe Técnico. Amigos de la catedral, México, 1995.



Imágenes del autor

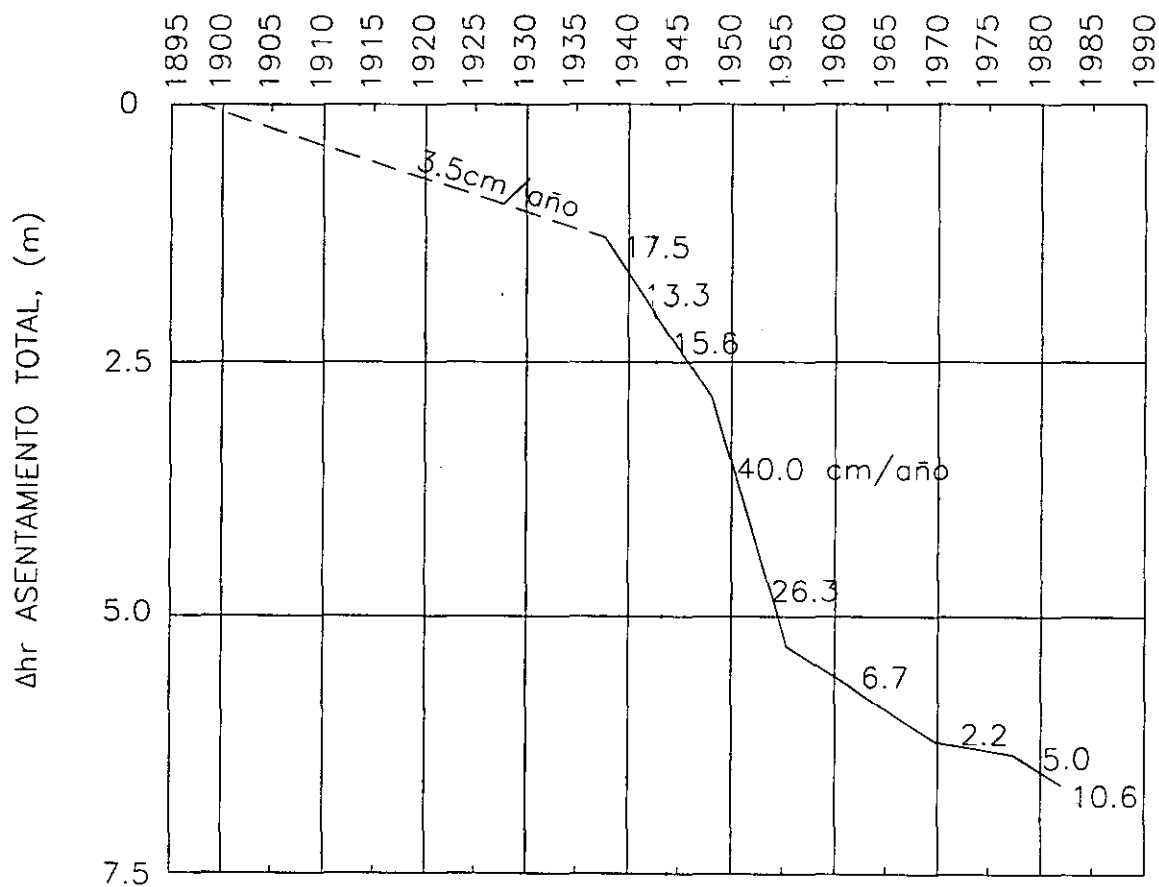


Figura 2.10. Detalle de las tablestacas de la cimentación original de la Catedral Metropolitana.



Ese volumen que se está sacando de pozos a diferentes profundidades, ocupaba un espacio. Ese vacío en las diferentes capas del subsuelo no es reemplazado porque el área de recarga no es suficiente para ello y en consecuencia se aumenta la compresibilidad de las arcillas produciendo una reducción de volumen al compactarse el material. Si a esto se agrega el peso de las construcciones en la superficie y la carga de los estratos superiores, se tendrá como resultado el hundimiento del terreno.

La extracción en diferentes lugares del valle de México produce el hundimiento generalizado de la ciudad de México, pero repercute de manera muy especial en la zona del Centro Histórico (figura 2.11).¹²



Asentamiento regional en el centro de la Ciudad

Figura 2.11. Asentamiento regional en el centro de la ciudad de México.

¹² Aguirre Cárdenas *Op. Cit.*



Esta zona independientemente de las características del subsuelo anteriormente descritas tiene además otros dos factores que le afectan. Por un lado rellenos de tierra, parte en la época prehispánica para incrementar el área ocupable y parte en la época colonial para cubrir las acequias, también para aumentar espacios construibles y nivelar la superficie; estos rellenos algunos con escasa compactación o bien con falta de homogeneidad.

Si a esto agregamos que parte de los rellenos se hicieron con material de desperdicio o cascajo o lo que es peor, que quedaron en el interior del subsuelo, lo que es muy generalizado ahí en el centro histórico, restos de mayores o menores dimensiones de edificios prehispánicos, el resultado es de superficies, aún en un mismo predio, de muy diversa resistencia como respuesta del suelo, además esto causa que en diferentes puntos la compresibilidad del suelo sea diferente ya sea por los terrenos no homogéneos o bien por que la profundidad a la que están los restos prehispánicos deja menor volumen de arcilla compactable y en ese lugar hay mayor resistencia.

2.5. Hundimientos en el valle de México.

La historia de las captaciones de agua para el abastecimiento de la ciudad, está íntimamente ligada al hundimiento del suelo.

Es un hecho comprobado que los acuíferos del subsuelo, y entre ellos, mantos relativamente poco profundos, estuvieron sujetos a presiones artesianas en el pasado. Durante la época colonial era frecuente el alumbramiento de estratos permeables por medio de pozos indios y que el agua alcanzara la superficie del terreno. La historia prehispánica y los restos de construcciones hidráulicas de esos tiempos, demuestran que los aztecas se abastecían de los manantiales que brotaban en las zonas vecinas a la Capital.

Contando la capital con una población de 500,00 habitantes a principios de siglo, se construyó el primer sistema unificado de captación y distribución de agua potable. Varios manantiales de la región de Xochimilco constituyen la fuente de abastecimiento y el acueducto se diseñó para un caudal de 2.5 m³/seg. Considerando el consumo medio de 300 l/hab/día, el gasto disponible cubre las necesidades de la ciudad hasta aproximadamente 1930, pues además de los recursos antes mencionados existen dentro de la zona urbana un sinnúmero de pozos particulares que suplen la deficiencia del servicio municipal. A partir de ese año se inicia una fuerte migración del interior hacia la capital, el aumento de la población supera a las predicciones y se plantea de modo agudo el problema del agua.

A consecuencia del fenómeno demográfico antes descrito, se hace necesaria la ampliación rápida del abastecimiento de agua y se opta por explotar los acuíferos del subsuelo dentro de la urbe, dadas las notorias ventajas económica y de tiempo que representa la simple instalación de equipos de bombeo y tuberías de distribución locales. Se crean así una serie de sistemas, unos interconectados a la red antigua y otros aislados, que van satisfaciendo las necesidades en forma progresiva y algo errática; a períodos críticos en el abastecimiento siguen otros de notable intensificación en el bombeo de los acuíferos.

Prácticamente al iniciarse en la década de los 40 el estudio global del hundimiento de la ciudad de México, no se disponía de información significativa sobre las propiedades mecánicas y la condición de flujo hidráulico en las arcillas del subsuelo. Fue principalmente entre 1945 y 1955 cuando el profesor Marsal logró acumular información pertinente y amplía mediante una campaña



sistemática de ensayos de laboratorio y de campo, con los que se pudo explicar y valorar la parte medular de este fenómeno¹³; en 1954 se suspende el programa de perforación de pozos y es decretada la veda correspondiente, en todo el valle de México.

La dotación de agua en 1952 era igual a 240 l/hab/día, aumentó a 350 en 1955 y a 370 en 1959.¹⁴

El hundimiento que presentó el valle de México es de 4 cm por año en el período de 1898 a 1937, incrementándose en el período de 1937 a 1947 a 14 cm/año, en el período de 1947 a 1968 se indican hundimientos de 40 cm/año, disminuyendo a 10 cm/año en el final de esta etapa (fig. 2.10).

Según el plan maestro de Drenaje de la Zona Metropolitana de la ciudad de México 1994 - 2010 de la DGCOH, se hizo una predicción de los hundimientos que afectarán al valle de México en el período de 1994 - 2000, en el que se observa que en este período se generarán hundimientos máximos de entre 150 centímetros y 175 centímetros en los límites del Distrito Federal y ciudad Nezahualcóyotl, entre 125 y 150 centímetros en el Aeropuerto Internacional Benito Juárez, entre 50 y 75 centímetros en el centro de la ciudad y; alrededor de 100 centímetros en el área de Xochimilco, al sur del canal de Chalco.

¹³ Mazari, Marcos y Alberro, Jesús. *Hundimiento de la ciudad de México*.

¹⁴ Aguirre Cárdenas *Op. Cit.*

III CONDICIONES PARA CIMENTAR

III CONDICIONES PARA CIMENTAR

3.1. Interacción suelo - estructura

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo - deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando éste se somete a un incremento de esfuerzo. En la interfaz de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Así pues, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del subsuelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación.

El análisis de la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. El procedimiento de establecer la expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto se designa ISE, esto es, Interacción - Suelo - Estructura. Para lograr lo anterior será necesario basarse por un lado en las leyes físicas que rigen el comportamiento de la masa del suelo y por el otro en los procedimientos nominales del cálculo estructural en la determinación de fuerzas y deformaciones, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material del cuál será construida la estructura de cimentación.

Es obvio que la masa del subsuelo donde se apoya la estructura de cimentación no se puede simplificar suponiéndola constituida de elementos aislados, si se quiere obtener buena precisión en los cálculos. Será necesario tratar a la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto "y" de la masa ejerce su influencia en otro punto "j" de ella. Así pues, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo se hace uso de la teoría de elasticidad, o alguna de sus modificaciones; aun cuando sabemos que el suelo no es elástico sino más bien es elástico - plástico y viscoso, además de ser heterogéneo. El cambio de esfuerzos, dentro cierto rango, en general no es



tan grande que no se pueda operar con las propiedades secantes de esfuerzo - deformación. Lo anterior trae como consecuencia el tener que estimar de antemano el nivel de esfuerzos y el cambio de éstos para asignar las propiedades mecánicas del material que deberán ser utilizadas en el cálculo; lo cual implica, si se requiere aumentar la precisión, el tener que hacer varios ciclos de cálculo hasta lograr la compatibilidad de las fuerzas y las deformaciones utilizando las propiedades mecánicas de esfuerzo - deformación del suelo.

En lo que respecta al suelo y principalmente a suelos finos y saturados donde se presentan propiedades dependientes del tiempo, podrá decirse que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo, haciendo cambiar los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

Aún mas, puede decirse que para la elección correcta y cálculo racional de una cimentación es también necesario considerar las condiciones y fuerzas ambientales. Así pues, es necesario conocer la estratigrafía del lugar y en particular la zona en cuestión, las condiciones hidráulicas que rigen en el momento y los cambios probables que podrían suscitarse en el futuro. Conociendo la estratigrafía y las características de los sedimentos que la constituyen en varios lugares, se podrá conocer la variación probable de las propiedades mecánicas de los sedimentos en el área de la cimentación.

En regiones sísmicas o de vientos de alta velocidad, deberán establecerse modalidades en el diseño de las cimentaciones que permitan hacerlas menos vulnerables a estas fuerzas, especialmente cuando se trata de cimentaciones con pilas o pilotes. En el caso de sismos en donde el movimiento se transmite del suelo a la cimentación, será necesario conocer las propiedades dinámicas de los sedimentos para estimar el comportamiento del subsuelo y la forma en que el movimiento se transmite a la cimentación y los efectos de interacción que se generan.¹⁵

3.2. Resistencia del suelo.

Para determinar el tipo de cimentación que una edificación debe tener, se necesitan hacer una gran cantidad de consideraciones antes de implementar cualquier solución. De la correcta interpretación de las circunstancias y problemáticas que presente la zona en que se desplantará el edificio, tendremos el buen funcionamiento estructural del mismo, si desde un inicio se plantea mal la solución, la situación del inmueble puede verse afectada gravemente, con algunas consecuencias difíciles de afrontar; el extremo más nocivo es el de obligar a recimentar la construcción.

Tomando en consideración esto, se deben analizar las siguientes condiciones: tipo y resistencia del suelo, capacidad de carga del mismo, analizar las condiciones locales y regionales del subsuelo, hacer los estudios de Mecánica de Suelos necesarios, para determinar la profundidad de los estratos resistentes en donde se pueda apoyar la cimentación, la deformabilidad del terreno para conocer sus posibles hundimientos y conocer si habrá deformaciones diferenciales, y en términos generales, todos los aspectos que involucren la determinación de las características del suelo.

Como se ha descrito anteriormente, en el valle de México existen tres tipos de suelo: lomas, de transición y del lago, lo que determinará principalmente el tipo de cimentación a utilizar: zapatas, cimentación a base de losas, pilas o pilotes.

En las zonas de lomas pueden presentarse asentamientos encima de cavernas, por lo que cuando se trata de cimentaciones especiales o de gran capacidad, se realizan exploraciones con ultrasonido para determinar la existencia o no de dichos túneles; generalmente, en esta zona la capacidad de carga del suelo es alta.

¹⁵ Zeevaert, Leonardo, *Interacción suelo - estructura*, Noriega - Limusa, México, 1991.



En la zona de transición se presentan casos con hundimientos diferenciales, provocados por la heterogeneidad del suelo y la diferencia de espesores en sus estratos; estos se pueden apreciar en la cercanía de algún cerro. Edificios con esta problemática podemos mencionar a los que están en el campus dos de la FES Zaragoza y la antigua Basílica de Guadalupe. Las soluciones de cimentación adoptadas en esta zona son a base de pilas, pilotes o losas de cimentación.

En la zona del lago el principal problema es el de los suelos, la formación de estos es con altos contenidos de agua, por lo que son suelos muy blandos y muy compresibles, no presentan una gran resistencia y su espesor es cada vez más delgado mientras se aproxima a la zona del lago de Texcoco, con este tipo de suelo generalmente se presentan problemas de asentamientos diferenciales, en esta zona a la vez se debe hacer un estudio completo de las condiciones de compresibilidad del suelo, ya que existen grandes extensiones que fueron rellenas con materiales distintos al que originalmente existió en la zona. Las soluciones de cimentación dependen de la ubicación del estrato resistente y la carga de la superestructura, generalmente se solucionan con diferentes tipos de pilotes.

Existen diferentes causas que hacen que la cimentación de un edificio presente complicaciones en el período de trabajo de la misma, entre estas se identifican las siguientes:

a) Heterogeneidad del subsuelo.

Aquí se aprecia que en un tipo de suelo así, no se tendrá el mismo comportamiento a lo largo y ancho del edificio, debido a que la capacidad de carga del suelo no presenta la misma resistencia, sino que tiene bastantes diferencias de un lugar a otro, debido a que la compresibilidad de los suelos es distinta.

b) Influencia de las fallas de talud y fondo en una excavación.

Por estimaciones incorrectas en el empuje de tierras, insuficiencia en la resistencia al corte de las arcillas o defectuosa ejecución de los ademes, es frecuente que al construir los cimientos se presenten fallas locales en los taludes o en el fondo de la excavación, que tiene gran trascendencia en el comportamiento ulterior del edificio.

c) Efectos de construcciones vecinas.

Aquí muchas veces se tienen todas las consideraciones necesarias para cimentar adecuadamente el edificio, pero resulta que la cimentación implementada provoca daños a los edificios aledaños.

d) Errores en la estimación de cargas.

Es frecuente que al terminar el edificio se han presentado variaciones en el proyecto, que han aumentado la carga que el edificio debía soportar, estos cambios pueden ocurrir en la sustitución de algunos materiales y especificaciones, simplemente en la ubicación de muebles y carga viva que no se tenía contemplada.

Así tenemos que las condiciones para tener una buena cimentación no sólo dependen de los estudios que se hagan para determinar las características del subsuelo, sino que intervienen factores exteriores, también está presente el factor humano en la supervisión de todos los trabajos encaminados a acondicionar la cimentación, (control de los taludes y presiones de suelo). Debemos analizar todas las condiciones en las que nuestra cimentación debe funcionar correctamente. Prever condiciones extremas y tratar de analizar las posibles prevenciones en caso de que se llegara a complicar el buen comportamiento de la cimentación.



3.3. Que factores evaluar para renivelar

Costo histórico.

Para analizar este factor, se deben tener en cuenta ciertos antecedentes del edificio a renivelar, si se requiere su permanencia histórica, o bien si refleja algún momento histórico determinante en el proceso histórico nacional. Estas preguntas parecerían las que se enfocan a darle el sentido de permanencia o no al inmueble.

Es cierto que algunos edificios es indispensable mantenerlos en pie, debido a que su significado histórico para la nación es determinante (Catedral, Bellas Artes, Basílica, entre otros), sin embargo hasta que punto es justificable el que se mantengan presupuestos altísimos para lograr este objetivo, cuando las características del suelo no ayudan a que el edificio logre mantenerse en condiciones estables por un tiempo considerable, posiblemente sería mas razonable proponer otra alternativa, como permitir que se construya un nuevo edificio.

Pareciera que no, que cualquier inconveniente que se presente en el proceso de mantener la construcción, (catalogada como de valor histórico), es poco con relación al sentido de valor de pertenencia para la sociedad. La valoración por parte de la gente, es la que permite que se mantengan las acciones correctivas. Si bien es cierto que esto es un factor importante y que logra influir de manera determinante en el proceso, también es cierto que muchos edificios son apoyados en estas acciones debido a que su valor estimativo y político es muy alto: la Catedral Metropolitana y la ex - basílica de Guadalupe son altamente valoradas por la población en el aspecto religioso, de esta manera, no se cuestiona tanto el que se trate de rescatarlos.

La Catedral Metropolitana representa un vivo ejemplo del papel determinante que el costo histórico representa en esto, este templo levantado sobre las ruinas aztecas, jugó un papel primordial en el dominio colonial y en la lucha por implantar la religión católica en los aztecas. No es difícil imaginar la importancia que este edificio representó para el clero, en el dominio de estas tierras. Otro ejemplo lo representa la antigua Basílica de Guadalupe, la que está en proceso de restauración. Estos dos monumentos son un símbolo no sólo de la capital, sino un imán religioso cultural en la vida de México. Las acciones por preservar van más allá de conservar el edificio como tal, se conserva también el edificio ideológico del país. De manera importante las condiciones arquitectónicas de estos edificios son altamente valoradas.

Los esfuerzos por mantener en buenas condiciones los edificios con alto valor arquitectónico, se ven, asimismo, en el Palacio de Bellas Artes. Obra maestra del arquitecto italiano Adamo Boari, este teatro representó uno de los mejores de su época y refleja una etapa de la vida en México, la etapa Porfiriana. Las proporciones clásicas del edificio, así como los materiales utilizados, las pinturas y esculturas son el mejor elemento para determinar el porqué se debe mantener en buenas condiciones dicho monumento. El simbolismo representado en el Palacio de Bellas Artes es un factor importante, tanto para la vida artística de la ciudad como para la imagen urbana.

Estos edificios son elementos urbanos representativos de la ciudad, no se pueden concebir dichos espacios sin la monumentalidad de los mismos. Las condiciones del entorno están influenciadas claramente por ellos, la Catedral Metropolitana está en el centro espiritual del país. Simboliza en conjunto con el Palacio Presidencial, el Templo Mayor y algunas construcciones más el marcado centralismo que ha caracterizado el desarrollo del país.

Si bien el templo de San Antonio Abad no tiene la relevancia arquitectónica o religiosa de una Catedral Metropolitana, si tuvo la influencia directa de ser el edificio en donde se experimentó, un procedimiento de renivelación que podría ser aplicado, en caso de resultar exitoso en la misma Catedral. Aquí es donde entra en juego lo que determina que un procedimiento tenga el respaldo económico para llevarlo a cabo. Las innovaciones tecnológicas deben influir en la determinación de los procesos, se debe tener conciencia que de esto depende el desarrollo de nuevos procedimientos,



capaces de enfrentar la problemática de hundimientos diferenciales en los edificios y solucionar adecuadamente los mismos, depende también de la aplicación de estos procedimientos para encontrar las fallas que los procesos conceptuales tienen en su aplicación.

Costo económico y social.

En el caso de edificios cuyo valor histórico no es tan alto, es donde entra en juego esta determinación: renivelar o no. La situación de un edificio es distinta en esta posición, en relación al caso contrario, el que necesariamente debe conservarse. Si el caso de un edificio no representa un problema, el que se mantenga en pie o no, entra en juego el determinar si el costo económico es menor o no.

Cuando se necesita renivelar un edificio, se debe analizar la otra alternativa: demolerlo y construir otro nuevo. Aquí si es determinante el peso específico de los presupuestos de ambos; de esta manera se analizan las propuestas y se decide cuál es el más conveniente. Sin embargo, en una renivelación entran en juego diversos factores, que determinan si un edificio se comportará adecuadamente en el proceso. Cuando se toma la decisión de renivelar el edificio, además se debe considerar que dependiendo del método utilizado, puede volver a tener hundimientos diferenciales. Si únicamente se subexcavó, las condiciones del suelo seguirán siendo las mismas y el hundimiento regional también. Por esto, la renivelación tendrá un resultado inmediato, pero no evitará que se presenten futuros asentamientos diferenciales. En cierto período de tiempo, puede necesitar que se vuelva a subexcavar, ya que si la tendencia de hundimiento en el sitio es alta, la probabilidad de volver a renivelar el edificio está latente.

Parece fácil renivelar un edificio, suena sencillo, aparentemente se debe únicamente influir en ciertos puntos del edificio, para que este se comporte adecuadamente. Las condiciones de la cimentación parece que pueden ser controladas en determinados aspectos. Sin embargo, el proceso de renivelación incluye factores que deben afectar el término de este. Las experiencias prácticas han determinado otras circunstancias. El caso de la FES Zaragoza, también ha presentado factores que han influido para modificar el procedimiento original. Esas modificaciones han sido factores que han encarecido el presupuesto de dichas obras; si en determinado momento se hubieran concebido estos gastos, posiblemente se hubiera determinado otra, que implicara un costo menor.

Así pues a la hora de hacer estimaciones, se deben tomar en cuenta las distintas etapas por las que el proceso de renivelación debe pasar; quizá al principio el valor de renivelar sea menor que el de construir otro, pero quizá no se hayan tomado en cuenta estas etapas posteriores y los imponderables en todo el proceso.

Un aspecto fundamental en el proceso de subexcavación es el de la respuesta del suelo, en el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, el mismo tuvo un comportamiento distinto al que se tenía contemplado en los estudios iniciales. La capacidad de carga del suelo es alta y la respuesta en cuestión del aplastamiento previsto no fue la esperada. Las circunstancias encontradas, modificaron la concepción de la estrategia a utilizar y se cambió la herramienta a utilizar, empleando maquinaria que costaba más que la herramienta manual.

De la programación hecha en el proceso, las etapas se extendieron demasiado y terminaron en retrasos de tiempo significativos. Todo esto conjugado indica solamente una cosa: el costo de la obra se elevó substancialmente, haciendo que el proceso terminara con grandes diferencias de lo presupuestado originalmente.

Si bien el costo histórico del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, no es de relevancia tal que se a necesario conservarlo en pie, jugó un papel determinante su aspecto experimental, de esta experiencia se debe sacar una rica información en cuestión de los efectos que la inyección del subsuelo provocará.



La determinación de continuar con el proyecto de investigación de la renivelación del edificio de Gobierno e inyección del subsuelo, estuvo estrechamente ligada con las condiciones de innovación tecnológica, ya que se experimentaron nuevas técnicas de inyección en el subsuelo, que pueden ayudar de manera cualitativa a resolver la problemática de hundimientos diferenciales en los edificios.

La idea original en el caso del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, era demoler el edificio y levantar uno nuevo, sin embargo a un año de haber sido intervenido, en la renivelación e inyección del mismo, los resultados empiezan a salir; los efectos de la inyección han sido positivos en el comportamiento de la compresibilidad de las arcillas, disminuyendo la misma. La técnica de subexcavación se adecuó a un tipo distinto de suelo y de cimentación.

De esta manera se aprecia que la decisión de llevar a cabo la renivelación e inyección del subsuelo, por encima de representar un tanto más económicamente, que la propuesta de un edificio nuevo, fue acertada, ya que las condiciones del subsuelo de la ciudad hacen que la cantidad de edificios en estas condiciones, sean significativos y las técnicas empleadas en este caso deben servir de apoyo para enfrentar esta problemática.

La incidencia del costo económico en este tipo de obras, al parecer, no es tan determinante si se toma en cuenta los beneficios que puede representar apoyar estas acciones. Posiblemente el demoler edificios y levantar nuevos parezca mejor solución que el de renivelarlos, ya que no se tienen tantas complicaciones en el proceso de construcción y elección de una cimentación adecuada a las condiciones del subsuelo. Pero la problemática debe enfrentarse frontalmente ya que la incidencia de casos es elevada y es posible mejorar las técnicas de renivelación y hacerlas más accesibles para edificios de menor importancia patrimonial.

Esa debe ser una razón fundamental en el proceso de implementar renivelaciones, mejorar las técnicas y desarrollar herramientas que optimicen el empleo de la mano de obra. Seguramente que el costo de la misma obra del edificio de Gobierno, con los conocimientos adquiridos en esta experiencia, disminuirían debido a que se atacaría la problemática de diferente manera.

IV RENOVELACIÓN - RECIMENTACIÓN, CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

IV RENOVELACIÓN - RECIMENTACIÓN, CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

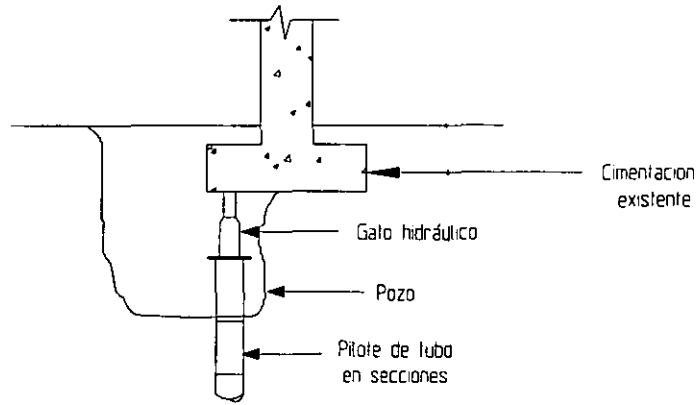
4.1. Principios de recimentación.

En términos generales se dice que se va a recimentar un edificio cuando la cimentación inicial empieza a fallar o deja de ser funcional, por lo que se puede mejorar la cimentación existente, aumentarla o debe construirse otra que le ayude a soportar el edificio. Esto sucede debido a diferentes circunstancias: que las características del suelo hayan cambiado radicalmente, en el caso de la ciudad de México debido a la extracción masiva de agua a través de pozos de bombeo, que las condiciones de carga del edificio se hayan incrementado con un uso distinto del que se había diseñado originalmente, caso específico: cuando algunos edificios son utilizados como bodega cuando fueron diseñados para ser casa - habitación, que al proyectar el edificio no se hayan realizado los suficientes estudios de Mecánica de Suelos, o simplemente que la deformación del suelo en que se ha desplantado el edificio tiene un proceso lento y que se va presentando paulatinamente, llegando al caso de afectar la verticalidad permitida para el edificio.

4.2. Recimentaciones más comunes.

Método del Pozo.

Se requiere la excavación de un pequeño pozo debajo de parte de la cimentación existente. Se construye un nuevo cimiento profundo en el agujero o se introducen en el suelo pilotes de tubo por medio de gatos que reaccionan contra la cimentación existente. Los tubos en tramos de 60 cm, se introducen al suelo por medio del gato y después se excava el interior usando un cubo, un chorro de vapor o una barrena. La nueva cimentación se hace por secciones, de manera que la cimentación antigua no se encuentre nunca sin soportes (fig. 4.1).

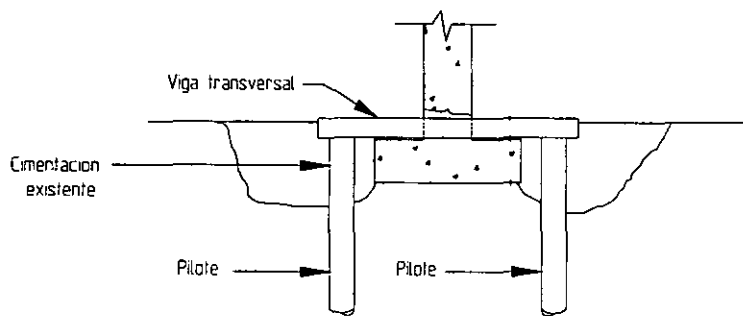


a) Método del pozo. Se hincan los pilotes de tubo reaccionando el gato contra la cimentación existente

Figura 4.1. Método del pozo.

Método de Vigas Transversales.

Comprende la hincada de pilotes o la construcción de una nueva cimentación lo más próxima posible a la cimentación antigua. Esto es necesario cuando la cimentación antigua es tan pequeña o débil que es imposible excavar un pozo debajo de ella; como se dispone de mayor espacio para trabajar, es, con frecuencia, más económico que el método de los pozos. La carga se transfiere de la cimentación antigua a la nueva por medio de vigas transversales que se colocan debajo de la cimentación antigua o a través de ella. Las grapas o abrazaderas fuertemente atornilladas, o muescas hechas en el concreto o soldadas a una columna de acero, permiten colocar vigas transversales por arriba del cimiento (fig. 4.2).



b) Método de las vigas transversales. Se hincan los pilotes a los lados de la cimentación existente

Figura 4.2. Método de vigas transversales.

Dibujo: Teoría de cimentaciones para Arquitectos

Dibujo: Teoría de cimentaciones para Arquitectos



Recimentación por medio de Pilotes de Punta.

Consiste en apoyar la cimentación en pilotes que se desplantan en la capa dura. Estos pilotes son los que soportan todo el peso de la cimentación y del edificio. Sin embargo en la ciudad de México dado el alto índice de hundimiento presentado, los edificios generalmente sobresalen del piso o de los jardines, como en el caso de el Angel de la Independencia entre muchos (fig. 4.3).

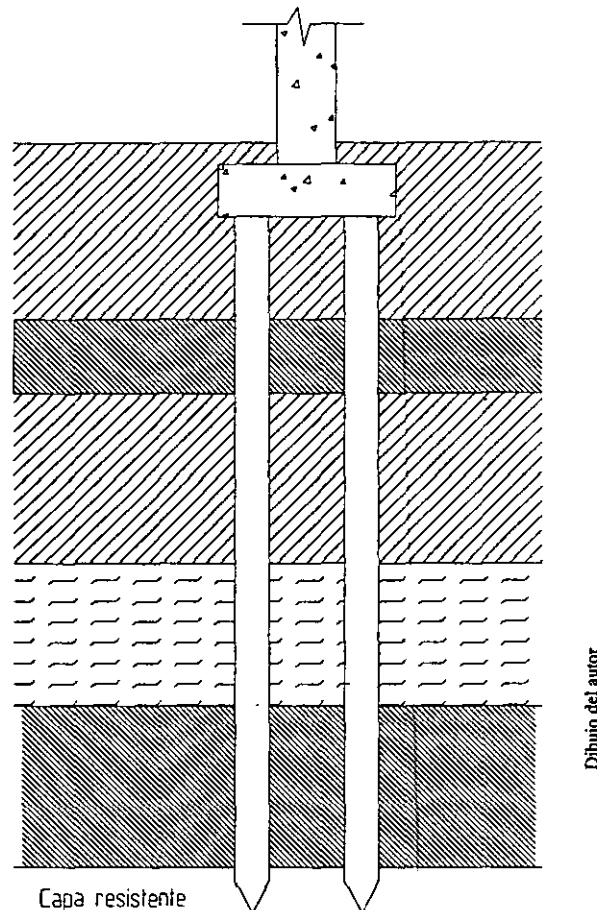


Figura 4.3. Método de pilotes de punta.

Sistema "Pali Radice"

Este procedimiento es de origen italiano, (patentado en 1950, por el Ingeniero italiano Fernando Lizzi), se realiza a base de pilotes de concreto con alma de acero, que se sitúan debajo de las cimentaciones a realizar, mediante perforaciones oblicuas. El "Pali Radice" se ejecuta perforando (no hincando), mediante dispositivos especiales, las estructuras existentes que se deseen recalzar y continuando la perforación a rotación por el terreno, para formar un tubo de unos 10 cm de diámetro, hasta alcanzar una profundidad adecuada, en relación con las características del terreno. La perforación se realiza a través de aire comprimido, agua y otros dispositivos (dependiendo de la naturaleza del terreno). Una vez ejecutada la perforación, se introduce en el tubo vaciado un alma metálica formada por una o varias almas de acero con aletas. Después se vierte en



el tubo un concreto, con ayuda de aire comprimido. El concreto llena la cavidad del pilote tanto en el terreno como en los cimientos, los que así quedan automáticamente ligados al pilote. El vertido o vaciado a presión del concreto hace que éste penetre a todos los intersticios del terreno y crea en el mismo una zona de transición que hará colaborar todo el terreno en el sostenimiento de las cargas de la obra recimentada. El diámetro del pilote "Pali Radice" terminado, resulta de 15 a 20 cm, y aveces más, en donde las capas del terreno más débiles han cedido a la presión, con lo que el pilote compensa automáticamente las diferencias de resistencia de las diferentes capas de terreno, presentando su mayor diámetro allí donde su mayor diámetro es necesario. La resistencia de éstos pilotes es muy elevada; contando con un alto coeficiente de seguridad, puede admitirse que un pilote de 10 cm de diámetro sostiene una carga de más de 10 toneladas. Pueden perforarse con cualquier inclinación. La mayor ventaja consiste en que su construcción no produce vibraciones a la obra existente y que no necesita de mucho espacio para su ejecución (fig. 4.4).¹⁶

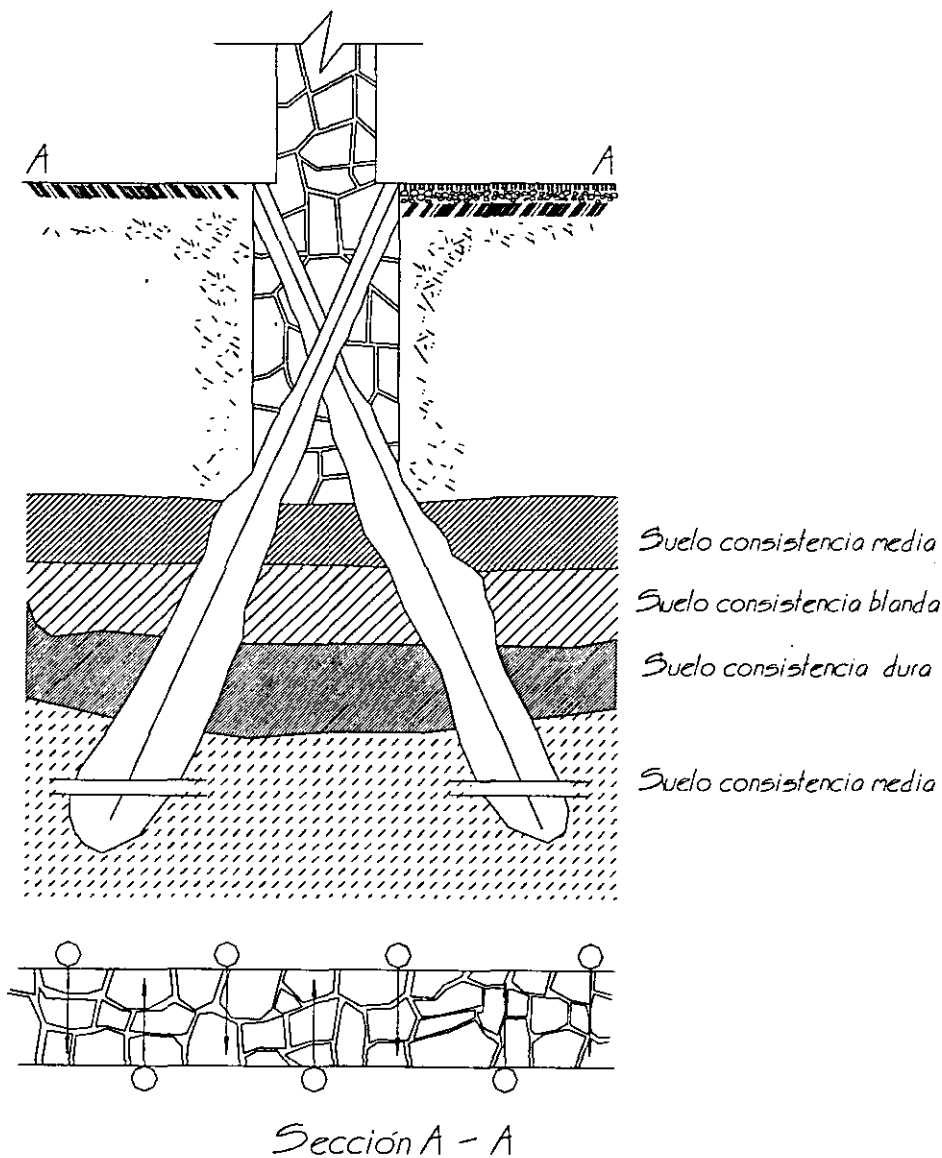


Figura 4.4. Sistema "Pali Radice".

Dibujo del autor basado en : Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos

¹⁶ Herrera y Ascue, Carlos. *Respuestas del Suelo. Cimentaciones para Arquitectos*. Tesis para obtener el grado de maestro en Tecnología de la Arquitectura, Facultad de Arquitectura. UNAM. México, 1982.



Recimentación de pozos continuos

La forma más común de recimentación consiste simplemente en extender las zapatas que soportan los muros verticales de un edificio, con una zapata continua de concreto hasta una elevación inmediatamente por debajo del nivel de la excavación del sótano del nuevo edificio. Para lograrlo se excavan pozos alargados hasta el nivel deseado y se llenan de concreto hasta aproximadamente 5 cm del lado inferior de la zapata existente. Cuando el concreto ha fraguado, se introduce lechada muy seca en los 5 cm restantes. Este procedimiento de "paquete seco" provoca un preesfuerzo o una transferencia de la carga a los nuevos pilares de concreto. Luego se rellena el pozo. Pueden hacerse varios pozos a condición de que no sean adyacentes. Por lo común, no más de la tercera parte del muro permanece sin apoyo en cualquier momento dado. Para que sea posible ese recalce, se requieren ciertas condiciones. El suelo en el que se apoyan los recalces debe ser tan bueno o mejor que el suelo en que se apoyan las zapatas de muros existentes. El nivel freático del terreno deberá estar por debajo del fondo de los pozos; se deberá hacer descender, por medio de un sistema seguro de desagüe. Las zapatas de los muros deberán tener una resistencia suficiente, como trabes, para permitir la abertura de un pozo de, cuando menos, 1.05 m. Cuando se haya desintegrado el mortero que se utilizó para sujetar piedras de zapatas, será preciso poner placas de acero o canalones contra la parte inferior, para sostener los muros por encima de los pozos abiertos. La anchura de los pozos varía de 1.05m a 3 m, según la estabilidad del suelo. La deflexión de 5 cm de la cubierta puede ser excesiva en los pozos profundos de 1.5 m. La deflexión del laminado permite que la tierra se salga, lo cual ocasiona un asentamiento de las losas de piso del edificio. Es preciso evitar las pérdidas de tierra; de lo contrario el piso o el muro se asentarán. En suelos granulares sueltos, que tiendan a deslizarse o desplomarse, con frecuencia se introduce heno a presión entre las tablas, conforme se van colocando. El heno filtra también las fugas de agua y detiene las pérdidas de tierra. Es preciso calcular la carga por metro lineal de las zapatas de los muros, para que el espaciamiento entre pozos abiertos no haga aumentar la presión de carga entre pozos en más de algún factor, que, por lo común no sobrepasa el 50%.

Conforme progresa el trabajo se retiran todos los puntales entre los pozos dejando el recubrimiento a lo largo de la cara interna del recalce. Es preciso tomar en consideración la descomposición eventual de la madera del recubrimiento. Si las cargas entre los pisos son importantes o producen vibraciones, las pérdidas de tierra debido a ello pueden provocar asentamientos. Por tanto, se pueden utilizar placas de concreto o acero para revestir las partes posteriores del pozo de concreto. Con esto se tiene un espacio entre la cara del concreto y el recubrimiento exterior del pozo. En ese espacio se pone relleno, que se apisona a medida que se va colando el concreto. Es muy importante utilizar materiales apropiados para el relleno y el compactarlos cuidadosamente al pie del muro y más arriba, donde sea necesario. El relleno ofrece una resistencia pasiva al movimiento hacia afuera del muro, conforme avanza la excavación y el muro sufre presiones laterales.

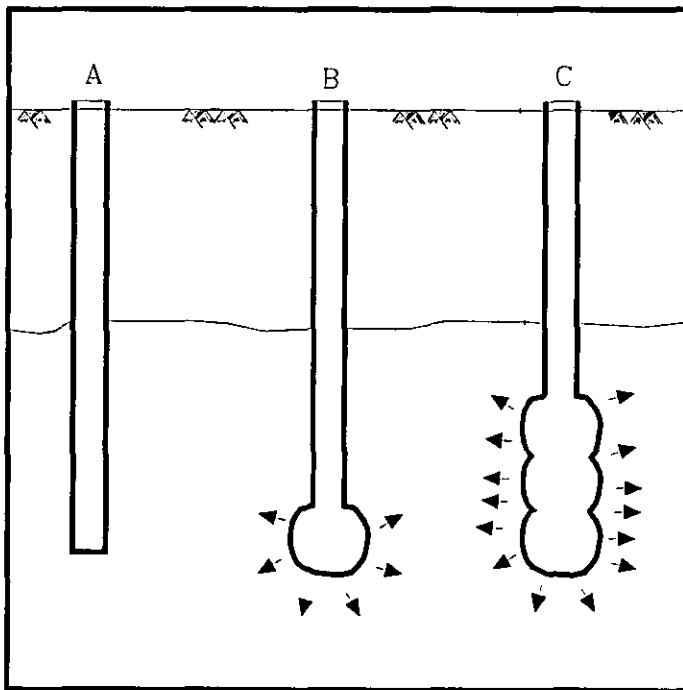
Se pueden hacer muescas en los lados de pozos alternativos, para que queden conectados unos a otros. El entrelazado de los pozos evita también las filtraciones a través de los muros. Se pueden poner también recesos horizontales en la cara exterior, en los que se posible meter puntales de madera o acero, cuando se necesite apuntalar el muro mientras prosiguen las excavaciones. Se puede poner acero de refuerzo en los pozos y colocar los amarres horizontales de tal modo que se puedan doblar hacia arriba, para enlazar los pozos unos a otros. Sin embargo esto es costoso y requiere mucho tiempo, por lo que suele ser más económico apuntalar los muros

Recimentación a base de Inyecciones de compactación.

El método de inyecciones de compactación consiste en utilizar un mortero de cemento y arena de bajo revenimiento (menos de 2 cm) para desplazar y compactar el suelo. Contrario a una inyección convencional de lechada fluida que busca penetrar los poros del suelo, la inyección de compactación es rígida y desplaza al suelo, formando un bulbo de mortero. Este bulbo de mortero crece a medida que se inyecta más material, actuando como gato hidráulico que desplaza y compacta el suelo a su alrededor en dirección radial.

Dicho método de inyección utilizando mezclas rígidas se desarrolló en Estados Unidos durante las décadas de 1940 y 1950 para ampliar el espectro de los suelos inyectables (Graf 1969, Rubright y Welsh 1994). Anteriormente sólo se habían utilizado lechadas fluidas de cemento y agua, que por ser suspensiones de partículas de cemento y no soluciones, tenían problemas penetrando los poros de arenas finas y de arenas limosas.

El método de inyecciones de compactación ha comprobado ser muy útil y versátil a través de los años y continua siendo una de las técnicas de inyección más utilizada en Estados Unidos y en Europa a pesar del desarrollo reciente de otros métodos importantes como el "jet grouting" y las inyecciones de compensación ("soilfrac grouting" ó "compensación grouting"). Entre las aplicaciones más frecuentes de las inyecciones de compactación se encuentran la recimentación de estructuras para corregir asentamientos diferenciales; protección de edificios, puentes y obras civiles contra licuación y asentamientos sísmicos; mejoramiento masivo del suelo previo a una construcción; relleno de vacíos en terrenos Cársticos, tratamiento de suelos colapsables; y preacondicionamiento de suelos durante la construcción de túneles (fig. 4.5).¹⁷



Dibujo del autor basado en: Recimentación de 126 casas a base de inyecciones de compactación en Guadalajara, Jalisco. XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos

Figura 4.5. Descripción gráfica del método: A) hincado de ademe, B) retracción del ademe 30 cm e inyección de mortero, C) se repite el paso B sucesivamente de abajo hacia arriba, formando una columna de bulbos de compactación.

¹⁷ López Zaldaña, R.A., Lazcano Díaz del Castillo, S., *Recimentación de 126 casas a base de inyecciones de compactación en Guadalajara*, Jalisco, SMMS, México 1996.



Recimentación con pilotes de control.

Consiste en apoyar el peso de la estructura en pilotes de punta, los que se apoyan en gatos hidráulicos, que van levantando poco a poco la estructura.

El pilote de control es fijo, esto es, se apoya en la capa dura, o se hace penetrar por fricción la cantidad necesaria para que tenga una resistencia a la penetración, mayor que la carga total que el pilote va a recibir, para que trabaje como fijo.

Entre la cabeza del pilote y el puente, van tres niveles de cubos de madera caobilla o caoba, que son las celdas de deformación, donde se coloca un número mayor o menor, según se le desee dar mayor o menor carga a cada uno de los pilotes mencionados (fig. 4.6).

Las recimentaciones más comunes en México han sido basados en pilotes de control, cabe mencionar que las estructuras recimentadas son estructuras bastantes pesadas y de gran antigüedad.

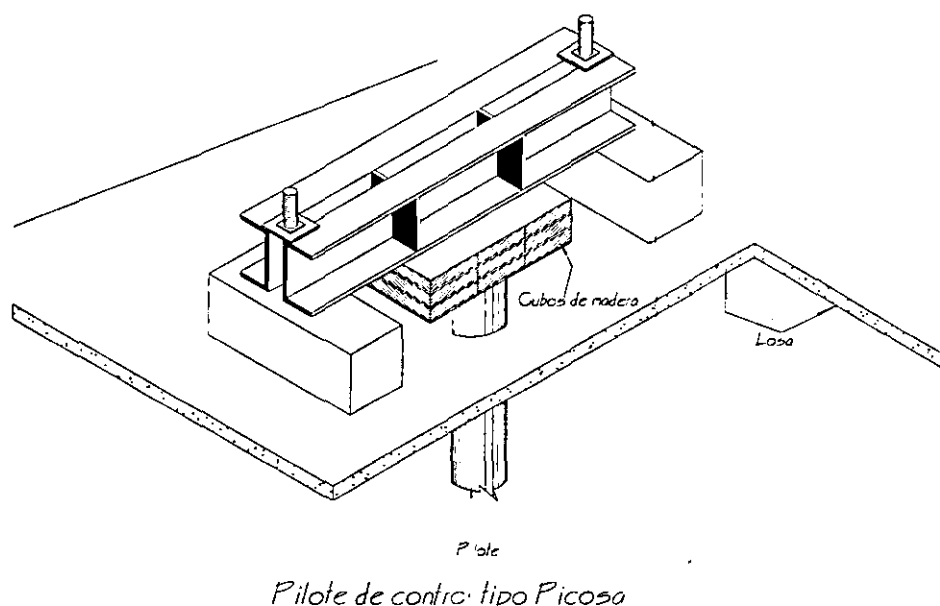


Figura 4.6. Pilote de control

Dibujo del autor, tomado de Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos.

4.3. Principios de renivelación.

Cuando un edificio presenta un desplomo significativo, al grado de que se pueda afectar la condición estructural del mismo y que afecta su estabilidad, entonces se deben implementar acciones para volverlo a su condición inicial de verticalidad, en el mejor de los casos y cuando no, al menos lo más cerca posible a la vertical.

Para renivelar un edificio no es necesario intervenir en la cimentación existente, pero si se puede utilizar la renivelación como un apoyo a la recimentación

Generalmente se trata de hacer descender o consumir el material (suelo en general), en la zona del edificio en donde se está más elevado, las condiciones para determinar el volumen y procedimiento a utilizar requieren de un exhaustivo análisis de las restricciones. Asimismo el



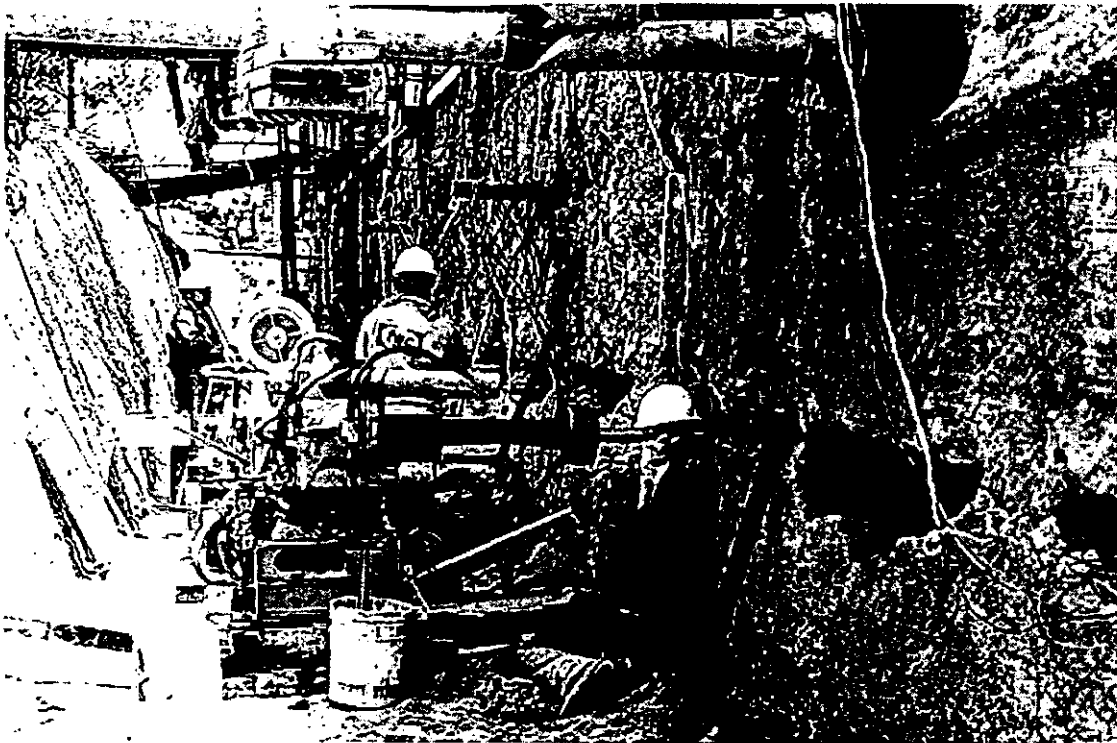
interés particular es dejar el edificio de forma que tenga un hundimiento uniforme, empleando para esto con sistemas de compensación de la presión hidrostática o con mejoramiento de suelos para homogeneizar las tendencias de hundimientos.

4.4. Técnicas más comunes de renivelación.

Subexcavación

Este método consiste en extraer el volumen de suelo necesario, para que el edificio queda nivelado nuevamente, para esto se necesita asegurar estructuralmente al edificio, ya que se pueden presentar movimientos en la estructura que podrían afectar sus condiciones. Generalmente, se realiza un estudio previo, para determinar: el desnivel existente, el estrato del suelo a excavar y la resistencia del mismo suelo para saber si se puede apoyar en el mismo o se necesita de otro apoyo. Las técnicas de excavación pueden ser: manuales, mecánicas o una combinación de ambas.

La forma en que se ataca la subexcavación tiene variantes; pueden generarse a través de perforaciones cilíndricas o a través de prismas de diferentes medidas, ambos procedimientos pueden hacerse en distintas combinaciones: longitudinales, en formas alternadas en los estratos o a tres bolillos (fig. 4.7).



Fotografía del autor. Proyecto PAPIT IN501396

Figura 4.7. Sistema de Subexcavación en el edificio de gobierno de la FES Zaragoza.



Renivelación con pilotes de control.

Consiste en apoyar el peso de la estructura en pilotes de punta, los que se apoyan en gatos hidráulicos, que van levantando poco a poco la estructura.

El pilote de control es fijo, esto es, se apoya en la capa dura, o se hace penetrar por fricción la cantidad necesaria para que tenga una resistencia a la penetración, mayor que la carga total que el pilote va a recibir, para que trabaje como fijo.

Entre la cabeza del pilote y el puente, van tres niveles de cubos de madera caobilla o caoba, que son las celdas de deformación, donde se coloca un número mayor o menor, según se le desee dar mayor o menor carga a cada uno de los pilotes mencionados (figs. 4.8 y 4.9).

El pilote de control fue proyectado:

- a) Para evitar que los edificios apoyados sobre pilotes de punta vayan sobresaliendo con respecto a las banquetas y calles.
- b) Para evitar que los pilotes al quedar fijos con respecto al terreno que va descendiendo, se sobrecarguen con el terreno que se les cuelga, llamado también "Fricción Negativa", en forma muy desigual, ya que el volumen de tierra que cuelga de los pilotes centrales, es inferior al volumen que se cuelga de los pilotes de orilla y aún hay mayor diferencia con el volumen que se cuelga en los pilotes de las esquinas, pues ahí el volumen aumenta notablemente. El pilote de control evita la sobrecarga inútil y negativa de la arcilla, al colgarse del pilote porque el edificio al descender horizontalmente, desplaza de los pilotes las capas adheridas a ellos, aprovechando esa fuerza de fricción en el soporte del edificio, transformando lo que era fricción negativa en los pilotes fijos en positiva y útil para soportar al edificio en los pilotes de control.
- c) Para evitar que esa sobrecarga constante en los pilotes de orilla y de las esquinas, haga que dichos pilotes penetren un poco más en las orillas y en las esquinas que en el resto del edificio y que por tal motivo los edificios se deformen y se lleguen a lastimar seriamente sus estructuras, ya que con los pilotes de control las capas de arcilla, permanecen horizontales conforme la cimentación las va desplazando, y siempre una capa descansa en la inmediata inferior.
- d) Para evitar que colgándose el terreno de los pilotes, se forme una loma que inclinará a los edificios vecinos, especialmente si son ligeros, encontrándose los pilotes abajo de los edificios, es imposible conocer si la sobrecarga que están teniendo por la fricción negativa, es ya peligrosa; cosa que haría que se pudieran dañar los propios pilotes.
- e) Para evitar que debido a las razones anteriores, los edificios aún con pilotes de punta, fácilmente puedan inclinarse, ya que al iniciarse la inclinación de un edificio, si tiene pilotes de control, siempre puede moverse al centro de gravedad de soporte de los pilotes, aumentando o disminuyendo la carga que ellos soportan en su cabeza.
- f) Para evitar cuando se trata de pilotes de fricción, como se mencionó inicialmente, que como estos trabajan a la falla, esto es, a irse clavando conforme la ciudad va descendiendo, también en el caso de un temblor, especialmente si los edificios son esbeltos, pueden inclinarse como hemos visto en muchos casos en la ciudad de México.
- g) Para evitar todo lo anterior, se proyectó que los pilotes no queden nunca abajo de las trabes, ni abajo de las columnas, sino a un lado y que atraviesen la cimentación y sobresalgan encima de la losa; solo que si antes podían tomar la carga como verdaderos puntales que soportan el edificio, ahora necesariamente tiene que ponerse sobre la cabeza del pilote un puente y de los extremos del mismo, tornillos que trabajarán como tirantes colgando la parte del edificio que se proyectó colgar.
- h) Debido a la heterogeneidad de la capa de apoyo donde se apoyan los pilotes aquí en la ciudad de México, hará que algunos puedan hincarse con determinada facilidad en dicha capa y otros por el contrario, con una gran dificultad.



Esto hace que los pilotes puedan trabajar a cargas muy distintas unos de otros por esta diferencia; pero teniendo en cuenta que los pilotes de control ya están atravesando la cimentación y que la carga la van a recibir a través de un puente por la cantidad que el proyectista desee y que se fija entre la cabeza del pilote y el puente, donde se colocan unos fusibles de presión, llamados "Celdas de Deformación", que hacen el trabajo de transmitir una carga aproximada de 2.5 y 3 T, por pieza en una sola capa y conforme se van deformando, mientras no han llegado a una deformación mayor de la mitad de su altura.

Esas celdas de deformación son unos cubos de madera llamada caobilla o caoba, que presenta la característica de que cuando se empieza a deformar y ha llegado a un límite plástico, aproximadamente de 2 a 3 mm, se continuará deformando hasta más de 2.5 cm ya prácticamente sin aumentar la carga que viene soportando dicho cubo.

Con esta última propiedad del pilote de control, de que lleva unas celdas de deformación que no le permitirán subir su carga más de lo que pueden transmitir dichas celdas, da posibilidades muy grandes de poder ir aflojando primero unos y después otros sin peligro de que se sobrecargue excesivamente ninguno de ellos, ya que si el terreno cediera y bajara todo el edificio, digamos uno o dos centímetros lo único que sucedería es que ese conjunto de celdas de deformación se deformaría principalmente ese uno o dos centímetros que nos hemos referido.

En esta forma es posible descargar un pilote en medio de otros mientras el terreno no empiece a deformarse, los otros pilotes no empezarán a penetrar y tampoco empezarán a deformar sus respectivas celdas.

Pero aún en el caso de que hicieran los cambios muy lentamente o que todos los pilotes se aflojaran digamos 2 cm, menos uno de ellos, ése lo único que sufriría, no es un sobrecarga extraordinaria, sino precisamente una deformación de 2 cm, pues sus celdas para eso son.

- i) En el pilote de control se elimina la fricción negativa que en los pilotes de punta reduce su capacidad de carga de un 30 a un 50%, pues la cimentación baja con respecto al pilote, desplazando de ellos a la arcilla horizontalmente y aprovechando esta fricción en soportar al edificio pero sin colgarse la arcilla, ya que una capa descansará siempre en la inferior, tal como se indicó en el inciso B.
- j) Porque basta observar los cubos de un pilote, para saber si está trabajando debidamente bien o no.¹⁸

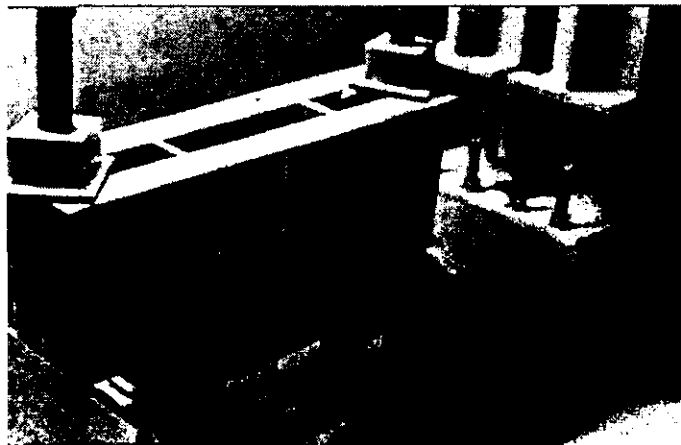
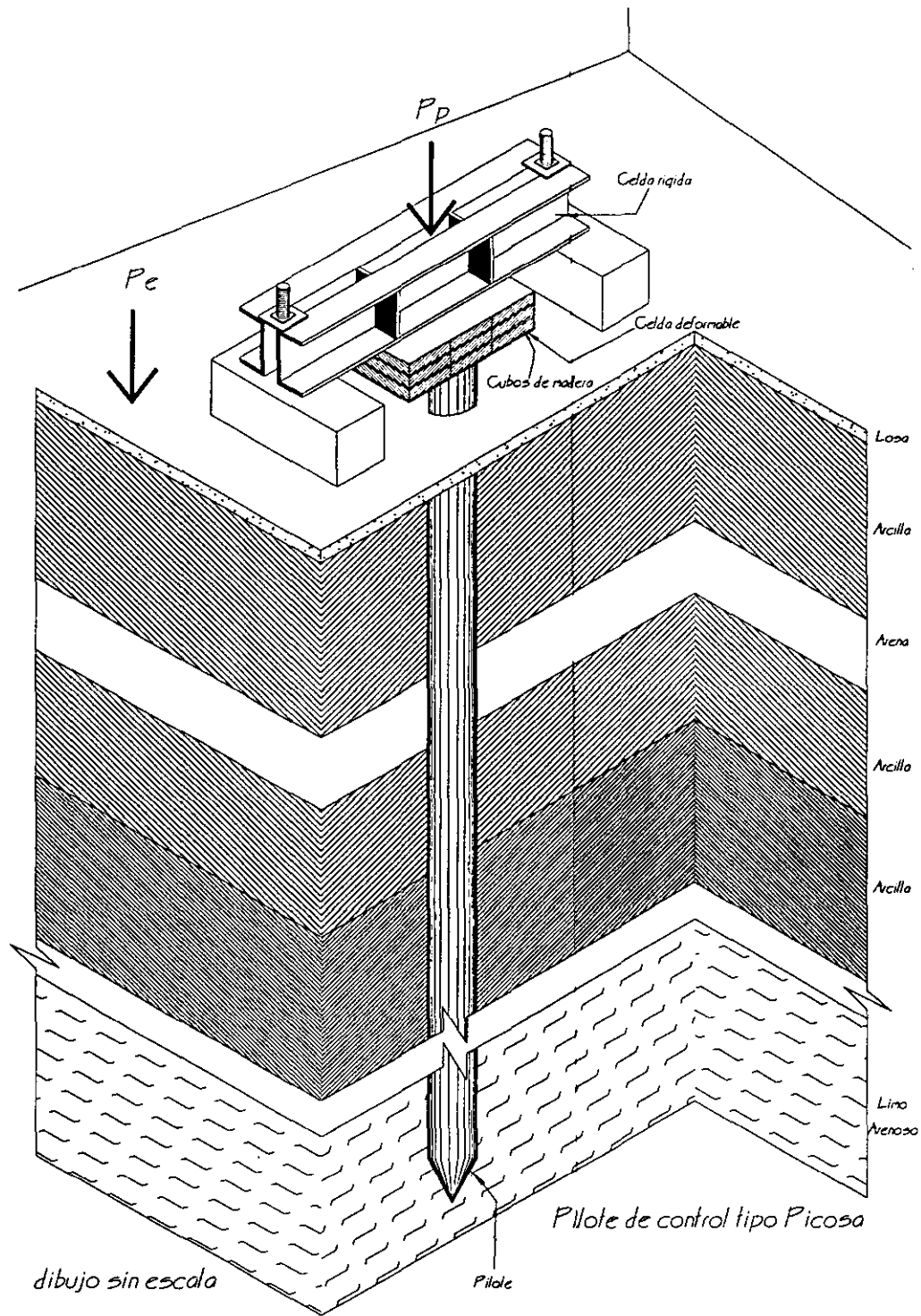


Imagen del autor.

Figura 4.8. Pilotes de control.

¹⁸ González Flores, Manuel. *Recimentación y levantamiento de la Iglesia de las Capuchinas*. Informe técnico. México, 1981.



dibujo del autor, basado en Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos.

Figura 4.9. Sistema de pilotes de Control



Inyección de agua en el subsuelo para restablecer la presión hidrostática.

Los hundimientos diferenciales que se presentan en algunos edificios del centro histórico son debidos al abatimiento de las presiones hidrostáticas del suelo.

El ingeniero Carlos Escalante propuso el sistema de inyección de agua, mismo que tiene como finalidad restablecer dichas presiones.

El agua se inyecta en los estratos acuíferos del suelo de apoyo. Se inyecta un volumen pequeño de agua a una alta presión, para evitar el hundimiento del suelo. Se puede determinar la cantidad de agua que se debe inyectar (que se toma de la misma que se extrae del suelo). Otra posibilidad de solución es la de inyectar aire a presión.

Con este sistema se incrementó la presión hidrostática en el Palacio Nacional de México. El problema era un abatimiento de la presión hidrostática del orden de 1.5 ton/m^2 , entre los 5.0 y los 28.0 m de profundidad. La inyección de agua se realizó mediante de dos pozos localizado uno en la esquina de Correo Mayor y Corregidora y otro en la esquina de Moneda y Plaza de la Constitución. Se inyectó un gasto de 0.4 lt/seg a una presión del orden de 20 ton/m^2 .¹⁹

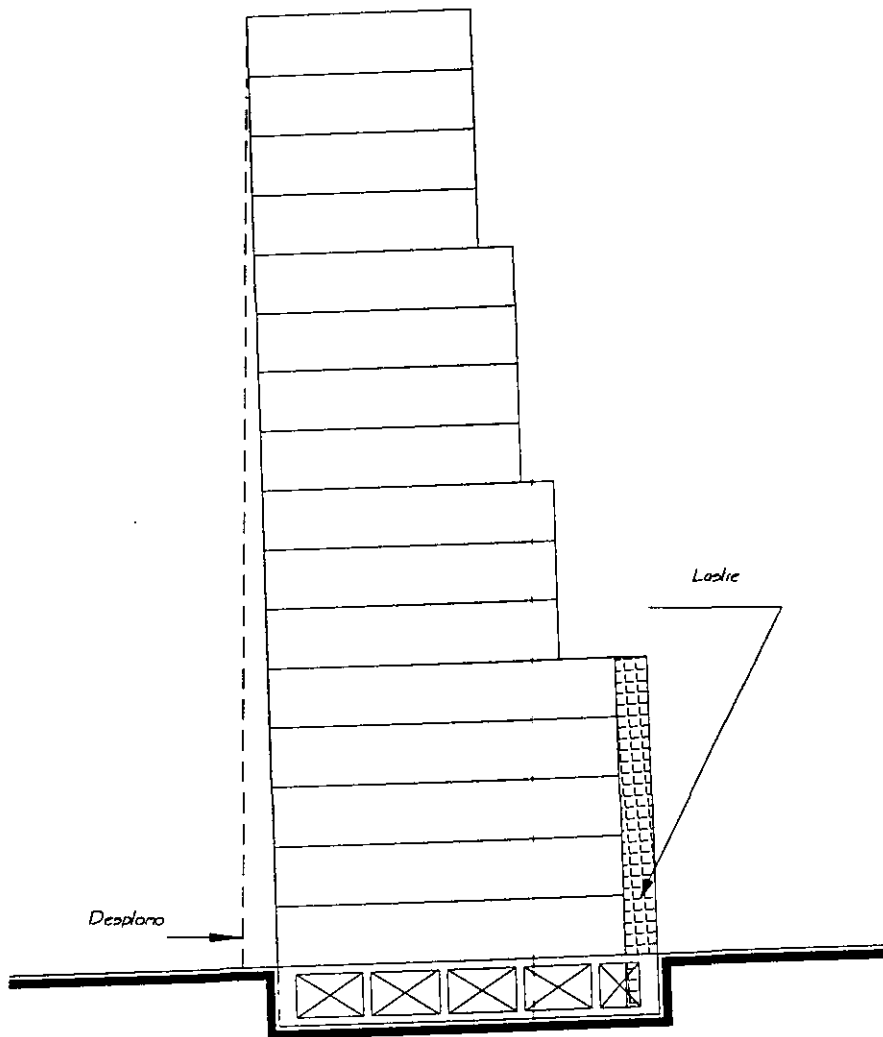
¹⁹ Moreno Pecero, Gabriel. *Influencia del abatimiento piezométrico en los agrietamientos y hundimientos del subsuelo*. Simposio El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México. SMMS, México, 1978.
Moreno Pecero, Gabriel. *Refoundation research of Mexico's National Palace*. X ICSMFE, Estocolmo, 1981.



Renivelación por medio de lastres.

Este procedimiento es utilizado cuando se requiere renivelar un edificio que presenta condiciones de distribución de cargas diferentes. Esto se puede producir cuando un edificio presenta un escalonamiento en los niveles de desplante. El efecto que esto provoca es la transmisión de cargas diferente en la superficie del suelo, provocando hundimientos diferenciales.

La técnica consiste en colocar lastres del lado en donde tiene menor peso, induciendo un asentamiento de la misma magnitud que del lado en donde está la diferencia de peso. Este proceso puede ser adecuado con la subexcavación, renivelarlo y dejar el lastre para que la distribución de cargas sea homogénea en toda la superficie del terreno (fig. 4.10). Actualmente, en la torre de Pisa se aplica este procedimiento para controlar los hundimientos diferenciales.



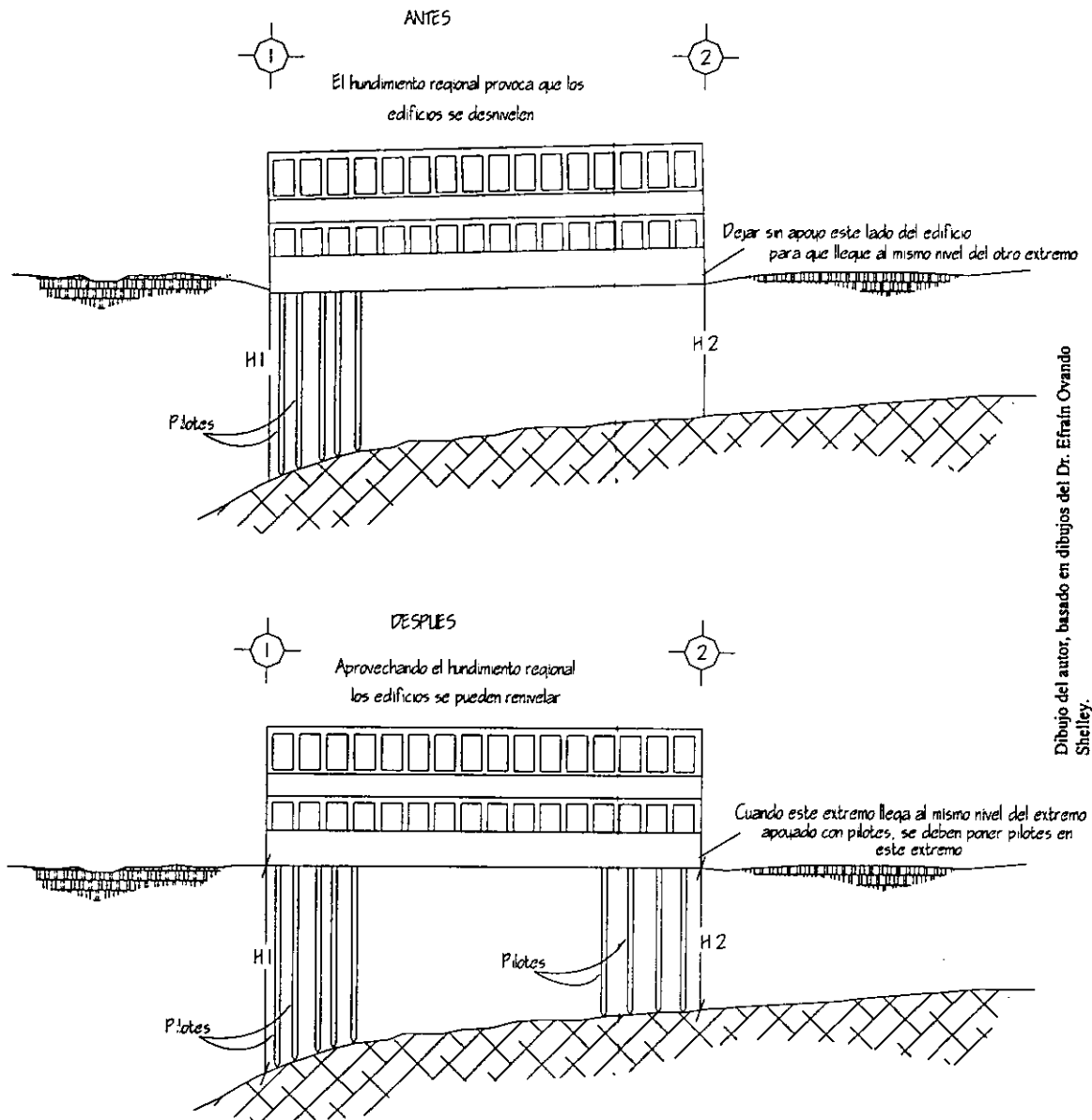
Dibujo del autor basado en : Corrección geométrica de la Catedral Metropolitana.

Figura 4.10. Renivelación por medio de lastres



Renivelación aprovechando el hundimiento regional.

Una técnica que se puede utilizar para renivelar un edificio, es apoyar una parte de la cimentación en pilotes de punta, dejando el otro extremo para que presente los hundimientos; esto aprovechando el hundimiento regional. Una vez que el extremo que presenta hundimientos llega a el mismo nivel del extremo con pilotes de punta, se apoya con pilotes de punta. De esta manera el hundimiento será homogéneo una vez que toda la superficie del edificio está apoyado en pilotes (fig. 4.11).



Dibujo del autor, basado en dibujos del Dr. Efraín Ovando Shelley.

Figura 4.11. Renivelación aprovechando el hundimiento regional



Renivelación por medio de pilas.

Este tipo de renivelación es una cimentación profunda, relativamente grande. La función de esta cimentación es transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo duro o roca o transferir la carga a través de suelos que pueden ser socavados por las corrientes de los ríos o de las mareas. La diferencia fundamental entre la pila y el pilote es el tamaño y el método de construcción. Los pilotes se introducen en el terreno corrientemente, sin excavación previa, mientras que la construcción de las pilas requiere una excavación previa o durante la construcción (fig. 4.12)²⁰.

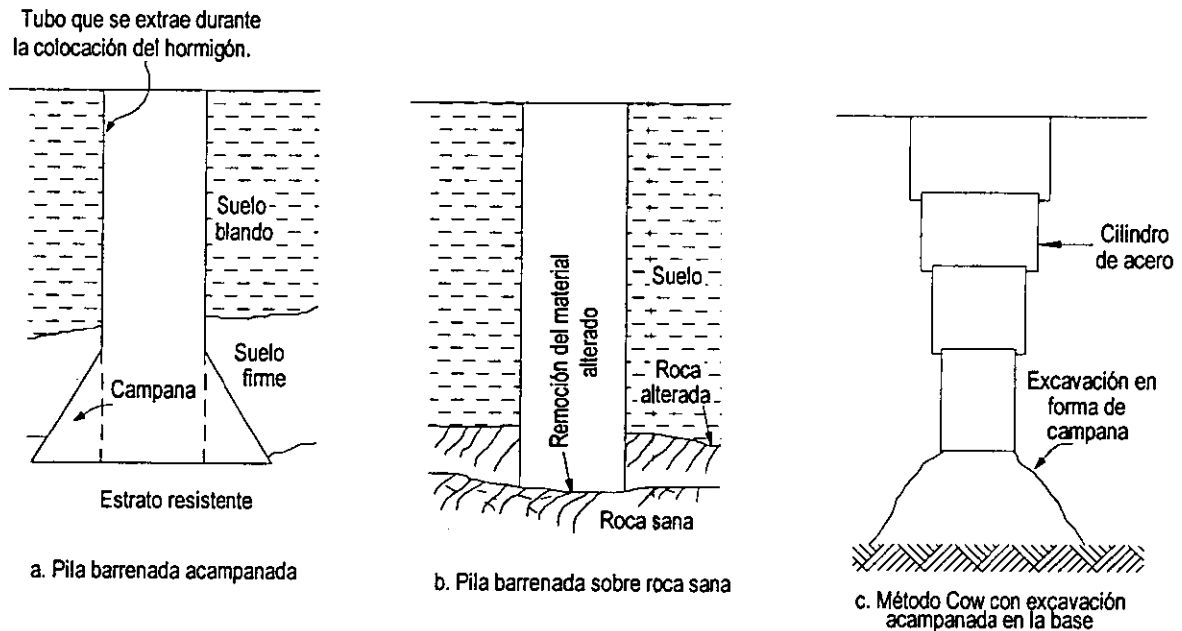


Figura 4.12. Renivelación con pilas.

²⁰ Sowers B. George, *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Limusa, México, 1986.

V EJEMPLOS DE RENIVELACIONES V EJEMPLOS DE RENIVELACIONES

5.1 *El pocito*

Capilla del Pocito. Al pie del cerro del Tepeyac, al oriente de la Basílica de Guadalupe.

Se edificó sobre un pozo de aguas consideradas milagrosas. Tiene planta y estructura barrocas y se le consideraba el monumento de mayor valor artístico de la Villa de Guadalupe. Se construyó entre 1777 y 1791 con la contribución piadosa del pueblo y del Arzobispado Alonso Nuñez de Haro y Peralta. Lo diseñó el arquitecto Francisco Guerrero y Torres.

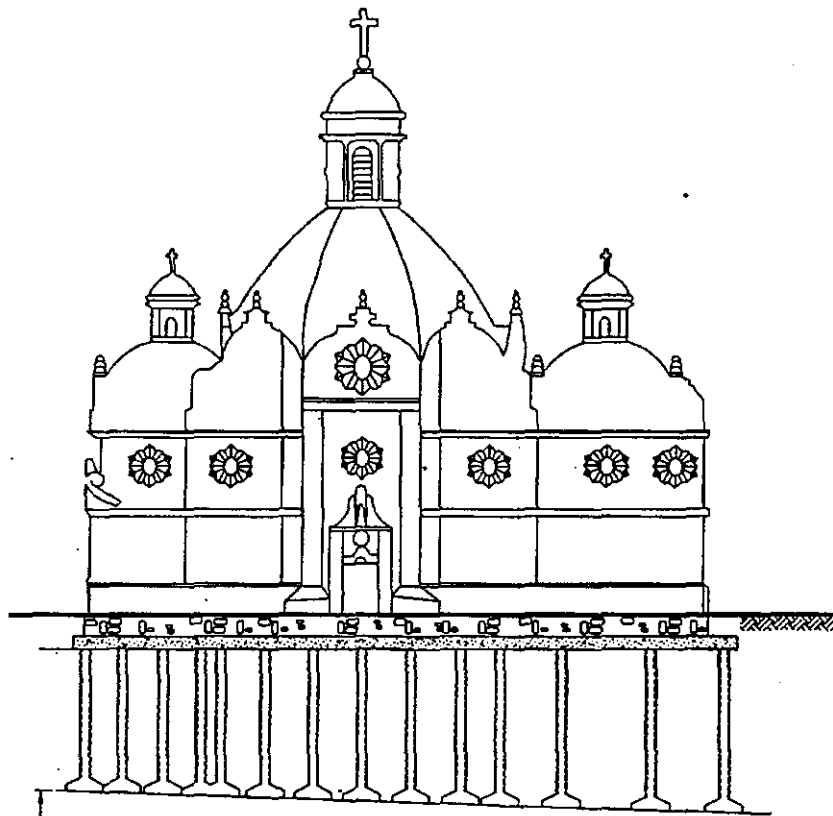
Fue restaurado de 1880 a 1882. Las fachadas están revestidas de tezontle y azulejo de color blanco y azul. la cúpula mayor descansa sobre cuatro capillas, consagradas a las cuatro apariciones de la virgen, ilustradas con pinturas de Miguel Cabrera. El púlpito de madera está sostenido por un atlante con la figura de Juan Diego.¹⁹

Tenía un desplomo de 1.5 m, se recimentó en 1948 con 36 pilotes de punta y una retícula de contratraves, para detener su hundimiento; en 1962, se colocaron controles en la cabeza, para que mediante la subexcavación del suelo, bajo las traves de concreto, hacer descender la parte alta, este trabajo estuvo a cargo del Ing. Manuel González Flores, quien logró la primera renivelación exitosa con su concepto de pilotes de control.

El hundimiento se siguió presentando y en 1993 se tenía un desplomo de 0.43 cm y sigue creciendo a una velocidad de 1.4 cm/año.²⁰ En la figura 5.1 se presenta la ubicación de la Iglesia. En la figura 5.2 se aprecia el detalle de la recimentación en la iglesia del Pocito. Se presenta la distribución de los 36 pilotes en la planta arquitectónica, así como un detalle de la condición de apoyo de los pilotes.

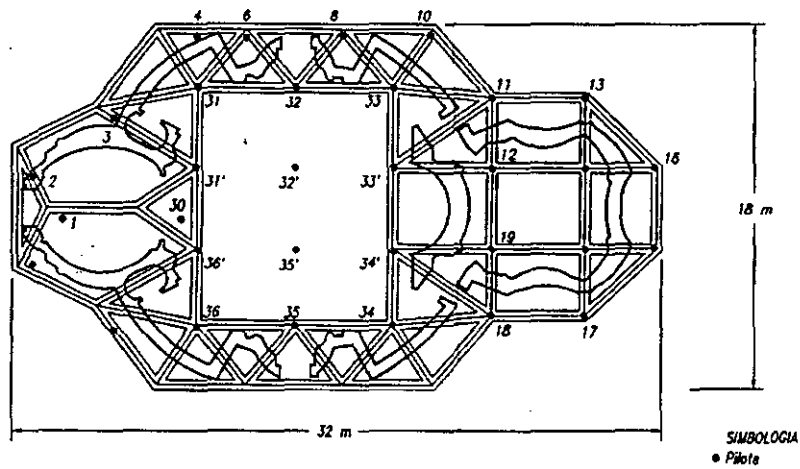
¹⁹ DDF. *Imagen de la gran capital*, México, 1985.

²⁰ Santoyo, Enrique, Segovia, José A., *Recimentación y renivelación en monumentos históricos*, TGC, México, 1995.



Nota:

Los pilotes se profundizan de 5 a 25 m, por ello este dibujo, original del Ing González Flores, no proporciona una imagen real.



ibujó: Recimentación y renovación de estructuras

Figura 5.2. Iglesia del pocito.



5.2 Antigua Basílica de Guadalupe

El edificio, de tres naves, fue modificado varias veces: de 1802 a 1836, de 1887 a 1895, en 1930 y en 1938. Tiene tres puertas (al frente, al oriente, y al poniente) y tres naves con 15 bóvedas. Se le pusieron cuatro pequeñas torres en los ángulos y un voluminosa cúpula octogonal en el centro.

La fachada principal, de cantera y tezontle rojo, es de tres cuerpos, con columnas de orden corintio y estatuas entre ellas en el primero; el segundo luce un relieve con la imagen de la Virgen estampada en la tilma de Juan Diego; y en el tercero el reloj ocupa el espacio de una ventana que fue clausurada. Los cupulines de los campanarios y la cúpula presentan revestimiento de azulejos.²¹

El templo medía 48 m de longitud y a finales del siglo pasado se demolió el muro testero y se alargó su nave a 70 m; el sitio donde se localiza este templo es particularmente complejo por la variación estratigráfica, la ampliación quedó en una zona casi sin suelos blandos.

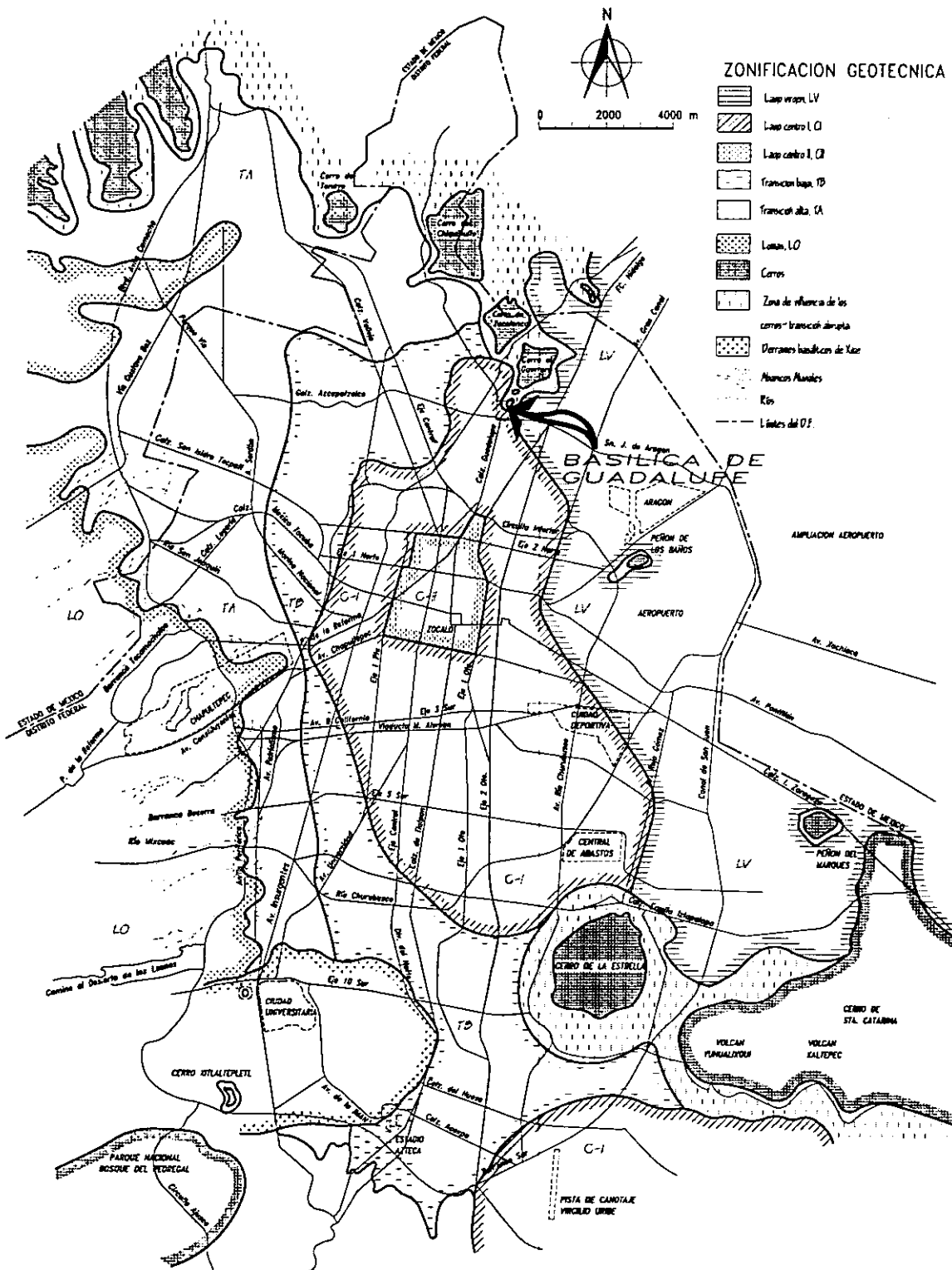
El Ing. González Flores adicionalmente excavó un túnel al frente del templo de 8.2 m de largo, 1.2 de ancho, 2.1 m de altura y 6.5 de profundidad, con la finalidad de que al inducir el colapso del túnel condujera a asentamientos diferenciales que obligaran al cierre de fracturas de la fachada y a la corrección del desplomo de las torres; las dimensiones del túnel hicieron incontrolables los movimientos; por lo que el túnel se terminó rellenando.

En la figura 5.3 se presenta la ubicación del Templo.

A la fecha la torre sur-poniente, presenta un desplomo hacia el sur de 1.5 m, equivalente al 6%. La recimentación se hizo en cuatro etapas, empezando en 1968 la colocación de pilotes en la fachada del templo, la última se completó en 1992. Los pilotes instalados quedaron entre 9 y 29m de profundidad; como parte de su diseño se engrosaron las columnas con fundas de concreto reforzado (fig. 5.4).²²

²¹ DDF. *Imagen de la gran capital*, México, 1985.

²² Santoyo, Enrique, Segovia, José A., *Op. Cit.*



Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 5.3. Ubicación de la Basílica de Guadalupe.

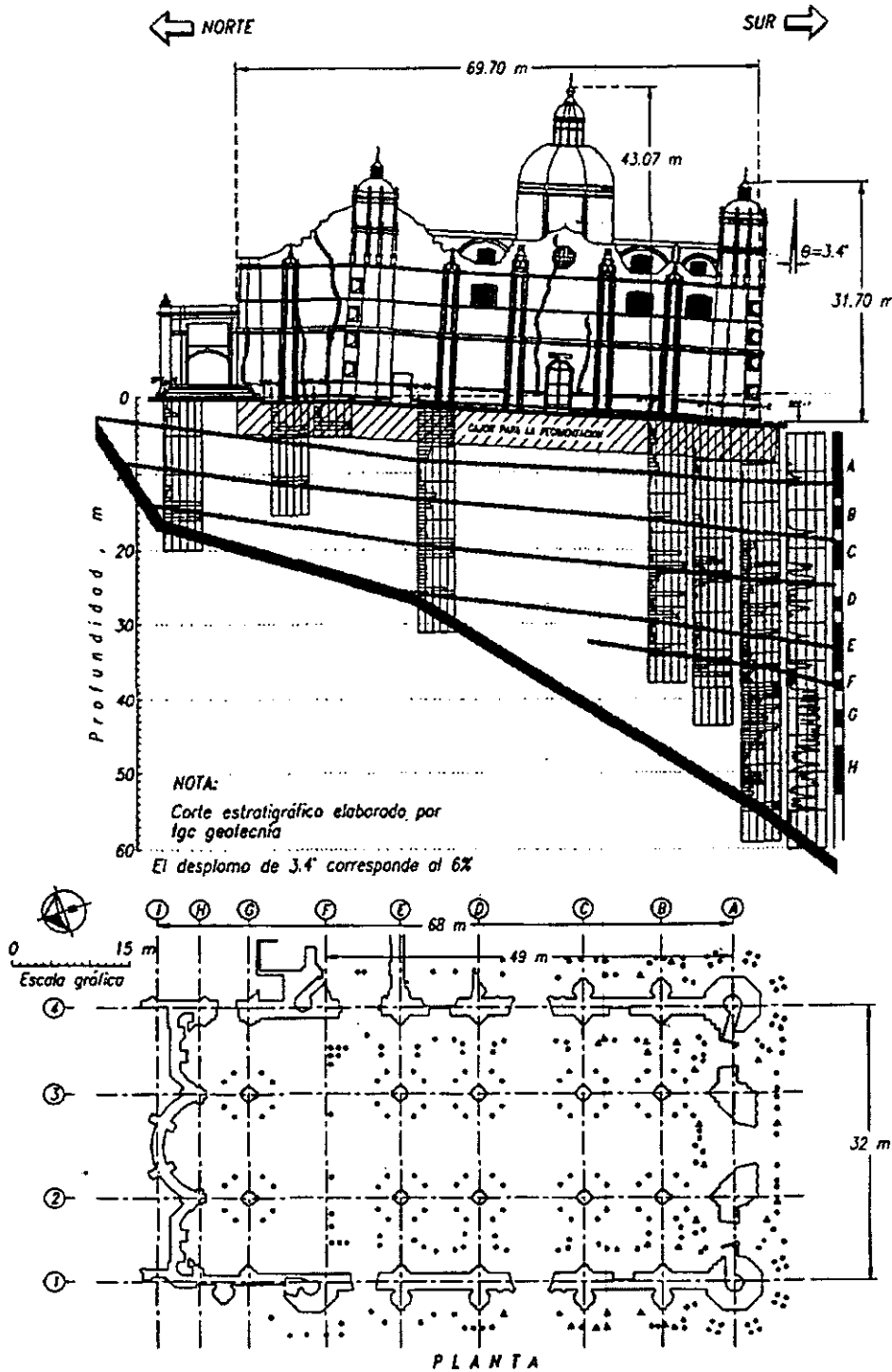


Figura 5.4. Corte estratigráfico Norte - Sur de la Basílica de Guadalupe
Dibujo: Recimentación y renovación de estructuras y monumentos



5.3 Iglesia de Las Capuchinas

Monjas pertenecientes a la Segunda Orden Franciscana, las primeras clarisas capuchinas llegaron a México, procedentes de Toledo, en 1665. Se instalaron en el monasterio de San Felipe de Jesús y para 1673 ya tenían su propio templo. Su finalidad fue dedicarse a la vida contemplativa, a la elaboración de hostias, a la repostería y a otras obras manuales. La casa de la Villa de Guadalupe la fundaron el 15 de Octubre de 1756, en una finca donada por Salvador Beltrán en la rampa del cerro del Tepeyac, la cuál fue demolida más tarde para ampliar el atrio de la Basílica. La primera piedra del edificio que ha perdurado se colocó el 3 de octubre de 1792 y se terminó el 15 de octubre de 1797. Las religiosas fueron exclaustradas el 26 de febrero de 1863. La fachada del templo, de líneas sobrias y elegantes, muestra la transición entre el ocaso del barroco y el surgimiento del estilo neoclásico.²³

En la figura 5.5 se presenta la ubicación del Templo.

Los trabajos de renivelación del templo terminaron el 17 de Agosto de 1978 (fig. 5.6). Para la preparación de la recimentación, se tomó el cimiento de piedra muy agrietado, que mide 4 m de ancho y 5.5 m de alto y se les puso de cada lado como cachete, una trabe ele (L) como si fuera un sándwich, unidos por abajo y por arriba cada 3 m por tirantes.

Por la rama horizontal de la ele (L) se pasaron los pilotes de control, de los cuales colgaría toda la iglesia (fig. 5.7).

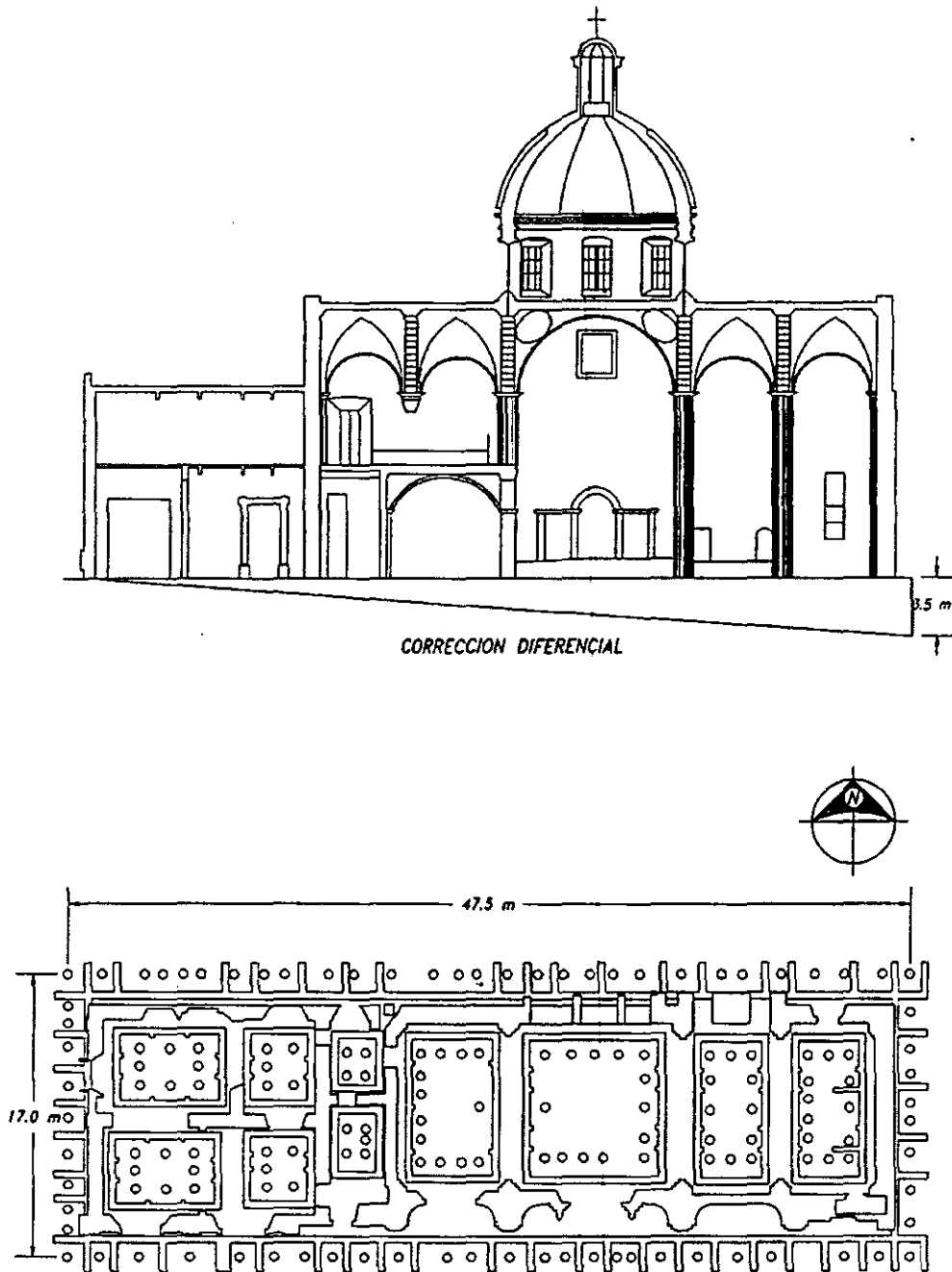
Con el sistema de pilotes de control, inventado por el Ing. Manuel González Flores en el año 1950, se han cimentado y recimentado gran cantidad de edificios, con este sistema se ha logrado bajar, enderezar las construcciones bajando un lado del mismo. El caso de la Iglesia de Las Capuchinas fue el primer caso en el mundo que se logró levantar un edificio.

El templo, construido en 1785, se levantó con esta técnica, en 75 días 3.50 m, quedando en la parte inferior un sótano. La iglesia quedó totalmente horizontal (figura 5.8).

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

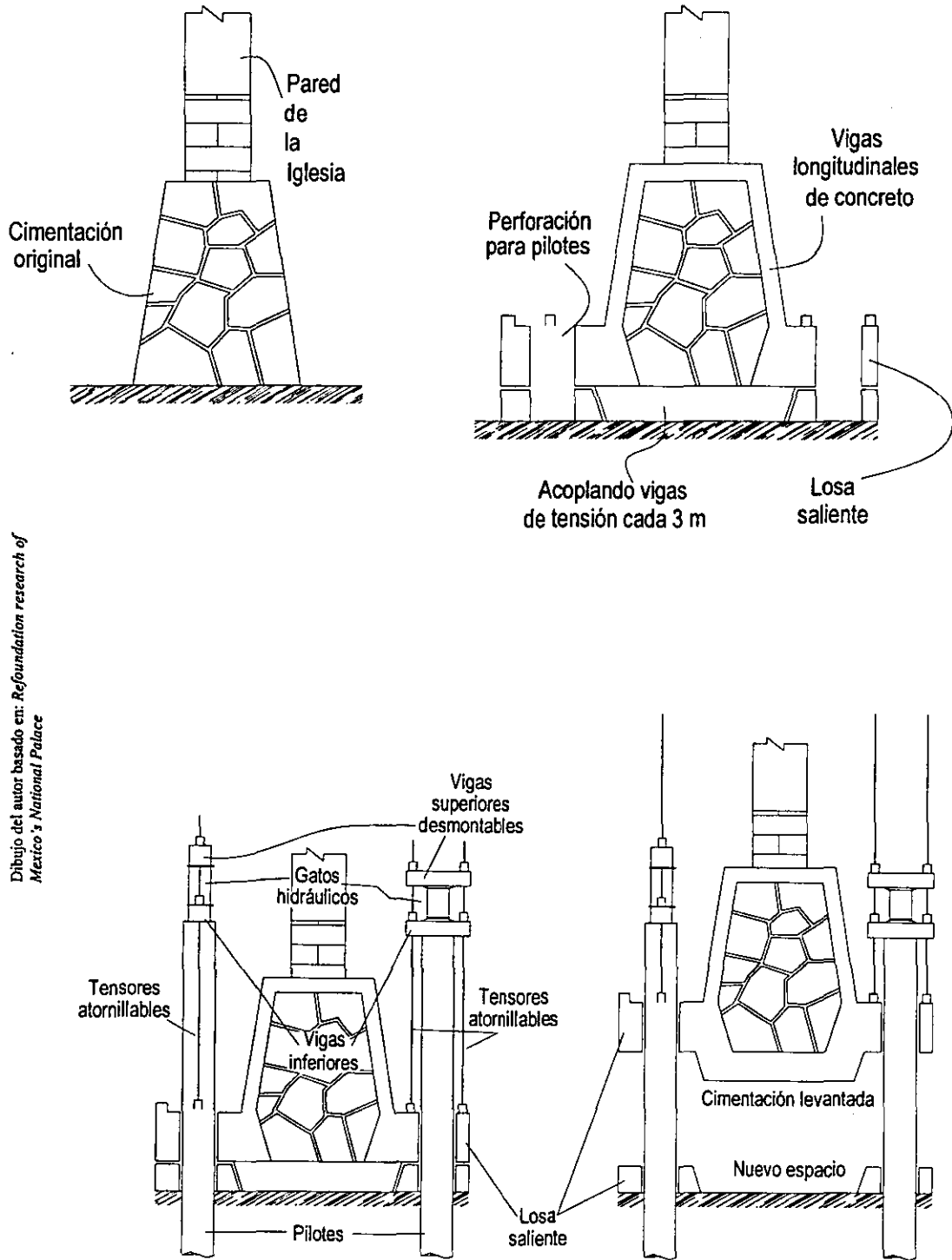
Peso inicial por levantar:	13,000 Ton
Altura aproximada de levantamiento:	3.5 m
Se colocaron 159 pilotes para trabajar a 80 Ton en promedio. La longitud de los pilotes varió de 15 m en el extremo poniente, a 30 m en el extremo oriente.	
Tiempo de operación:	75 días.

²³ DDF. *Op. Cit.*



Dibujo: Recimentación y remielación de estructuras.

Figura 5.6. Corrección del templo con el método del Ing. González Flores.



Dibujo del autor basado en: *Refoundation research of Mexico's National Palace*

Figura 5.7. Procedimiento de renivelación en el templo de Las Capuchinas.



Imagen: Informe Técnico para la SAHOP

Figura 5.8. Vista del templo antes y después del proceso de renovación.



5.4 Templo de San Antonio Abad

El templo, ubicado en el centro histórico (fig. 5.9), está estructurado como muchos de los templos del siglo XVI, basado en mampostería, tiene una bóveda de cañón corrido y una torre, el peso total del inmueble es de 400 toneladas. La cimentación está estructurada en zapatas corridas unidas por contratraves (fig. 5.10).

El templo de San Antonio Abad se subexcavó para inducirle asentamientos correctivos y evaluar el comportamiento de una estructura similar a la de la Catedral. Con la apertura de tres lumbreras en el atrio norte, desde donde se hizo la subexcavación a 10.2 m de profundidad (figs. 5.11 y 5.12).

La ubicación precisa de éstas fue en un lado del muro norte, en donde estaba menos hundida la zona, la losa de desplante de las lumbreras quedó a 9.70, dejando un hueco de 0.50 m para permitir que las lumbreras siguieran la tendencia del hundimiento regional.

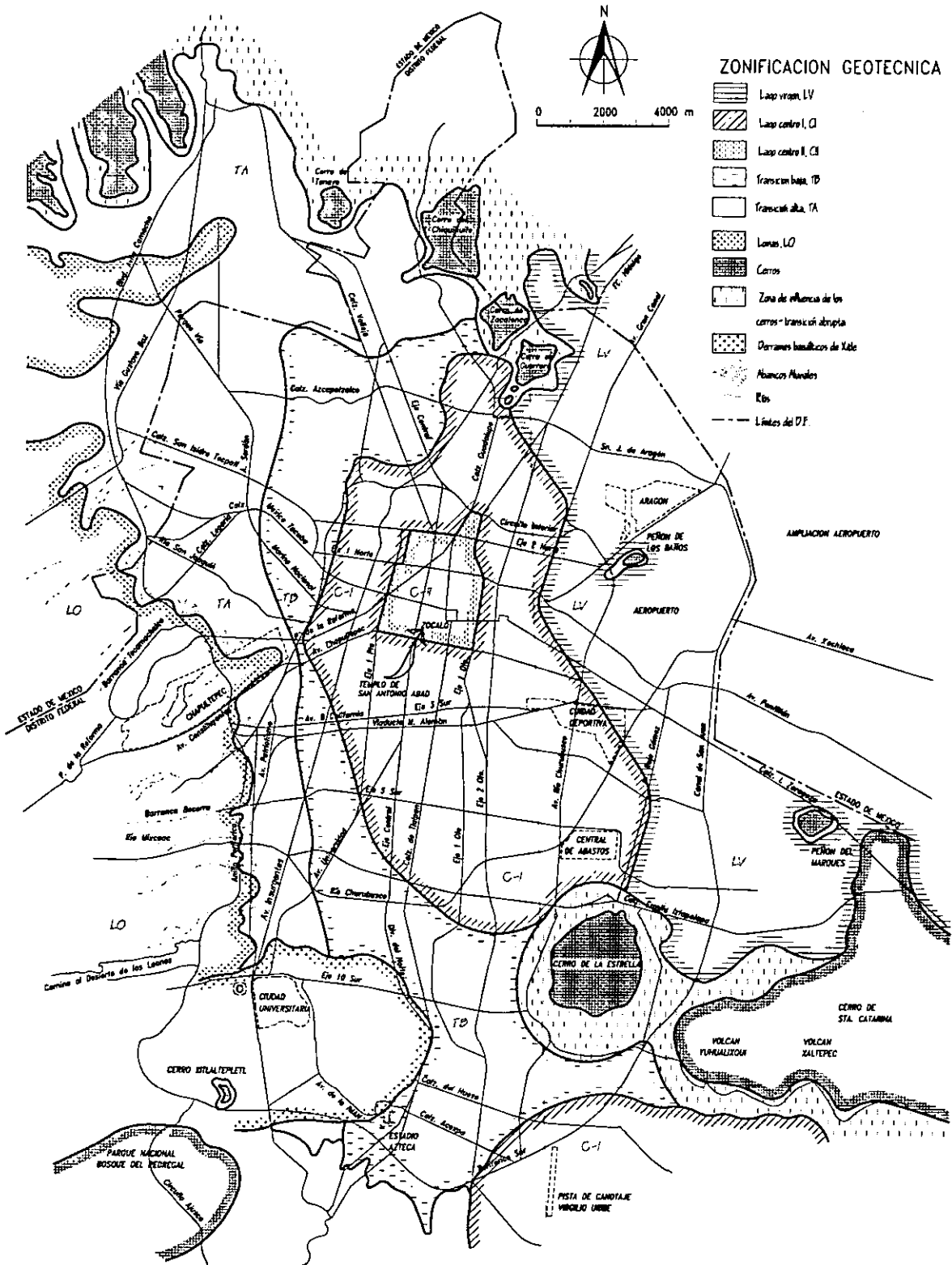
Se trabajó con un sistema de bombeo para bajar el nivel freático, utilizando 2 bombas por cada lumbrera. El sistema trabajó desde el 7 de agosto de 1990 hasta el 22 de septiembre de 1991.

El tubo excavador es de acero de 7.5 cm de diámetro, pasa por el interior de un ademe de acero de 10 cm. Para el hincado de las barras se utilizó un gato hidráulico accionado por una bomba eléctrica; el gato descansa sobre una mesa y reacciona contra el ademe de la lumbrera. La penetración horizontal máxima de las perforaciones de subexcavación fue de 9.0 m medida desde la boquilla.

Para que la estructura presentara un comportamiento estructural confiable, se instalaron tensores y puntales de acero en cada entreje.

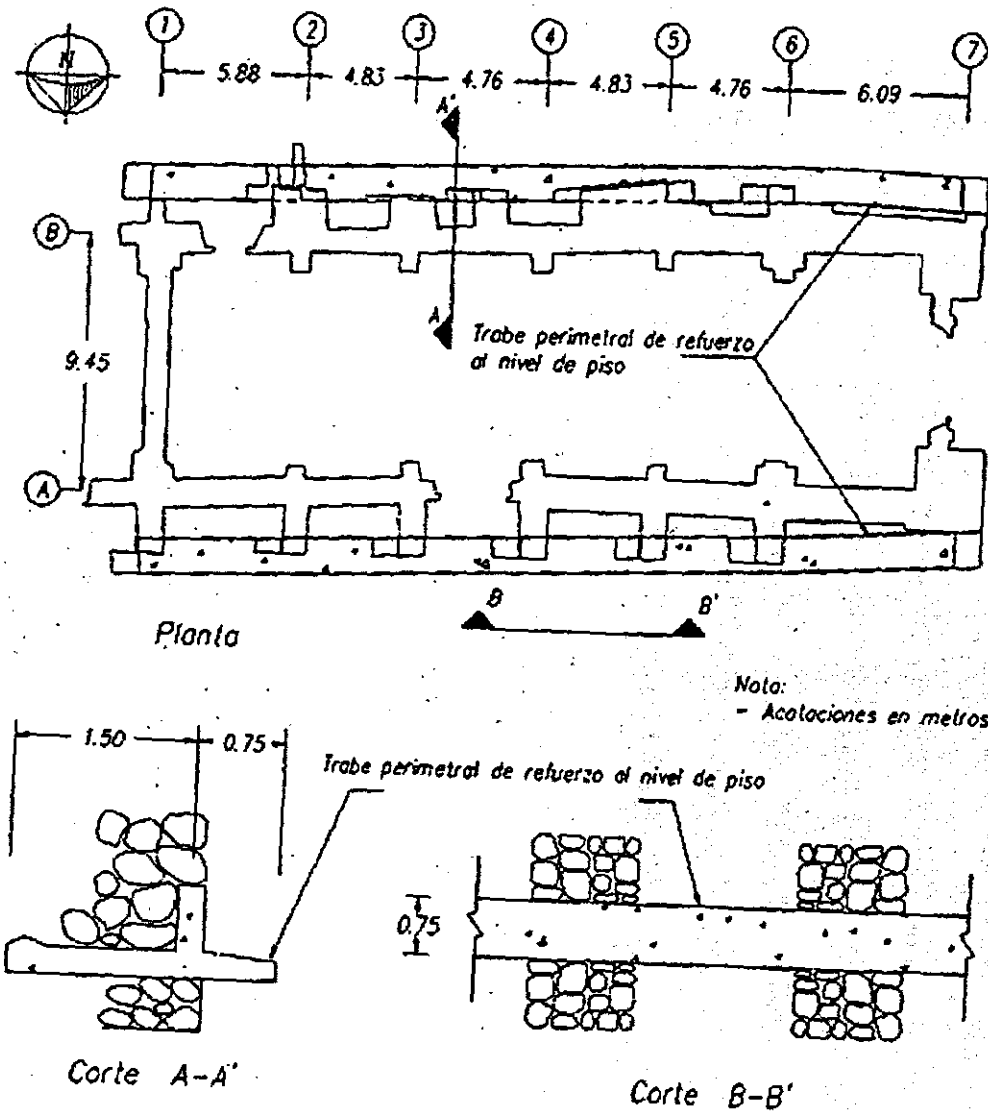
Este procedimiento tuvo el siguiente resultado:

- Demostró la factibilidad de construir lumbreras y hacer perforaciones horizontales para subexcavar, induciendo en la estructura desplazamientos verticales controlables.
- Se logró el objetivo de generar, por subexcavación, desplazamientos verticales diferenciales en la superficie del terreno, a fin de provocar el descenso transversal de la estructura como cuerpo rígido.
- La velocidad de deformación media alcanzada con el procedimiento de subexcavación fue 13 mm/mes, o sea superior a la necesaria para igualar la velocidad de hundimiento diferencial máxima de 1.4 mm/mes, registrada en la Catedral y el Sagrario.
- El cese de los asentamientos de la estructura después del frenado inducido con lodo bentonítico y el paro natural al término del experimento ocurre una semana después. Por otra parte el tiempo de respuesta de la estructura después de reiniciada la subexcavación es también de una semana.



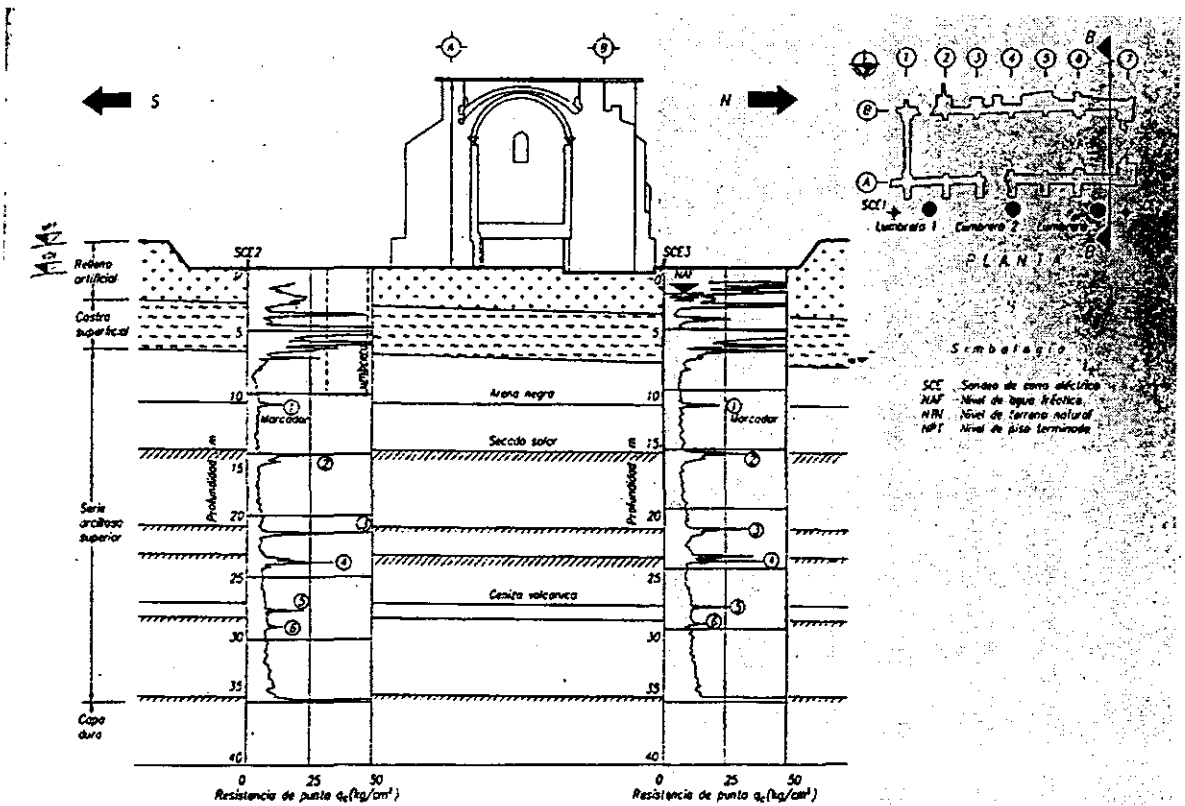
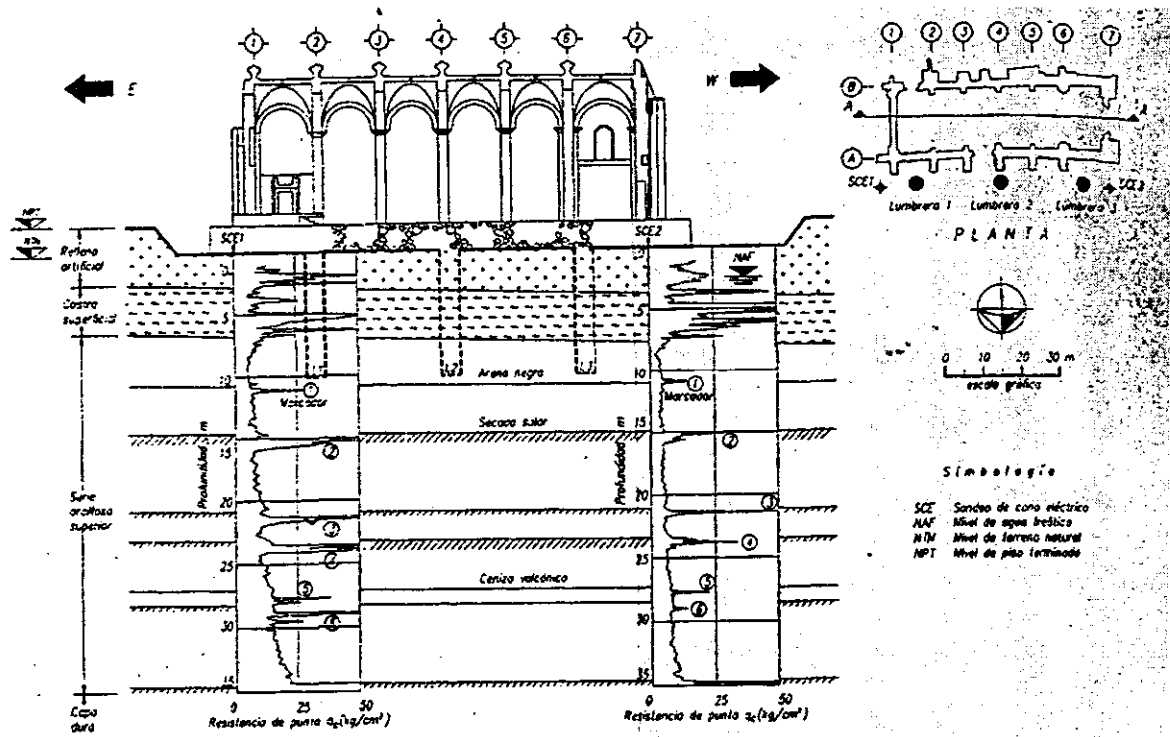
Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 5.9. Ubicación del Templo de San Antonio Abad.



Dibujo: Corrección geométrica de la Catedral Metropolitana

Figura 5.10. Planta arquitectónica y cimentación del templo de San Antonio Abad.



Figuras 5.11 y 5.12. Corte estratigráfico N-S y E-W, ubicación de las lumbreras de subexcavación. Dibujos: Corrección geométrica de la Catedral Metropolitana.



5.5 Catedral Metropolitana

El máximo templo de México, en pleno corazón de la ciudad (fig. 5.13), representante de todo el poder que en su tiempo tuvo la iglesia en la Nueva España. “La Catedral de México – dice Manuel Toussaint – resume en sí misma todo el arte de la Colonia. Su construcción duró casi tres siglos, de manera que en ella se compendian todos los estilos, desde las bóvedas ojivales de sus primeros tiempos, el severo herreriano de sus portadas del lado norte, de las de la Sala Capitular y la sacristía, hasta el neoclásico de Ortiz de Castro y el Luis XVI de Tolsá, pasando por el barroco de las demás portadas y el churrigueresco coruscante del Altar de los Reyes” (figs. 5.14 y 5.15). Los hundimientos del subsuelo en esta zona de la ciudad han afectado considerablemente a este monumento arquitectónico. La historia de dichos hundimientos puede resumirse en deformaciones que alcanzan 2.40 m desde el ábside hasta la torre occidental.²⁴ En la figura 5.16 se presenta un corte estratigráfico de la Catedral.

Desde su construcción, la Catedral presentó hundimientos significativos, los que son notorios a simple vista en la diferencia de sillares de piedra en las columnas. Basta dar un recorrido por lo largo de las naves para encontrar estos detalles constructivos. Se ha interpretado que deformación presentó el suelo en 1665, dado estas características, ya que fue la fecha en que se enrasaron las columnas a nivel para desplantar las bóvedas. En la cimentación hay dos épocas: la primera de 1570 a 1940 y la segunda de 1942 a 1993; la mitad de los hundimientos aproximadamente corresponden a la primera etapa de 370 años y en la segunda de 53 años, la velocidad ha sido 2.57 veces mayor, eso se debe al cambio urbano que exige sobreexplotar los acuíferos.

Los problemas actuales de la cimentación pueden situarse en 1942, año en que se refuerza la cimentación. Lo anterior permite afirmar que la cimentación tenía antes de 1942 un comportamiento frágil y cambió a una condición de continuidad y ductilidad.²⁵

Los constructores de la Catedral, solucionaron el problema de la cimentación hincando estacas de madera de tres metros de largo a cada setenta centímetros aproximadamente. El diámetro de estas estacas es variable, con un mínimo de veinte, y un máximo de treinta centímetros. La cantidad de estas estacas fue de 22 500 piezas. Después de clavar las estacas, se niveló el terreno quemando las cabezas de los troncos que sobresalían. Sobre esta empalizada se colocó una plantilla de pedacería que sirvió de base a un pedraplén de tres metros de espesor construido con piedras grandes aglutinadas con mortero. Sobre este pedraplén descansa la retícula de contratrabes de mampostería, también de tres metros de altura que recibe las columnas. Esta retícula forma una sola pieza prácticamente monolítica con el pedraplén.

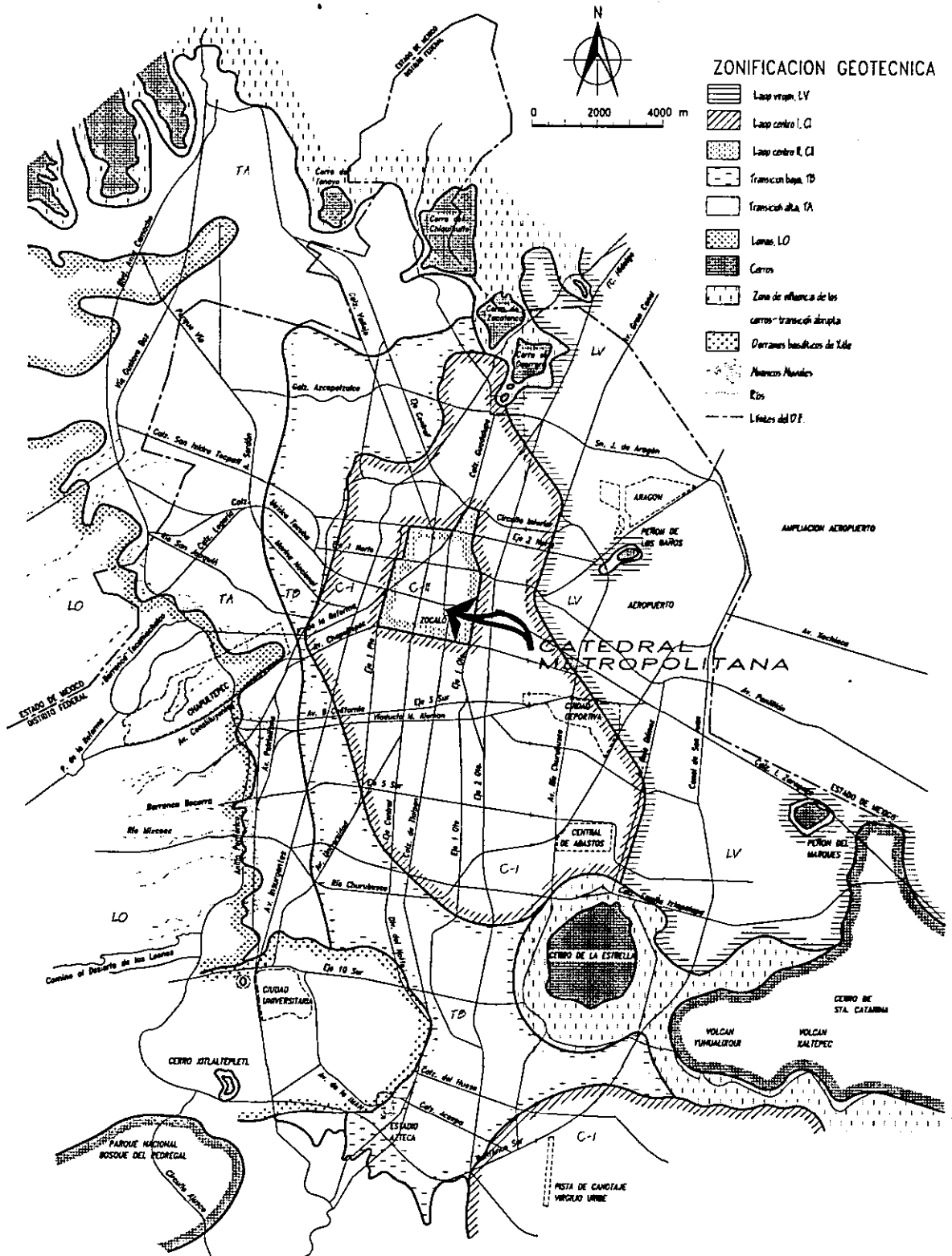
Primera recimentación.

En el período de 1934 a 1942 se llevó a cabo un refuerzo de la cimentación existente a cargo del arquitecto M. Ortiz Monasterio. El trabajo de los señores arquitectos, Muñoz, Cortina y Ortiz Monasterio consistió en el mejoramiento de las trabes de la cimentación, mediante cuerdas longitudinales de acero y anillos que las rodean y atan entre sí; las cuatro cuerdas longitudinales actúan como refuerzo a flexión, y los anillos a manera de grandes estribos para estas vigas compuestas de mampostería con recubrimiento de concreto reforzado. Este mejoramiento estructural incluyó la construcción de los muros cruzados de respaldo entre las gavetas para criptas, también de concreto reforzado, y que ahora forman parte del sistema de cimentación.²⁶

²⁴ López Carmona, Fernando. Aspectos arquitectónicos y estructurales. Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana, Informe Técnico. Amigos de la catedral, México, 1995.

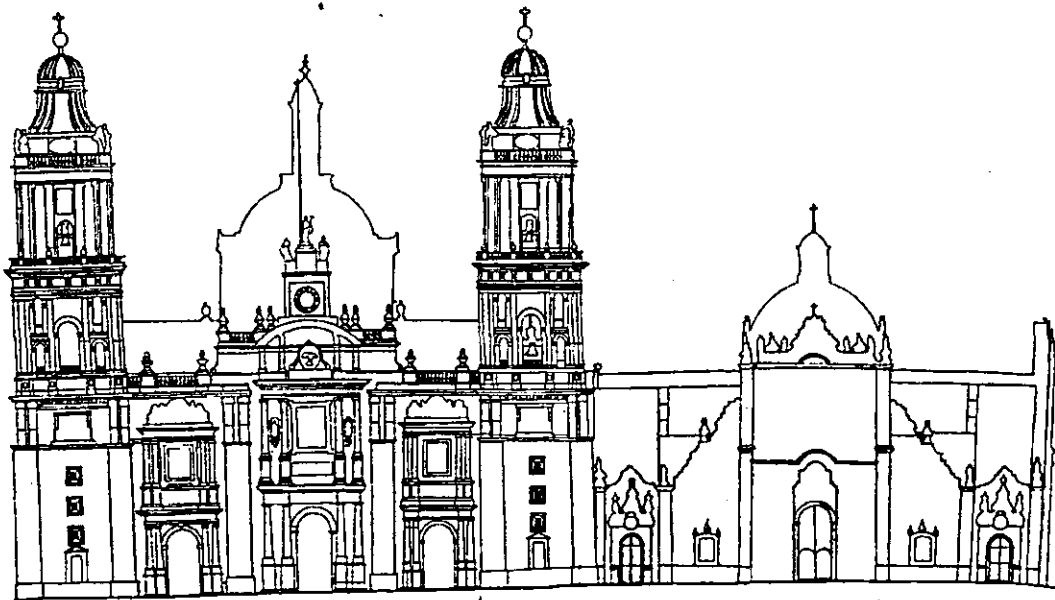
²⁵ López Carmona, Fernando. *Op. Cit.*

²⁶ López Carmona, Fernando. *Op. Cit.*



Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 5.13. Ubicación de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México



Dibujo: El Zócalo

Figura 5.14. Fachada sur de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México.

Imagen del autor

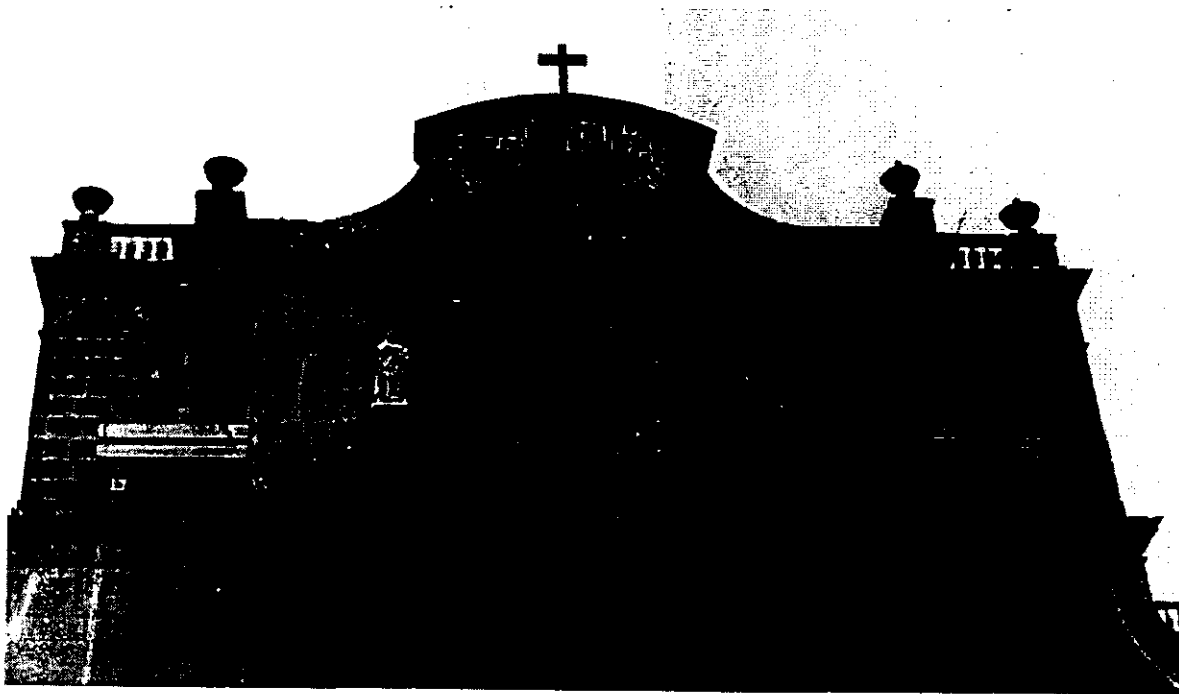
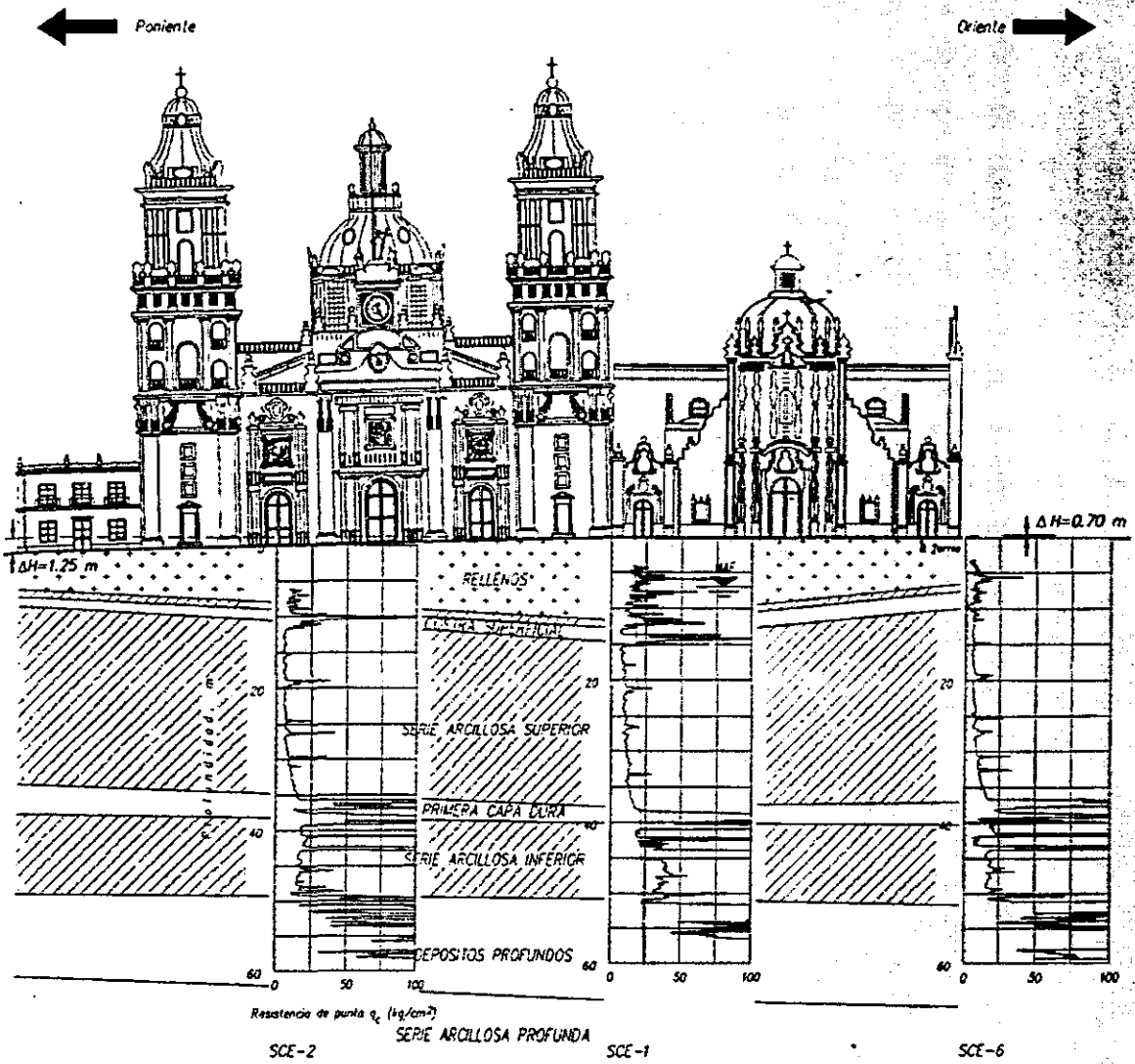


Figura 5.15. Vista de la parte oeste de la Catedral Metropolitana.



Dibujo: Corrección
geométrica de la Catedral
Metropolitana

Figura 5.16. Corte estratigráfico de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México.

Segunda recimentación.

A partir de 1972 la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN) llevó a cabo un estudio estructural y geotécnico, que implicó una campaña de cuatro sondeos mixtos; el diseño se encomendó al Ing. Manuel González Flores, quien concluyó que con pilotes de control se resolvería el problema.²⁷

Para este magno templo de dimensiones 122 x 66 m y peso de 127,000 ton el Ing. González Flores realizó sondeos y elaboró un proyecto con 280 pilotes, sin embargo, sin aclarar el porqué, instaló 387. En cuanto a su profundidad, sólo el 27% están apoyados en la capa dura, 47% son cortos y el 26% son largos (figura 5.17).²⁸ Algunos quedaron “largos”, es decir, significa que penetraron la primera capa dura y significa que se rompieron en su instalación y se traslaparon. Otros quedaron “cortos”, no se apoyaron en la capa dura y funcionan como pilotes de fricción. Se llegó a estas conclusiones comparando las longitudes de los pilotes reportados en los registros de campo durante su instalación, con las profundidades de la capa dura. Se hizo una evaluación preliminar del estado de los pilotes en 1989 – 90 a partir de la información conocida sobre el subsuelo en esa fecha. En 1994 se corroboró en lo general la evaluación preliminar que también se ratificó a partir del registro de los desplazamientos relativos entre la cabeza de los pilotes y el piso de la losa de cimentación, que se viene haciendo desde este último año hasta la fecha.

Trabajos en el Sagrario en la primera recimentación.

En la década de 1940 se intentó recimentar el Sagrario mediante pilotes de madera de 25 cm de diámetro; para protegerlos de la alteración y efectos del cambio de posición del nivel freático, los 2 a 3 metros superiores se fabricaron de concreto en sección cuadrada. Asimismo se reforzó el piso de feligresía con una losa de concreto soportada en una retícula de traveses de acero.

Trabajos en el Sagrario en la segunda recimentación.

De los 133 pilotes apoyados en la capa dura en la zona del Sagrario representan únicamente el 11%. Esta condición de apoyo hace que la capacidad de carga de la recimentación sea significativamente menor de la considerada en el proyecto.²⁹

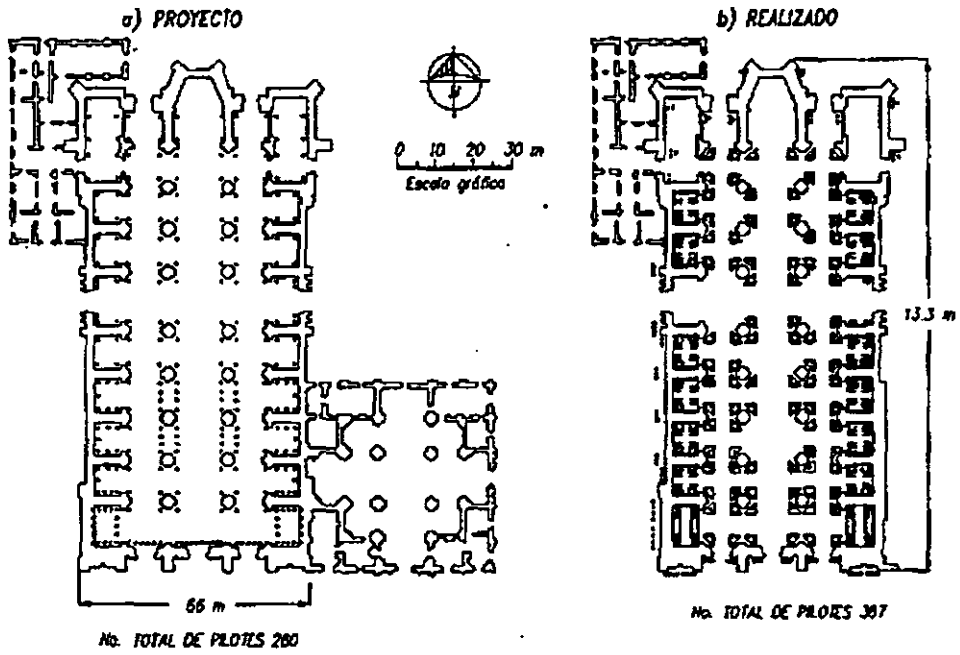
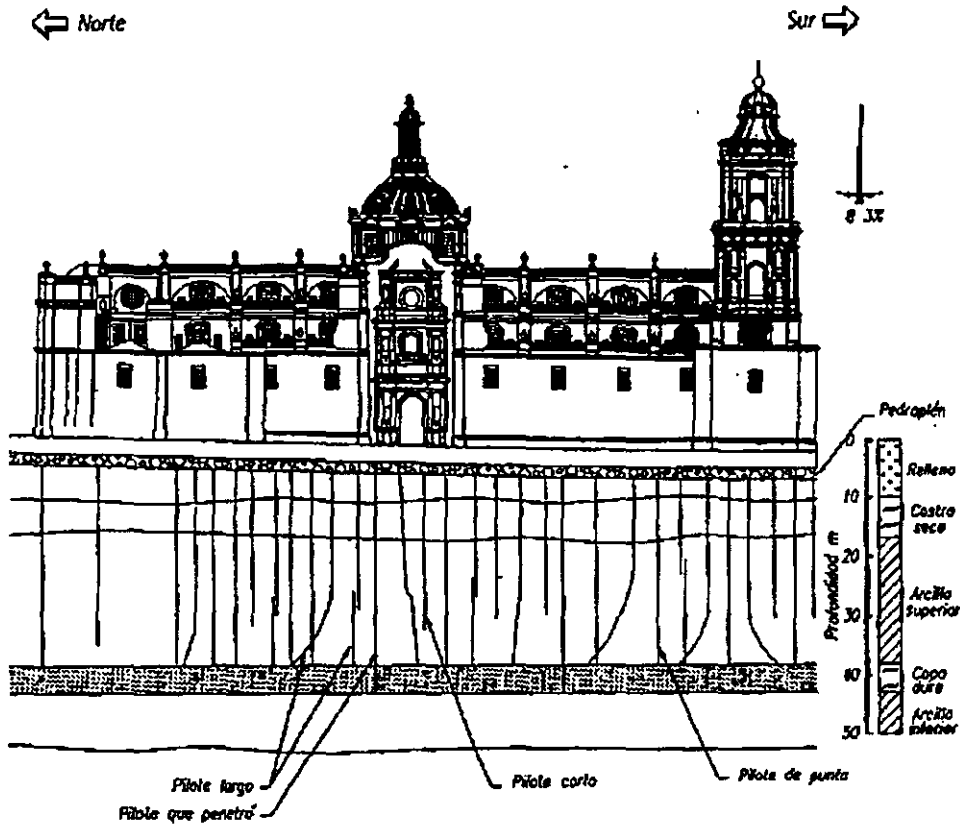
En lo que respecta al Sagrario la reestructuración consistió en un paralelepípedo hueco y rígido de concreto armado que se construyó bajo el pedraplén, con objeto de transmitir la carga a una losa de cimentación y a los pilotes. Este paralelepípedo está dividido en celdas por medio de muros de concreto, reduciendo los claros de trabajo. Los trabajos realizados en el Sagrario resultaron más complicados debido a la mala calidad de la cimentación original, las intervenciones parciales posteriores, a las grandes variaciones en las condiciones del subsuelo y por la localización de construcciones prehispánicas. A pesar de haber realizado con anterioridad numerosas calas de exploración, el diseño fue constantemente ajustado a las condiciones específicas de cada zona.

Otros factores que han intervenido en el comportamiento de la cimentación son el incremento de las cargas y los efectos en el bombeo, particularmente vinculados con el Metro, un colector semiprofundo y el bombeo en el área del Templo Mayor.

²⁷ E. Taméz. *Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana*, Informe Técnico. Amigos de la catedral, México, 1995.

²⁸ Santoyo, Enrique, Segovia, José A., *Recimentación y renivelación en monumentos históricos*, TGC, México, 1995.

²⁹ E. Taméz. *Op. cit.*



Dibujo: Recimentación y renovación de estructuras

Figura 5.17. Recimentación de la Catedral Metropolitana de acuerdo con el proyecto del Ing. Manuel González Flores.



Trabajos de subexcavación en la Catedral y el Sagrario.

La técnica de subexcavación fue propuesta para evitar que los hundimientos diferenciales continuaran acumulándose, y provocando desplomos y agrietamiento. La subexcavación modificó el comportamiento de la cimentación de estos templos. El estudio geotécnico de las alternativas de solución concluyó que el procedimiento de subexcavación era el que ofrecía mejores perspectivas para corregir los desplomos y desniveles existentes. Tiene como objetivo corregir los desniveles y desplomos de edificios, que han sufrido hundimientos diferenciales mediante hacer descender las partes altas respecto a las bajas, como consecuencia de la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. Este objetivo se alcanza realizando perforaciones horizontales de pequeño diámetro ejecutadas desde lumbreras o zanjas que permitan el acceso a los estratos del subsuelo, de los cuales se extrae el material.³⁰

La conceptualización de los objetivos de la subexcavación, para el proceso correctivo de la estructura fue producido por la Facultad de Arquitectura en 1992.³¹

Este proceso de subexcavación tiene como meta regresar el templo a las condiciones estructurales antes de 1942, además de que el proceso tiene previsto etapas posteriores. Las instalaciones de subexcavación podrán ser utilizadas posteriormente si se requiere inducir nuevamente asentamientos. Se podrán integrar nuevos grupos de investigación a los trabajos.

Del estudio realizado para determinar el procedimiento de subexcavación se presentan los siguientes puntos estudiados.

Consolidación de la Superestructura

Los asentamientos han hecho que en 1994 se tuviera un diferencial máximo de 2.42 m entre el ábside y la torre poniente, y de 1.25 m entre ambas torres.

Método de subexcavación.

Del estudio que se realizó para determinar las condiciones de la Catedral se determinó el método que se utilizó para abatir los hundimientos diferenciales.

Para enero de 1991 se tenía un hundimiento diferencial acumulado, presentando dos zonas cuyos hundimientos presentan distintas velocidades de hundimiento, la primera está entre los ejes 1 y 6, la segunda entre los ejes 6 y 12, cuyo diferencial acumulado se presenta en la tabla 1.

Tabla 1. Hundimientos diferenciales acumulados en algunos puntos de la Catedral.

DIFERENCIAL	ZONA
2.42	Entre ábside y torre poniente
1.25	Entre ambas torres

Para los asentamientos futuros para el período de 1990 a 2010, se tienen considerados los siguientes descensos: entre el ábside y la torre poniente sería de 3.00 m, y entre el ábside y la torre oriente 1.60 m. En el Sagrario el diferencial entre el centro y las esquinas sería de 0.70 m, a excepción de la esquina sureste con 1.60 m.

Tomando en cuenta estos resultados es que se propuso la subexcavación para corregir el hundimiento diferencial (fig. 5.18).

³⁰ E. Taméz. *Op. cit.*

³¹ López Carmona, Fernando. *Op. Cit.*



Lumbreras de acceso.

Tienen forma cilíndrica con un diámetro externo de 3.4 m, profundidad media de 17.0 m, medidos desde el nivel de piso de criptas. El total de lumbreras utilizando los métodos de Alberro y Tamez para determinarlas fue de 30 (fig. 5.19).

Asentamientos inducidos.

El asentamiento medio a corto plazo, para cada zona de bombeo, tomando en cuenta la excavación de todas las lumbreras, el funcionamiento de las bombas eyectoras y la rigidez de la cimentación, resultó de 2.0 cm. La distorsión angular entre las columnas es inferior a 0.001.

El asentamiento medio estimado a largo plazo resultó de 6.0 cm, considerando el revestimiento definitivo de las lumbreras, y el sistema de bombeo operando varios años (fig 5.20); este desplazamiento vertical toma en cuenta el efecto de la rigidez de las cimentaciones de los dos templos. Para verificar los valores de asentamiento calculados y realizar las medidas correctivas para operar las zonas de bombeo. Se medirán los movimientos que tendrán lugar en el fondo de las lumbreras durante su construcción

Para continuar con la subexcavación se determinó que se debía reforzar la cimentación del Sagrario con 64 pilotes de punta con funda deformable apoyados en la capa dura y equipar a 27 pilotes de fricción negativa ya instalados en 1990, con puentes de carga para operarlos como pilotes de control de movimientos verticales. Aprovechar los 14 pilotes de control que están apoyados en la capa dura.

Procedimiento de subexcavación propuesto.

Objetivos:

Catedral. Mediante la ejecución de la primera etapa de subexcavación, se modificaron las tendencias de los asentamientos diferenciales al norte del crucero, frenando inicialmente el fenómeno actual de giro de las naves procesionales y muros de contrarresto hacia el exterior. Posteriormente se invertirá este efecto, obligándolos a girar hacia el centro de la nave principal.

En la segunda etapa se tendrá como objetivo corregir los desplomos de muros y columnas, sin modificar la geometría actual de los de contrarresto; esto significa que tanto en sentido transversal como longitudinal, los movimientos serán planeados para que la estructura, a excepción de la nave central, responda como cuerpo rígido. Los desplazamientos verticales que se inducirán con la subexcavación corresponden a una configuración de plintos intermedia a la que tenía en 1934.

Sagrario. La subexcavación se realizó de manera inicial para lograr un efecto que invierta las tendencias actuales, cerrando la estructura hacia el centro. Posteriormente, y en combinación con la segunda etapa de trabajos en la Catedral, se corregirán gradualmente los desniveles.

Nivel de subexcavación. Las subexcavaciones se desarrollaron a una profundidad aproximada de 14.0 m, respecto al nivel de piso de feligresía; por cada una de las lumbreras se realizará un máximo de 60 perforaciones radiales de 6.0 m de penetración. En cada preparación dejada en las paredes de las lumbreras, se hincará horizontalmente a presión un ademe metálico de 12.7 cm de diámetro, cuya función será delimitar la zona donde se subexcavará, que podrá ser desde la pared hasta 6.0 m de penetración. La extracción de suelo se efectuará con tubo perforador de 10 cm de diámetro, que pasará por el interior del ademe (fig. 5.21).

Proceso de subexcavación. Se inició en la zona norte, desde el ábside hasta el crucero, con el objeto de generar desplazamientos que compensen un año de hundimiento regional. En la primera etapa se subexcavará en las lumbreras 1, 4 y 8, extrayendo arcilla en cada una por medio de 60 radiaciones. Una vez que se haya generado el cierre de los barrenos, se procederá a subexcavar en las lumbreras 1 a 4, 6 a 8, 10 y 11, atacando únicamente seis perforaciones. Esta primera etapa, conforme a los tiempos registrados para el cierre de los barrenos en el inicio del experimento en San Antonio Abad, tendrá una duración aproximada de mes y medio.

**Apuntalamiento preventivo.**

Se apuntalaron las naves procesionales en Catedral y las cuatro cúpulas esféricas, junto con la cúpula central en el Sagrario. Además se instalaron una serie de tensores transversales a la altura de las impostas de las naves procesionales, que interactuando con los puntales horizontales de tubería, mantengan las dimensiones de las arquerías y aseguran el contrarresto del empuje de la nave central. Se puso una malla de protección contra la caída de fragmentos de los aplanados en todo el interior de los templos (fig. 5.22).

Los sistemas son ajustados permanentemente a un esfuerzo unitario de 250 kg/cm² en las tuberías y a 0.187 de la resistencia de los cables. Se busca que estén ajustados a trabajar si son solicitados, pero sin interferir con las deformaciones inducidas en las estructuras, para permitirles su reacomodo.³²

Al final del proceso, el control mensual de carga de los puntales, demuestra que la estructura nunca se recargó sobre ellos.

Corrección geométrica alcanzada.

El volumen extraído en la base de las 27 lumbreras, al mes de mayo de 1998, fue de 4127.55 m³. Los asentamientos correctivos y los giros alcanzados por esos movimientos en el mismo periodo se presentan a continuación:

Hundimientos correctivos	Corrección angular
Dh1 = 96 cm	q1 = 24' 38" (D1 - A12)
Dh2 = 60 cm	q2 = 24' 16" (C3 - B10)
Desplazamiento de la plomada:	
29 cm	q3 = 23' 40" (plomada)

Con este procedimiento, se han evitado los hundimientos que se habrían presentado, en los cuatro años y medio que duró el procedimiento de subexcavación, así como el recuperar los hundimientos diferenciales acumulados en los 60 años anteriores a la intervención.

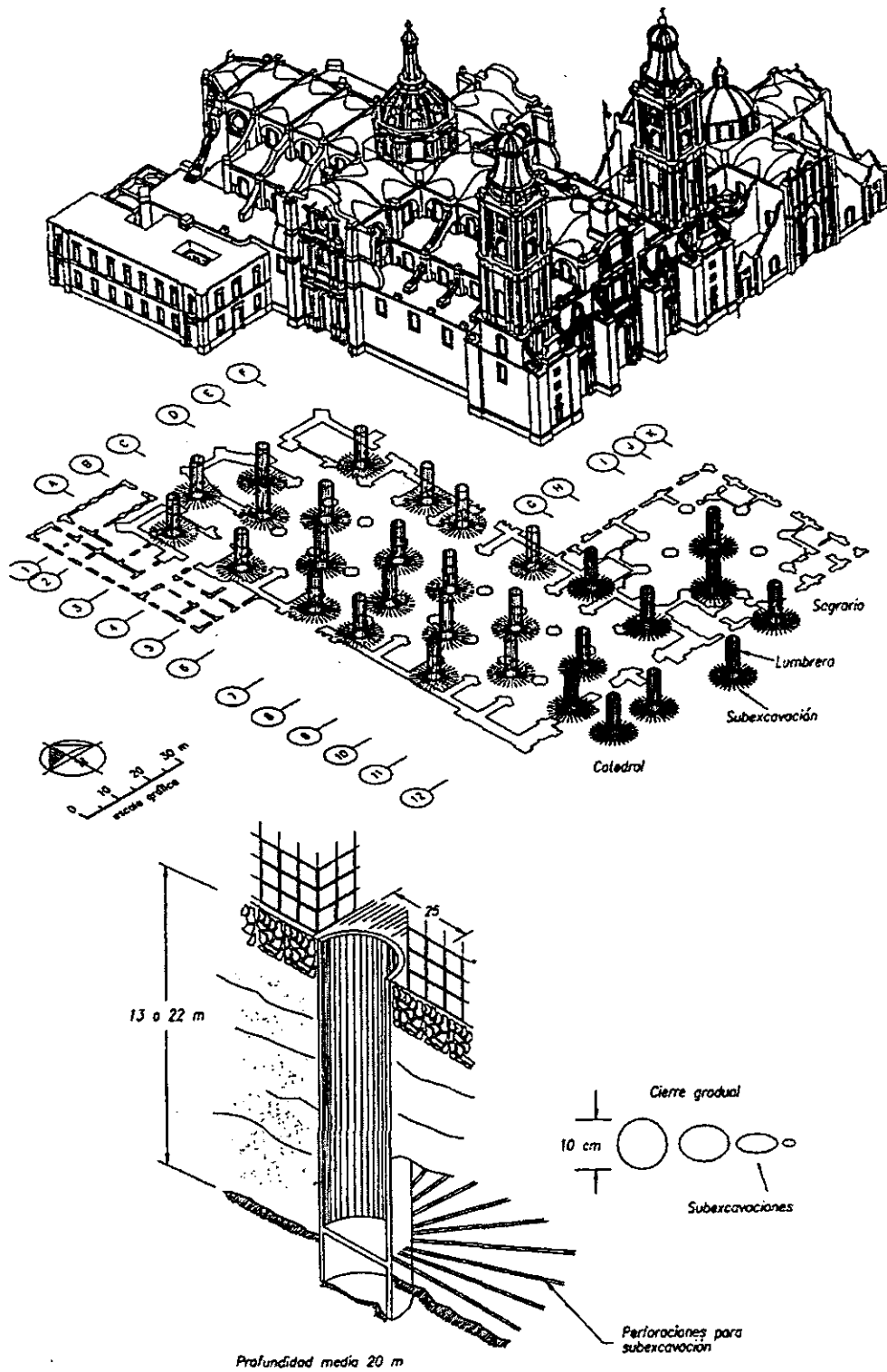
Otro de los logros importantes de la subexcavación es la corrección de la verticalidad de las torres y la fachadas de la Catedral.

La imposibilidad de advertir a simple vista las correcciones inducidas por la subexcavación hizo necesario instalar una plomada indicadora de los movimientos de la cúpula central, la cual tiene un peso de 150 kg y está sostenida por un hilo de 42.13 m. La corrección de la posición de esta plomada es uno de los indicios más perceptibles de los trabajos de corrección geométrica y muestra que, a mayo de 1998, se han recuperado 29 cm de desplomo, con los cuales se ha logrado un giro correctivo de 23'40".

En cuanto al avance general de los asentamientos correctivos generados en la Catedral y el Sagrario metropolitanos, se ha alcanzado una corrección de 96 cm.³³

³² E. Taméz. *Op. cit.*

³³ Santoyo E. y E. Ovando. *Termina la subexcavación de la Catedral. Vector de la ingeniería civil. 1998, núm. 14.*



Dibujos: Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana.

Figura 5.18. Esquema general de la subexcavación en la Catedral.

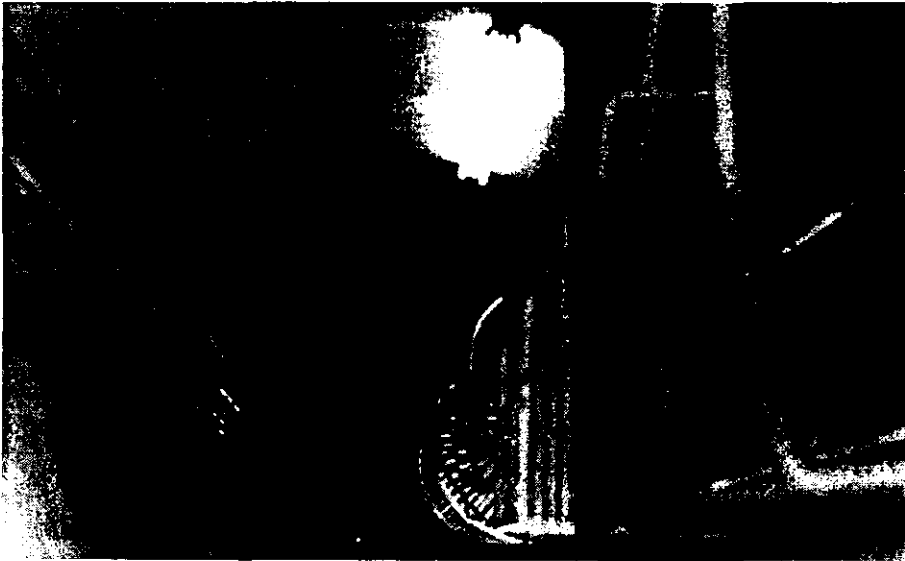


Figura 5.19. Vista de una de las lumbreras de subexcavación.

márgenes del autor



Figura 5.20. Sistema de bombeo permanente.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



Figura 5.21. Detalle del sistema de subexcavación.

márgenes del autor



Figura 5.22. Apuntalamiento de las cúpulas de la Catedral.



5.6 Casas habitación en Tlaquepaque, Jalisco.

En este caso, las casas construidas en dos niveles y estructuradas a base de losas de concreto y muros de carga, y como cimiento losas de concreto armado bajo los muros, de 50 cm de ancho y 15 cm de peralte, desplantadas alrededor de 40 cm abajo del nivel de piso terminadas; presentaban problemas de asentamientos diferenciales, presentando grietas en muros de hasta 2 cm. El problema se trató con el método de Inyecciones de compactación. El uso de este método, en este complejo habitacional de 126 viviendas, fue la segunda aplicación de esta técnica en México.³⁴ Las perforaciones se llevaron a cabo utilizando un martillo de accionamiento hidráulico montado en un pedestal de 2.9 metros de altura y de 1.2 metros de base que permitió su libre acceso al interior de las viviendas sin ninguna dificultad. 1). Con el martillo se hincó tubería de inyección de 7.6 cm de diámetro exterior y 5.1 cm de diámetro interior, 1.5 metros de longitud cada pieza, con rosca para poder conectar el número de piezas que fuera necesario y alcanzar la profundidad deseada. Se usó una broca de aluminio no recobrable en la punta del ademe durante el hincado.

Una vez alcanzada la profundidad de diseño previamente determinada, corroborada en el campo por el número de golpes que el martillo requería para avanzar la tubería de inyección, se conectó ésta a una bomba de concreto modificada para inyectar la mezcla de bajo revenimiento a presiones de 5 kg/cm² en las partes más blandas hasta 30 Kg/cm² en los estratos más densos.

Una vez se inyectaba un volumen máximo de 0.60 metros cúbicos o se alcanzaban presiones por encima de los 30 kg/cm², se dejaba de inyectar a esta profundidad y se retraía el ademe 30 cm para inyectar el siguiente nivel. De esta manera se lograba hacer una inyección con volúmenes controlados comenzando por el punto más profundo hasta llegar a la superficie, formando así una columna de bulbos de mortero in situ.

La mezcla se produjo en obra a base de arena limosa, cemento y agua. Se utilizó un contenido de cemento del 15%, y solamente el volumen de agua necesario para darle plasticidad a la mezcla y volverla bombeable. El objetivo fue obtener una mezcla con suficiente fricción interna que promoviera la formación de bulbos relativamente esféricos de crecimiento controlable, y prevenir que ésta pudiera causar fracturas ó lentes en el suelo que se propagaran grandes distancias.

En el fraccionamiento en cuestión, dos casas ocupan cada lote. Cada casa tiene un área construida en el primer piso de 52 m², excluyendo patios, los cuales no se inyectaron. En promedio cada casa recibió un total 15.5 inyecciones "primarias" y 4 inyecciones "secundarias". En la fig. 5.23 se presenta la distribución de las inyecciones en las casas.

Los puntos "primarios" son los que se perforaron e inyectaron hasta estratos competentes y densos, que presentaban valores de resistencia a la penetración estándar ($N_{1,60}$), de por lo menos 18 a 20 golpes. Los puntos "secundarios" son los que se perforaron e inyectaron en muchas de las casas hasta una profundidad máxima de 2 metros con el propósito de darle mayor tratamiento a los suelos superficiales dada su baja densidad.

Los resultados fueron que los incrementos en $N_{1,60}$ variaron en promedio entre 15% y 40% para profundidades menores de 3 m. Y de 40% a 100% para profundidades de 3 y 8 metros.

Aparte del incremento a la penetración estándar que tuvo el suelo, se evitó cualquier efecto de colapso del terreno o del mismo relleno. Los bulbos además funcionan como pilotes que dan capacidad de carga y refuerzan el suelo (fig 5.24).³⁵

³⁴ En 1994 se realizó la primer aplicación, hecha en la planta de Almidones Mexicanos, en Guadalajara, Jalisco. La finalidad de esta aplicación fue la de incrementar la capacidad de carga de arenas limosas y poder cimentar nuevos tanques de almacenamiento y otras estructuras industriales.

³⁵ López Zaldaña, R.A., Lazcano Díaz del Castillo, *Op. cit.*

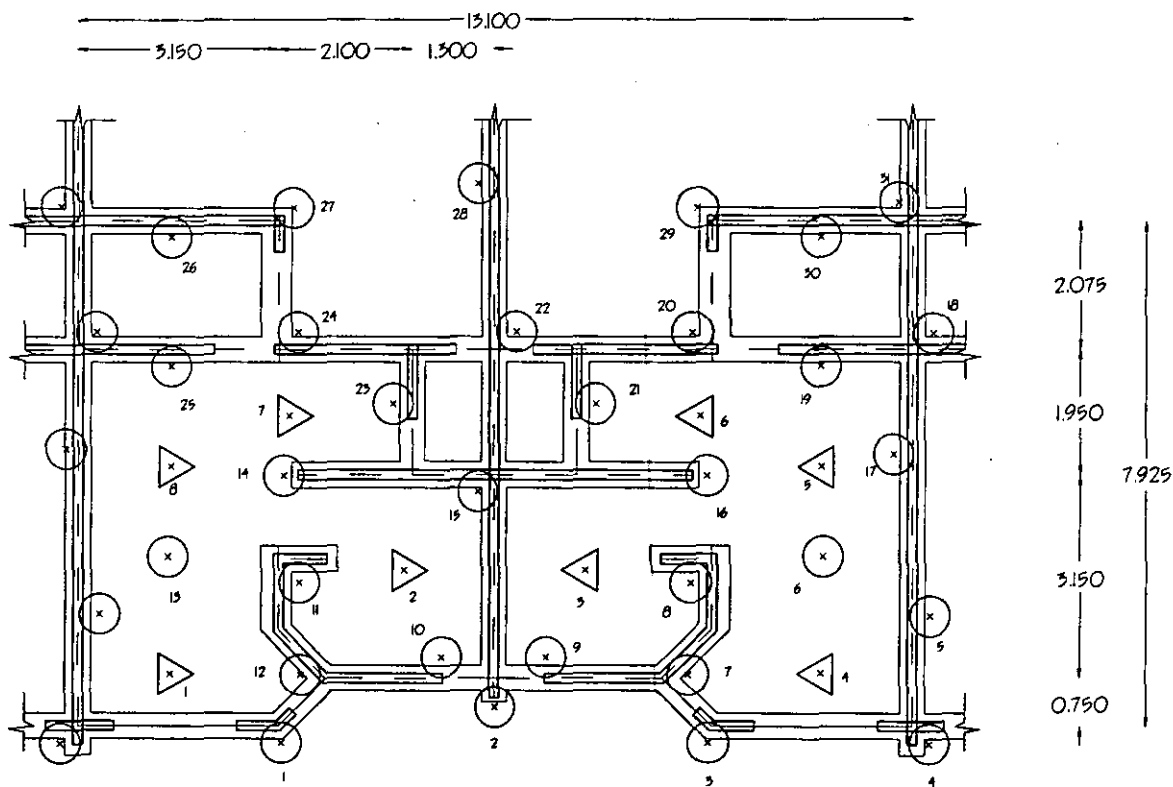


Figura 5.23. Plano de inyecciones de compactación en un lote de dos casas. Los círculos son inyecciones primarias, los triángulos inyecciones secundarias.
Dibujo: Recimentación de 126 casas a base de inyecciones de compactación en Guadalajara, Jalisco.

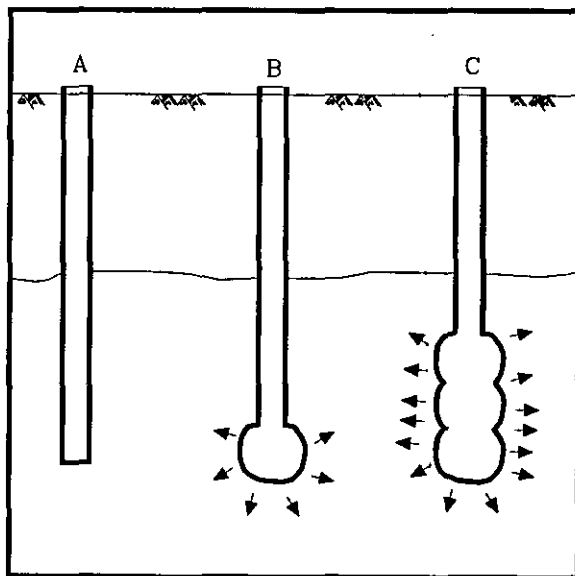


Figura 5.24. Descripción gráfica del método: A) hincado de ademe, B) retracción del ademe 30 cm e inyección de mortero, C) se repite el paso B sucesivamente de abajo hacia arriba, formando una columna de bulbos de compactación.

Dibujo: Recimentación de 126 casas a base de inyecciones de compactación en Guadalajara, Jalisco.



5.7 Edificio de Gobierno de la FES Zaragoza.

Antecedentes.

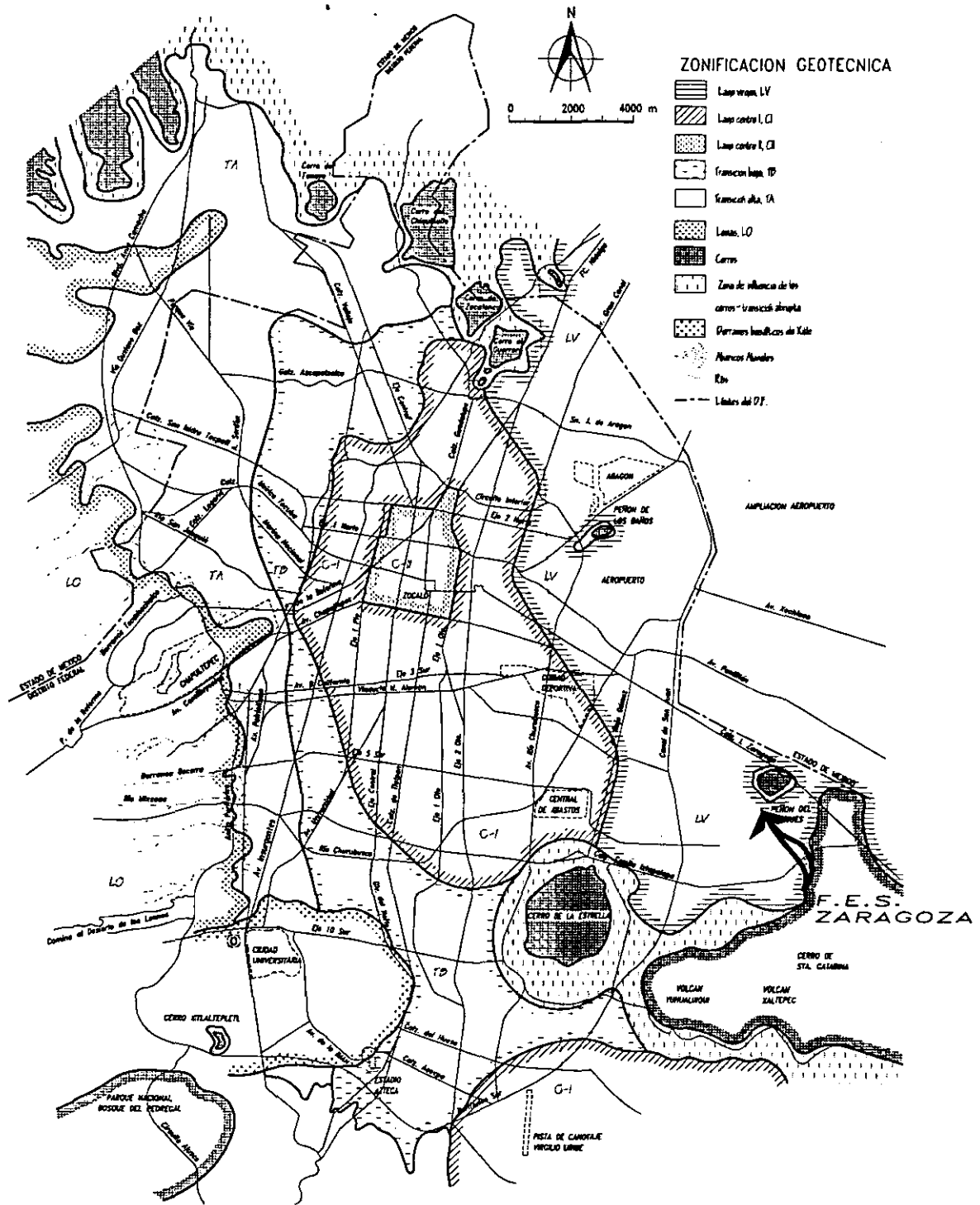
El Campus Dos de la Facultad de Estudios Superiores Zaragoza se encuentra ubicado en las faldas del cerro Peñón del Marqués al Oriente de la ciudad de México (figs.5.25 y 5.26). Debido a las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona se han presentado asentamientos diferenciales en los edificios de todo el conjunto escolar, además de la aparición de grietas y desplazamientos verticales en estacionamientos, andadores y jardines.

El edificio de gobierno de la FES Zaragoza fue concluido en el año de 1973 y a partir de entonces ha observado una tendencia a desnivelarse como resultado del comportamiento regional de los estratos del suelo, lo cual fue notorio desde un principio, pues durante su construcción ya estaba desplomándose, presentando un desnivel de 3 cm a la terminación de la obra. Presentaba un hundimiento diferencial de 1.02 metros entre el extremo Noroeste y Sureste que se puede descomponer en dos componentes ortogonales: la correspondiente a la dirección N-S, con una media del orden de 30 cm, equivalente al 4.17% y la componente E-O con un desplomo del orden de 70 cm, equivalente al 1.57%, este diferencial es en términos concretos debido a los hundimientos regionales (fig. 5.27).

En Septiembre de 1996, como parte de un Proyecto de Investigación de la Facultad de Arquitectura, (Proyecto PAPIIT IN 501396), se empezó a renivelar el edificio de Gobierno de la Facultad de Estudios Superiores (FEZ) Zaragoza de la UNAM. El proyecto fue financiado por la Dirección General de Apoyo al Personal Académico (DGAPA), de la Universidad Nacional Autónoma de México. Se contó con la participación de la Facultad de Arquitectura, el Instituto de Ingeniería y la Dirección General de Obras de la UNAM. La ejecución de los trabajos estuvieron a cargo de la empresa TGC.³⁶

Antes de los trabajos la condición estructural del edificio era aceptable debido a que su comportamiento ha sido el de un elemento rígido y uniforme. Las trabes, columnas, losa y contratrabes no presentaban fisuras de falla y solamente son algunas zonas en las cuales se apreciaron grietas, pero éstas no eran fallas graves, sino grietas por temperatura. No se puede considerar que algún elemento estuviera sometido a presiones grandes que les provocaran fallas o que se presentaran características que indicaran que estaban a punto de alcanzar un estado límite de servicio. El resultado fue un buen comportamiento estructural debido en gran parte a los cajones de cimentación por lo que el edificio solamente requirió ser renivelado para volver a ser utilizado, esto sin que se afectara considerablemente su período de vida útil. En este sentido, la propuesta contempló tres acciones. La primera consistió en extraer un lente de arcilla ubicado en la parte Noroeste del edificio, dicho lente es de aproximadamente un metro, que es la diferencia existente entre los extremos del inmueble. Posteriormente, se reforzaron los efectos de esta acción permitiendo que el edificio se hunda un poco más en el extremo Noroeste para que con el tiempo esta diferencia ayude a mantenerlo en una posición lo más horizontal posible. Finalmente se inyectó el subsuelo con una mezcla determinada por las condiciones requeridas con el fin de reducir su compresibilidad y lograr que el hundimiento sea más lento de lo que es actualmente.

³⁶ Los participantes en el proyecto fueron: por parte de la Facultad de Arquitectura el Dr. Fernando Greene Castillo como responsable del proyecto y el Arq. David Nava Díaz, y el Dr. Efraín Ovando Shelley y la Ing. Lorena Vega Muñoz por el Instituto de Ingeniería.

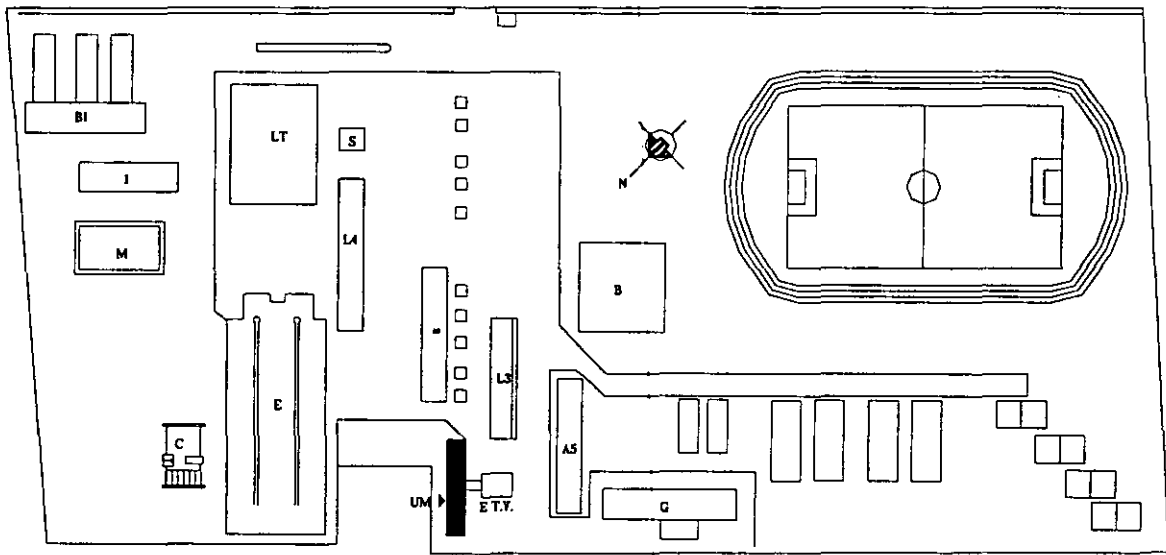


Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Figura 5.25 Ubicación de la FES zaragoza de la UNAM.



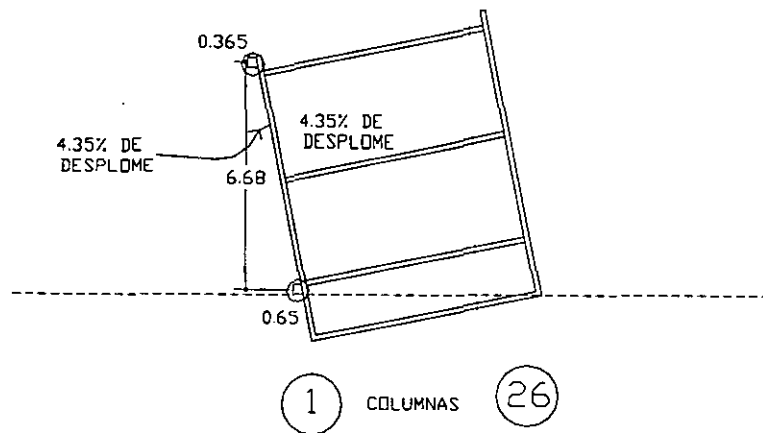
AV. BATALLA DEL 5 DE MAYO



PLANO SIMBOLICO DE LA FES ZARAGOZA

SIMBOLOGIA			
BI	Bioterio	UM	Unidad de Mantenimiento
LT	Laboratorio de Tecnología	G	Gimnasio
I	Invernadero	L4, L5, L3, L5	Atrios
M	Museo herbario	E.T.Y.	Estudio de T.Y.
B	Biblioteca	S	Solventes
C	Cafetería		

Figura 5.26. Plano general de la Facultad de Estudios Superiores Zaragoza.
Dibujo: David Nava Díaz.



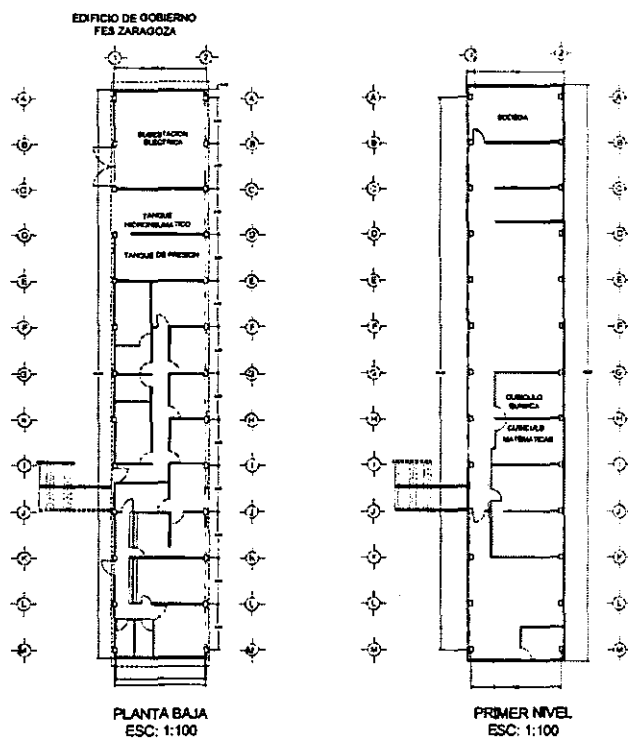
Dibujos del autor.

Figura 5.27. Esquema del desplomo del edificio de gobierno.



Descripción del edificio de gobierno de la FES Zaragoza.

El edificio de gobierno de la FES Zaragoza es de estilo racional-funcionalista. Consta de Planta Baja y Primer Nivel, es de forma rectangular, con medidas de 7.20 por 44.40 m (fig. 5.28).



Dibujo del autor

Figura 5.28. Planta arquitectónica del edificio de Gobierno.

Su sistema constructivo es a base de marcos rígidos de concreto reforzado en tanto que su losa es de casetones de un módulo de 35 por 35. La cimentación es a base de un cajón corrido subdividido en celdas independientes; dichas celdas han sido utilizadas para almacenar agua, por lo que en estos momentos funcionan como cisterna de abasto de la unidad. A la fecha de la intervención estaban en funcionamiento solamente dos celdas, las demás estaban ocupadas por agua estancada que no tenía ningún uso, (las celdas ocupadas eran las últimas del lado poniente). La estructura es a base de columnas de 30 x 40 y traveses de 30 x 40, formando un sistema de marcos rígidos con la losa de casetones. Los faldones son de concreto armado, con espesor de 10 cm. La cimentación es un cajón corrido de concreto reforzado.

El primer nivel está preparado en su totalidad con cancelería de aluminio y un antepecho de concreto que continúa en la planta baja como faldón. La ubicación de los módulos de profesores y algunos otros locales esta hecha con divisiones de tablarroca y cancelería de aluminio. En Planta Baja se presenta la misma distribución: cancelería de aluminio y antepecho, aunque este es de tabique, con muros divisorios de tabique barnizado de color amarillo. Las divisiones de algunos módulos son de tablarroca y cancelería de aluminio.



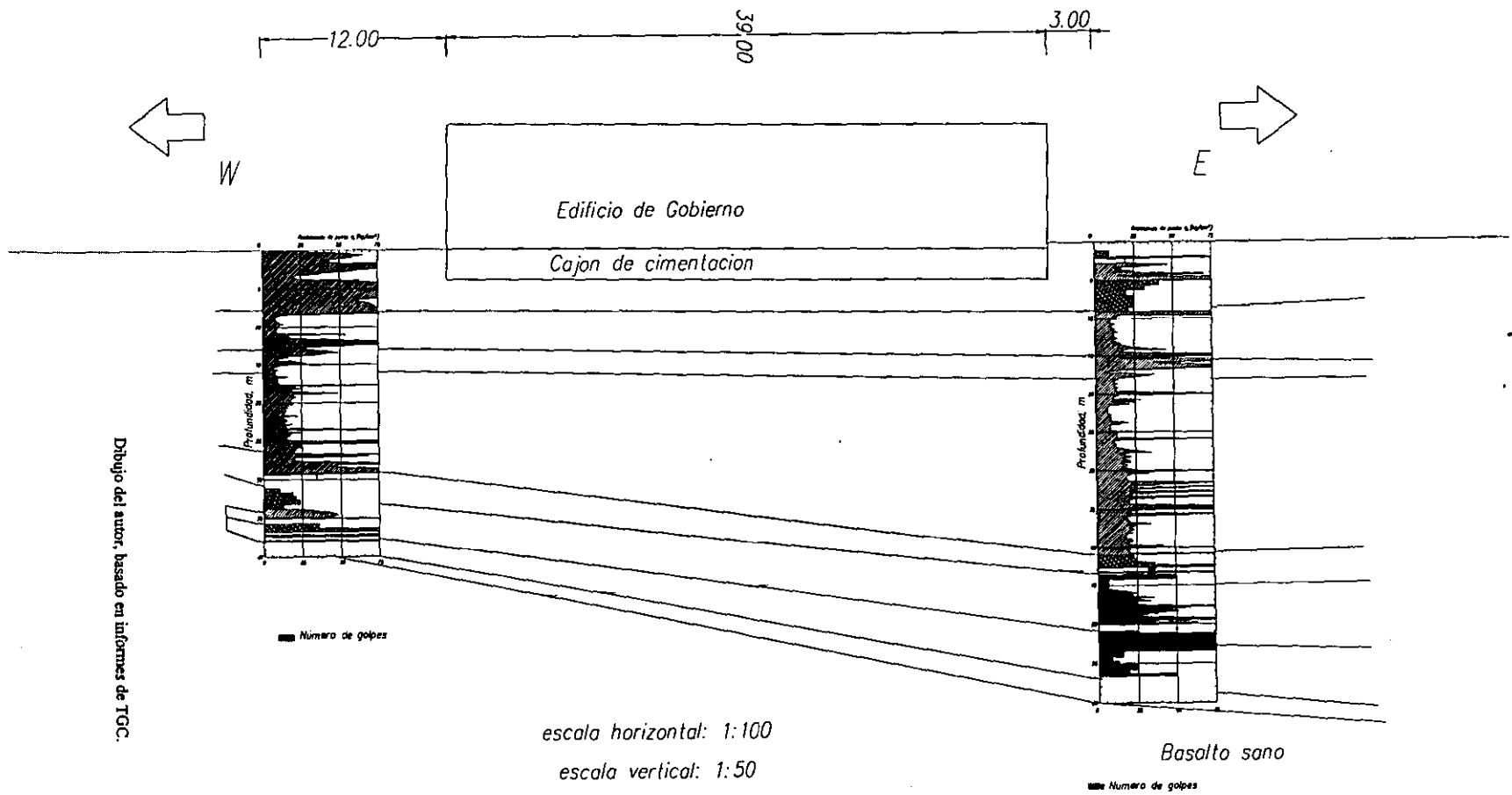
El edificio se ha utilizado para alojar oficinas administrativas y cubículos para profesores en el primer nivel y la mayoría de las instalaciones y equipos de la unidad, tales como tanque hidroneumático, la subestación eléctrica, equipo de vacío e instalación telefónica en la planta baja. Asimismo ahí están ubicadas algunas bodegas y almacenes de materiales. El edificio está conectado con el módulo de audiovisual mediante una escalera que estaba en franco deterioro y observaba una visible desnivelación (fig 5.29). La sensación de que se estaba en un área en desnivel es notoria desde que se empezaba a subir la escalera. El primer tramo de la rampa estaba todavía un poco nivelada, pero en el segundo tramo era más visible el desnivel.

Por otra parte el edificio posee una instalación eléctrica convencional en las áreas de trabajo. La iluminación es buena siendo la mayoría de las lámparas slim-line. En la parte norte del edificio están todas las acometidas de las instalaciones eléctrica, de agua, telefónica, etc.. En sí se podría decir que el edificio presentaba unas instalaciones bien conservadas si bien la mayoría de ellas son usadas como bodega.



Imagen del autor.

Figura 5.29. Fachada Este del edificio de Gobierno.



Dibujo del autor, basado en informes de TOC.

Figura 5.30 Corte estratigráfico del edificio de Gobierno.



Trabajos de exploración.

Sondeos de exploración. Para definir la estratigrafía del sitio y el efecto sobre el suelo de las inyecciones, se efectuaron 8 sondeos registrando la resistencia a la penetración del cono eléctrico y dos sondeos de muestreo selectivo con recuperación de muestras inalteradas mediante el empleo de tubos TGC. La máxima profundidad explorada fue de 40 metros. En la fig. 5.30 se presenta el corte estratigráfico W – E del edificio de Gobierno.

Estación piezométrica. Debido a que no se encuentra en estado de operación la estación piezométrica que fue instalada en 1994 para determinar los niveles piezométricos en el subsuelo, fue necesario instalar una estación piezométrica (EP), constituida por un tubo de observación y tres piezómetros abiertos colocados a 16.3, 26.3 y 37.4 metros de profundidad, ubicados con base en la estratigrafía determinada en el SCE-6 y localizados a un lado de donde se instaló la estación piezométrica.

Condiciones estratigráficas.

Información geotécnica disponible. De acuerdo con la zonificación geotécnica del valle de México, el sitio en estudio se localiza en una zona de transición abrupta caracterizada por encontrarse entre los cerros que sobresalen, como islotes, de la cuenca y los depósitos lacustres donde los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto directo con la roca. La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros de materiales erosionados de los cerros vecinos.

Estratigrafía. Con apoyo en la información obtenida de los sondeos, a continuación se describe la estratigrafía del sitio:

Formación superior. (de 0.0 a una profundidad variable entre 8.5 y 12.2m). Constituido por tres substratos; el primero con un espesor medio de 3.1 m está formado por un limo arenoso café con resistencia a la penetración del cono eléctrico comprendida entre 20 y más de 100 kg./cm²; profundizándose y con un espesor variable entre 0.7 y 1.0 m, se tiene una arcilla limosa carbonatada café claro y de resistencia media a la penetración del cono de 10 kg./cm²; finalmente, el último substrato está constituido por arena negra volcánica fina y compacta con $q_c > 100$ kg./cm² y resistencia a la penetración estándar N comprendida entre 18 y 63 golpes.

Primer depósito lacustre. (Subyace a la formación superficial y alcanza una profundidad variable entre 10.7 y 14.0 m). Constituido por una arcilla blanda con una resistencia media a la penetración del cono eléctrico de 5 kg./cm². En este estrato se presentan grietas que en algunas ocasiones se encuentran rellenas por el mismo material.

Capa de secado solar. (Alcanza una profundidad máxima comprendida entre 15.5 y 18.5 m y con espesor comprendido entre 3.0 y 4.7 m). Formado por arenas limosas y limos arenosos compactos y firmes respectivamente, que podrían corresponder a la costra superficial de los depósitos lacustres; presenta una resistencia a la penetración del cono eléctrico variable entre 40 y más de 100 kg./cm², con pequeños lentes de arcilla donde disminuye su resistencia.



Segundo depósito lacustre. (Subyace al depósito anterior y con una profundidad máxima comprendida entre 29.0 y 33.2 metros). Constituida por depósitos de arcilla cuya resistencia a la penetración del cono eléctrico varía linealmente entre 6.5 kg./cm^2 (parte superior) y 19 kg./cm^2 (parte inferior), con varias intercalaciones de lentes duros formados por arenas volcánicas y vidrios volcánicos, donde la resistencia a la penetración del cono aumenta bruscamente. Este estrato presenta en la zona poniente un espesor medio de 12.7 m con resistencia media a la penetración del cono eléctrico de 13 kg./cm^2 , en tanto que en la zona oriente es más blando y con mayor espesor, con una media de 17.8 metros y resistencia a la penetración del cono eléctrico de 8.5 kg./cm^2 .

Depósitos interestratificados. (Subyaciendo al segundo depósito lacustre y hasta una profundidad estimada de 39.5 metros). Se tienen intercalaciones continuas de lentes muy delgados de arcillas y arena, originadas por las transgresiones y regresiones del antiguo lago.

Nivel de aguas freáticas. Se localizó a 4.8 m de profundidad detectándose una pérdida de carga de 11 metros en la parte baja de los depósitos interestratificados, generada por el bombeo profundo de los mantos acuíferos.

Trabajos de nivelación.

Objetivos:

Los trabajos de nivelación del edificio de gobierno, fueron efectuados bajo el método de subexcavación, el que en este particular caso, se adecuó a las características del edificio, así como al desnivel que presentaba en sus distintos puntos. Dado que el edificio tiene un cajón de cimentación, éste hace que todo el cuerpo trabaje como un solo elemento: movimiento de cuerpo rígido. Se planteó un programa de trabajo en el que el objetivo primordial era el de compensar el desnivel existente, extrayendo suelo debajo del edificio, mediante la subexcavación de los estratos arcillosos.

Como el desnivel existente entre la esquina sureste y la noroeste era de un metro un centímetro, el procedimiento de subexcavación estaba ideado para consumir un prisma que iniciara en cero y terminara en un metro, en dirección contraria al hundimiento, es decir una cuchilla que compensara el hundimiento presentado (figura 5.31).

Metodología:

El proceso de subexcavación inició con la concepción de excavar ventanas de 0.90 de ancho por un alto de 0.10 y una longitud de 3.60. A partir de este procedimiento se adecuaron las formas de subexcavación, con la finalidad de elevar la productividad y de mejorar los tiempos. La idea de las ventanas es dejar una ventana sin excavar por dos excavadas.

El principio de esta técnica es ubicar la ventana sin excavar debajo de cada una de las columnas del edificio, logrando con esto que se forme una zapata de tierra debajo de cada columna, a la que se le transmite toda la carga y se logra que la tierra se desplace hacia las ventanas colindantes. El colapso que se pretende lograr es únicamente por el efecto de las cargas descendentes a través de las columnas (fig. 5.32).

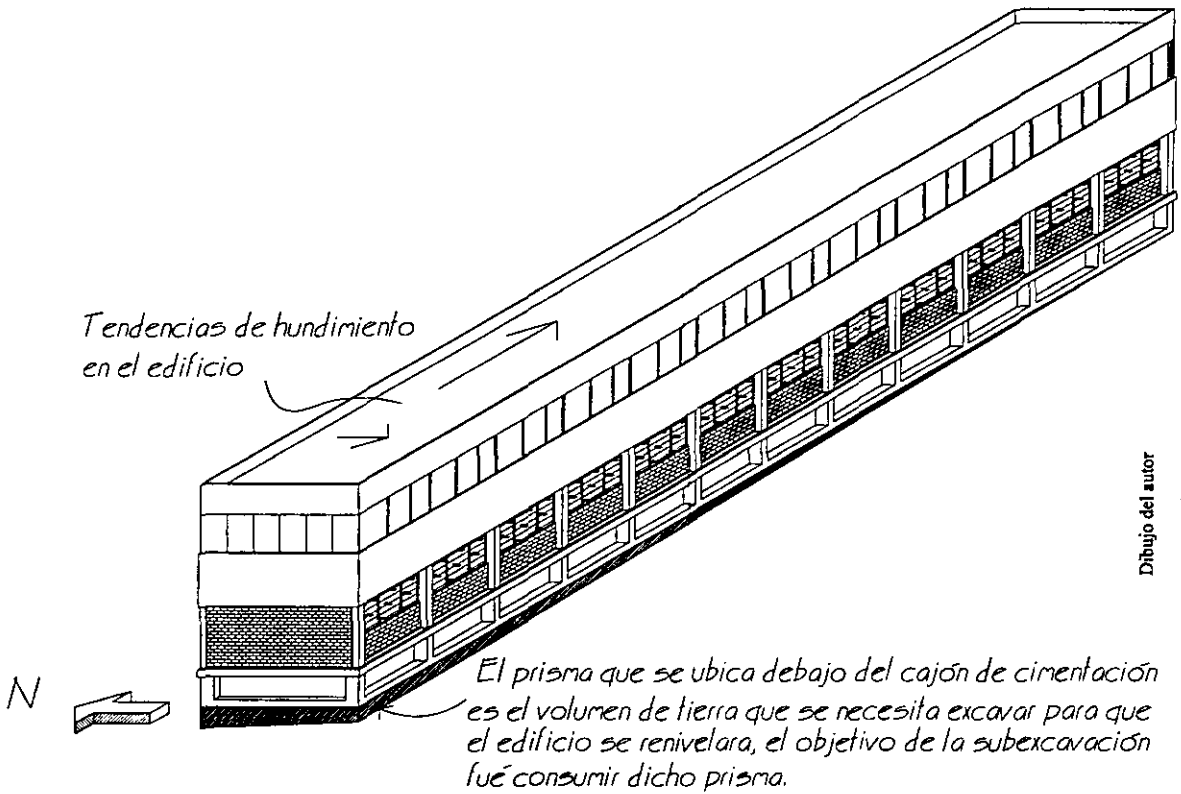


Figura 5.31. Esquema general de los objetivos de subexcavación en el edificio de Gobierno.

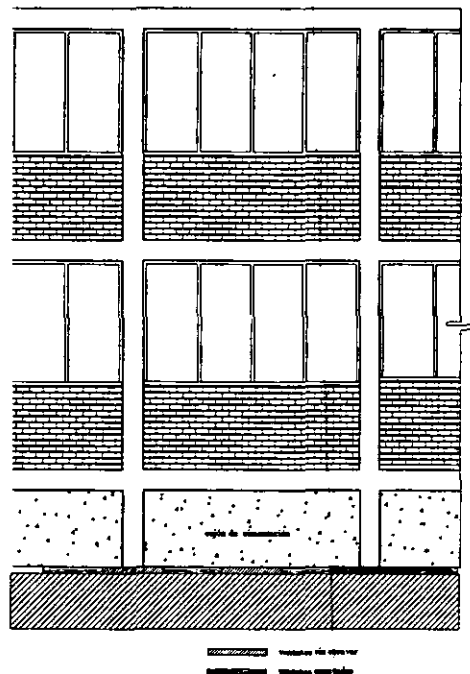
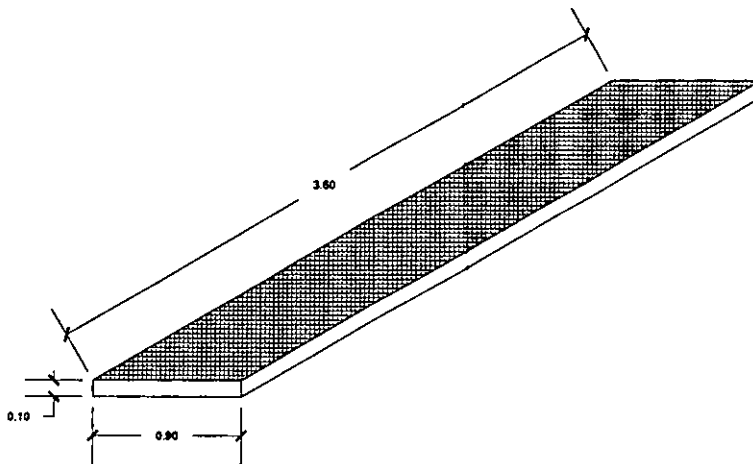


Figura 5.32. Ubicación física de las ventanas, debajo de las columnas, para provocar que el peso del edificio lograra colapsar el suelo.



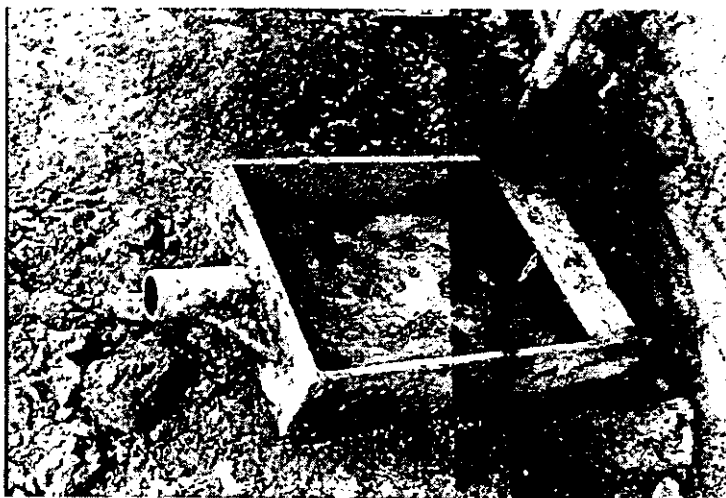
Las etapas variaron tanto en la concepción geométrica, como en el tipo de herramienta utilizada. En dicha transformación, pueden mencionarse los siguientes pasos:

- “Ventanas” excavadas manualmente a excavación mecánica (figura 5.33).
- Perforaciones cilíndricas con el mismo procedimiento de la catedral metropolitana.
- Finalmente se adecuó este procedimiento a las “paletas”, con las que finalmente se terminó el proceso, combinándolo con la subexcavación manual (fig. 5.34).



ibujio del autor

Figura 5.33. "Ventanas" de subexcavación en la FES Zaragoza.

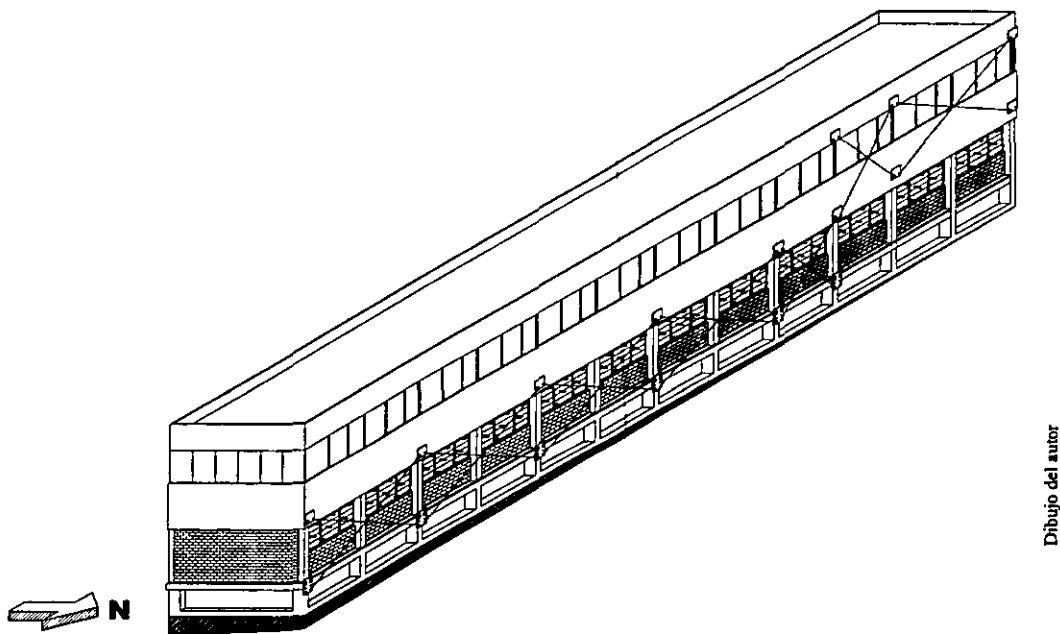


magen del autor

Figura 5.34. "Paletas" de subexcavación en la FES Zaragoza.



Para asegurar que el edificio de gobierno se comportara como un elemento rígido se reforzó estructuralmente, asimismo, dicho reforzamiento se hizo para que no se presentaran movimientos que afectaran su seguridad estructural. La forma en que se aseguró estructuralmente consistió en tensores de 22 mm de diámetro, de acero A-325, y placas de acero de diferentes dimensiones dependiendo de su posición en el edificio. El cálculo estructural fue realizado por P.I.E.S.C. (figura 5.35).



Dibujo del autor

Figura 5.35. Esquema del reforzamiento estructural.

Los tensores propuestos en este edificio consistieron en varillas de 22 mm de diámetro, de acero A-325, en cuyos extremos se trabajó e implementó una cuerda para que pudieran ser tensados en los extremos con tornillos; las placas en donde deben estar sujetos dichos tensores, varían según su ubicación en el edificio; por un lado tenemos que las placas que se colocan en la parte inferior del edificio, son de dimensiones de 0.85 de alto x 0.60 de ancho, con cartabones de 13 mm de espesor, (los que tienen un ángulo ya determinado para que coincida con la dirección del tensor), a donde llega el tensor, las placas están sujetas alrededor de las columnas, soldadas con espárragos que vienen desde las placas y “amarran” el edificio (fig. 5.36).



Por otro lado, las placas que están ubicadas en la parte superior de los tensores son de dimensiones de 0.35 de alto x 0.60 de ancho, teniendo la misma condición: sujetas a las columnas a través de espárragos soldados por la parte posterior de las placas. Para lograr la tensión especificada por el estructurista, se hicieron marcas en los tornillos para que se apreciara la cantidad de vueltas que se requería dar y lograr la tensión formulada. El proceso para determinar la tensión especificada, fue de manera manual.

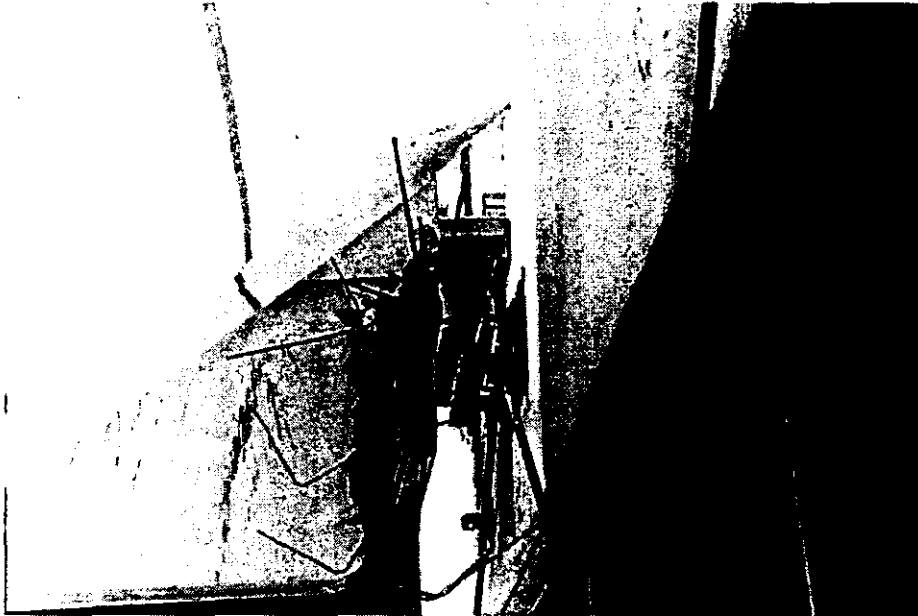


Imagen del autor

Figura 5.36. Detalle del reforzamiento estructural.

Para poder iniciar los trabajos de renivelación, se desalojó toda el agua que estaba contenida en las celdas del cajón de cimentación. Este requerimiento fue necesario tanto para quitarle peso al edificio, como para evitar que se filtrara el agua en caso de que la cisterna se fracturara en el proceso de subexcavación. El agua contenida en la cisterna se trasladó a otra, acondicionada para poder almacenar ésta y los equipos hidroneumáticos de la cisterna original.

Todo este proceso fue bastante lento, lo que provocó que los trabajos de subexcavación tuvieron un retraso significativo.



Proceso de subexcavación

Primera etapa

La primera etapa de subexcavación se trabajó con la extracción del suelo por medio de las “ventanas”.

Inicialmente se trabajó en una trinchera de subexcavación de 2.60 m de ancho y 4.60 m de profundidad, en la que se desplazaron una totalidad de doce cuadrillas de trabajadores, (cada cuadrilla compuesta por dos trabajadores), que atacaron el estrato señalado, que tenía poca resistencia y en el que se pudo utilizar herramienta manual para la extracción del suelo (fig. 5.37).

La herramienta utilizada consistió en picos o cuñas acopladas a un tubo, del largo que se fuera requiriendo, y el que se iba enroscando a cada tramo, generalmente cada metro y medio, dichas herramientas fueron diseñadas para distintas etapas, algunas servían para ir picando y reblandeciendo el material y otras para llegar a desprenderlo de la capa en la que se encontraba, otras fueron palas que sirven para extraer el material excavado, con el mismo principio: enroscándose a cada tramo necesario; la extracción del suelo la hacían hasta afuera de la ventana, desde donde es llevada y paleada hasta afuera de la trinchera.

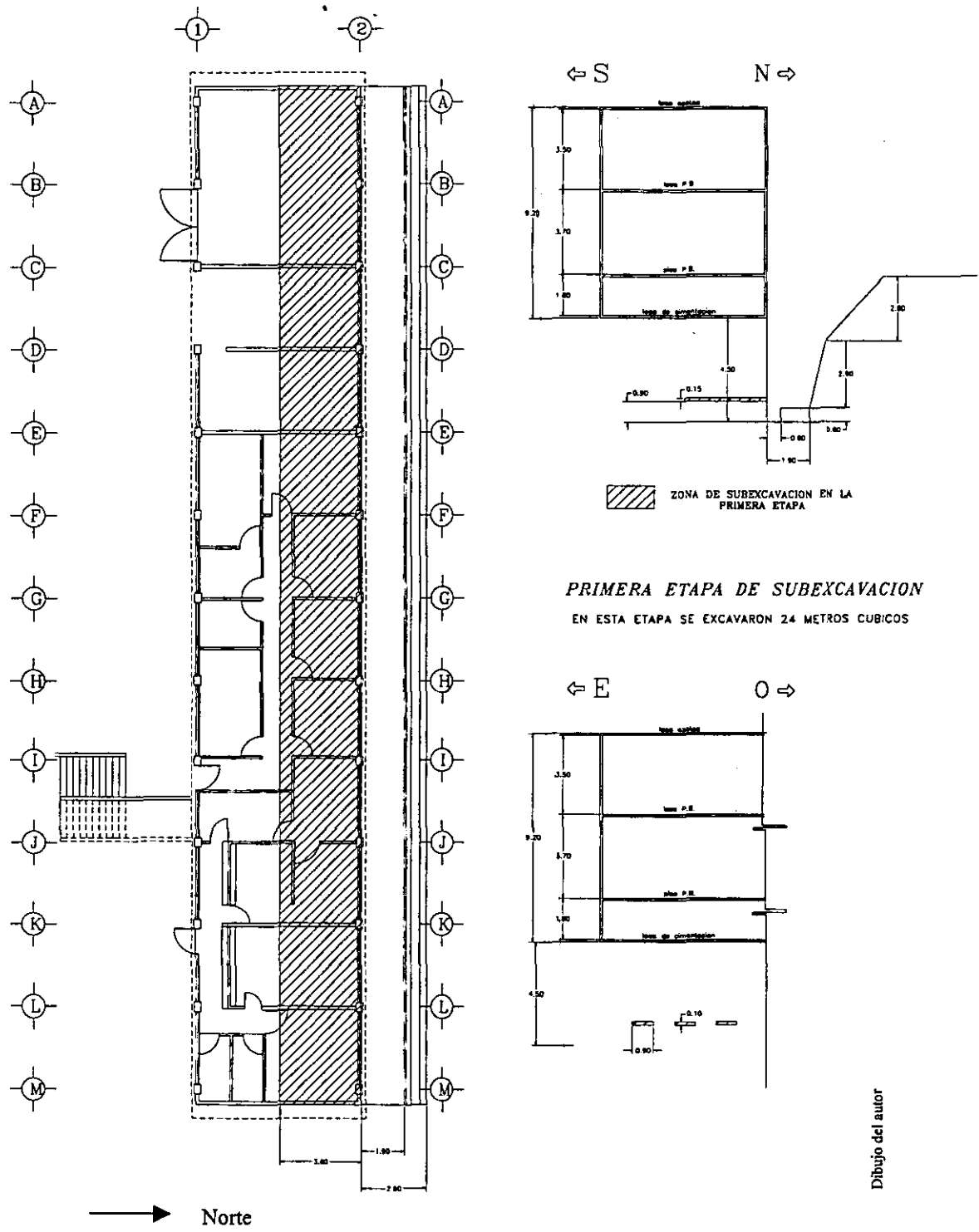
Esta etapa comenzó el día 20 de marzo y terminó el 8 de abril de 1997, teniéndose como resultado el que el edificio haya descendido 5 cm en dirección este - oeste.



Imagen del autor

Figura 5.37. En la primera etapa de subexcavación la herramienta utilizada fue manual.

El resultado de esta etapa no fue satisfactorio para los técnicos de TGC, ya que la velocidad a la que se asentó el edificio fue menor que la esperada, por lo que se tuvo que estudiar la forma de que bajara más rápido, en la figura 5.38 se presenta un esquema de la concepción de la primera etapa.



Dibujo del autor

Figura 5.38. Esquema de la primera etapa de subexcavación.



Segunda etapa

En la segunda etapa, el procedimiento tuvo el mismo principio, excavar por medio de ventanas y alternarlas hasta que quede una sola debajo de cada columna. La modificación consistió en la profundidad y altura de la subexcavación; se excavó en el estrato que se encuentra debajo del cajón de cimentación, en la parte noroeste del edificio se modificó la altura de las ventanas hasta llegar a 15 cm, esta altura se disminuyó conforme se avanzó hacia el centro del edificio, hasta llegar a la altura de 10 cm; en esta parte (NO), la excavación se hizo a todo lo ancho del edificio y a una profundidad de 8 metros. Las ventanas mantienen las mismas características de la primera etapa, tanto en dimensiones como en profundidad. Con este ajuste se pretendió lograr que el edificio se renivelara en ambos sentidos, esperando una disminución de 10 cm cada 15 días.

Debido a que el estrato subexcavado en esta etapa era mucho más resistente, se cambió de herramienta manual a herramienta mecánica, la que se utiliza con presión para lograr que las puntas se introdujeran en el suelo más fácilmente; se emplearon tres equipos de excavación, estos equipos manejados por dos trabajadores. El trabajo que las personas realizan en estos equipos, consiste en darle direccionalidad a la punta y embonar cada tramo del tubo seccionado, que se enroscó conforme se avanzó en la profundidad. Generalmente, una persona maneja la presión y dirección de la punta y la otra se encarga de quitar el excedente de tierra que ya se excavó, además de estar observando constantemente que la punta esté penetrando en el lugar adecuado (figura 5.39), en la figura 5.40 se presenta el esquema de la segunda etapa.

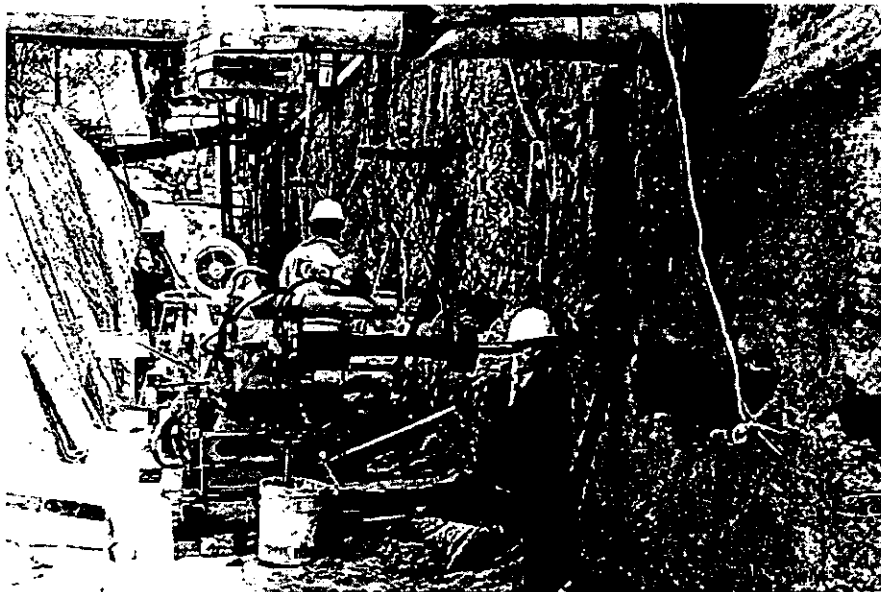


Imagen del autor

Figura 5.39. En la segunda etapa de subexcavación la herramienta utilizada fue mecánica.

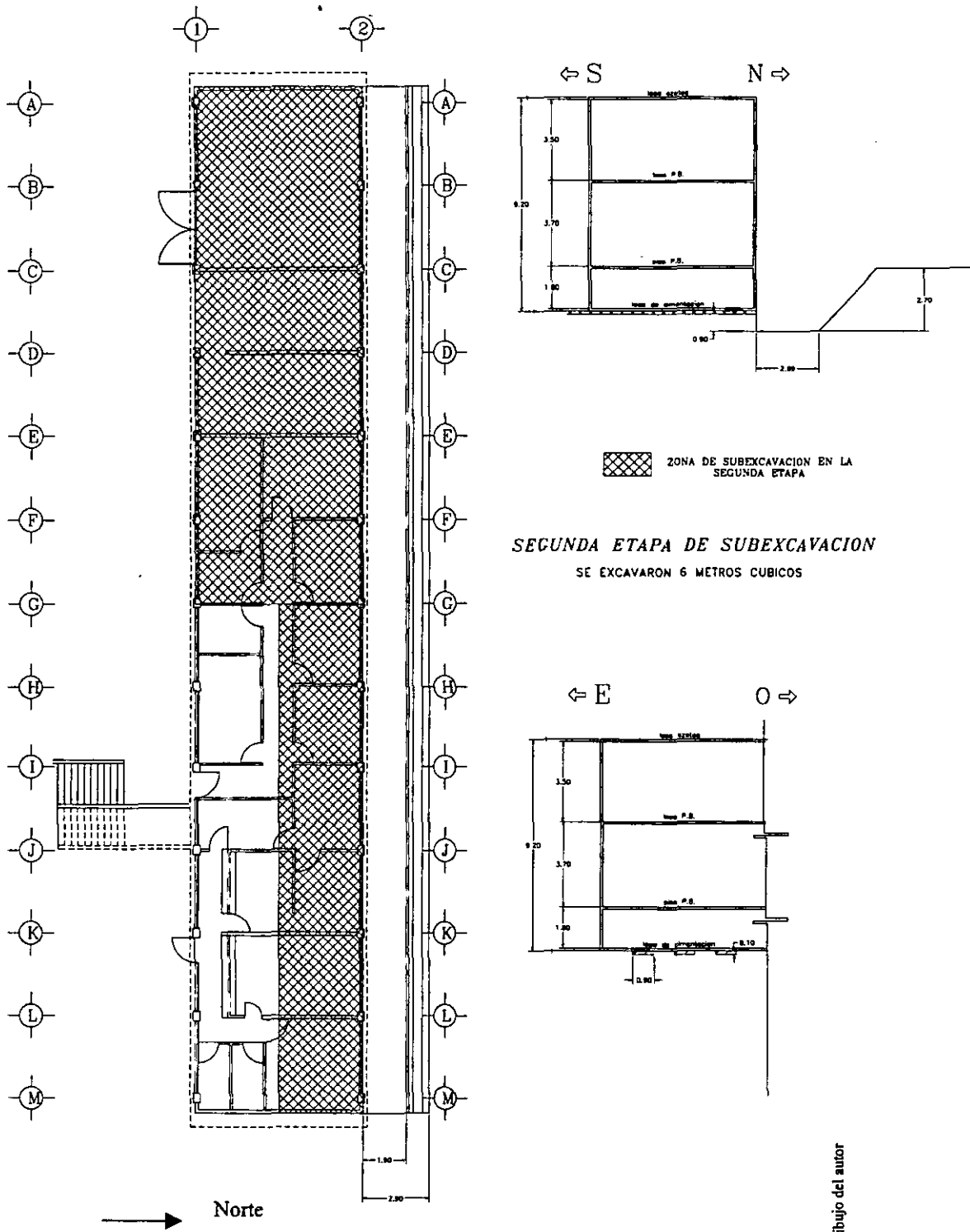


Figura 5.40. Esquema de la segunda etapa de subexcavación.



Tercera etapa

La tercera etapa de subexcavación consistió en hacer barrenaciones de 10 cm de diámetro. Esta etapa se dividió en tres fases:

1. Barrenaciones de 10 cm de diámetro, alternándose a cada 30 cm y en esta primera fase a una longitud de 7.20 m. Las barrenaciones se realizaron con máquinas perforadoras; en la trinchera estuvieron tres máquinas trabajando; además de este procedimiento de excavación se continúa con el método manual; alternando los dos procedimientos y utilizando más gente.
2. Barrenaciones intermedias realizadas en el espacio intermedio que han dejado las barrenaciones hechas en la primera fase. Para lograr que sigan una trayectoria horizontal, se colocaron ademes en los perforaciones anteriores.
3. En esta fase se procedió a retirar las capas de tierra que quedaron entre las distintas perforaciones, para que con esta acción se lograra que el edificio logre asentarse. Para esta labor se siguió utilizando la herramienta de subexcavación anterior y además se utilizó una paleta de subexcavación, que es una caja de acero de 0.40 x 0.12 x 0.60 m, con un bisel que permite encajarla en el suelo más fácilmente.

Cabe mencionar que en esta etapa se logró descender el nivel del edificio 7 cm en la dirección N - S y 3 en la dirección E - O, esto hasta la semana del 5 de julio de 1997 (figuras 5.41), en la figura 5.42 se presenta la concepción de la tercera etapa.

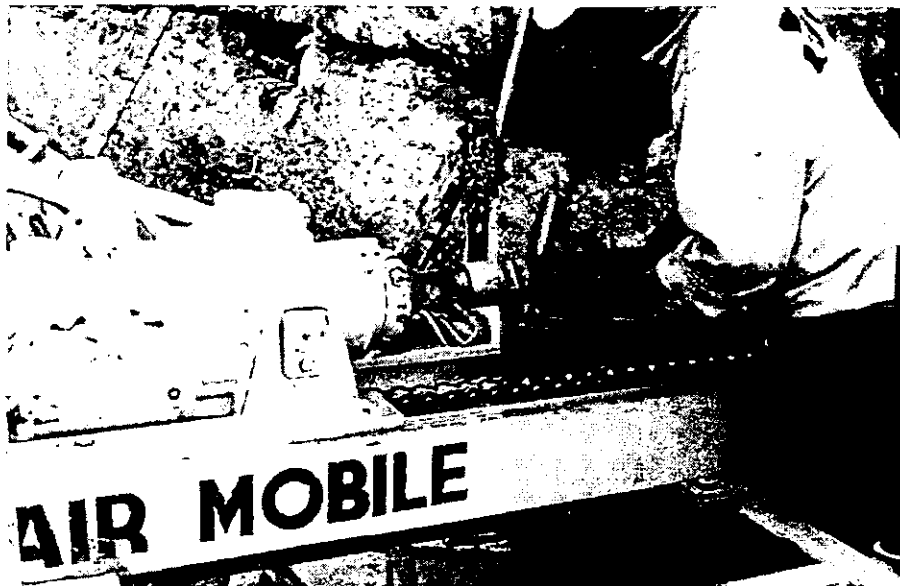
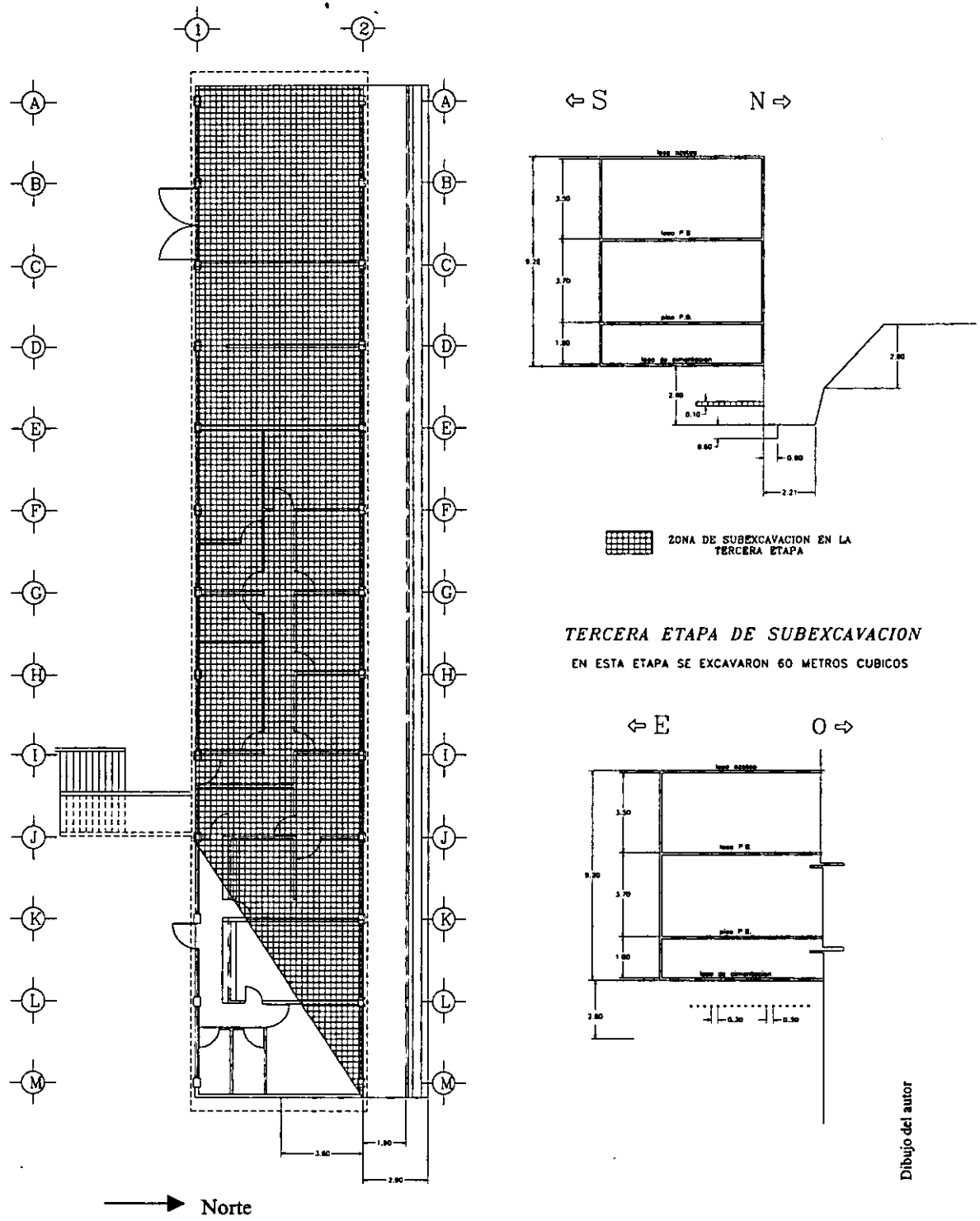


Imagen del autor

Figura 5.41. Máquinas utilizadas para las perforaciones.



Dibujo del autor

Figura 5.42. Esquema de la tercera etapa de subexcavación.



Cuarta etapa

Esta etapa consistió en hacer las perforaciones con las paletas de subexcavación, abriendo la excavación en la parte final de la misma, es decir, un procedimiento de subexcavación en forma de abanico. Se inició la ventana con un ancho de 0.30 en el lado de la trinchera norte y se terminó en un ancho de 0.90 a 1.20 en el extremo Sur del edificio.

Este procedimiento se empleó con el fin de inducir los asentamientos más rápidamente en la dirección este - oeste del edificio (figuras 5.43).

La forma de excavación en forma de abanico se logra movimiento las máquinas y dándole dirección a la paleta de subexcavación; si bien el proceso de mover las máquinas hace un poco menos rápida la subexcavación, el volumen de tierra que se extrae con las paletas compensa este movimiento. La descripción de este procedimiento se presenta en la figura 5.44.

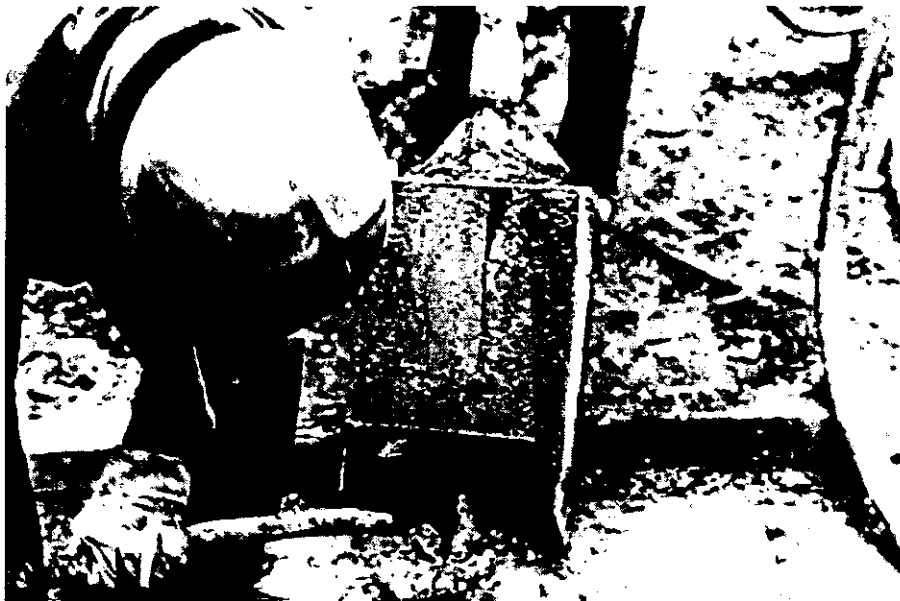


Imagen del autor

Figura 5.43. En la cuarta etapa las "paletas" de subexcavación fueron empleadas. La utilización de estas se debió a la necesidad que se tenía de hacer más rápido el proceso de subexcavación.

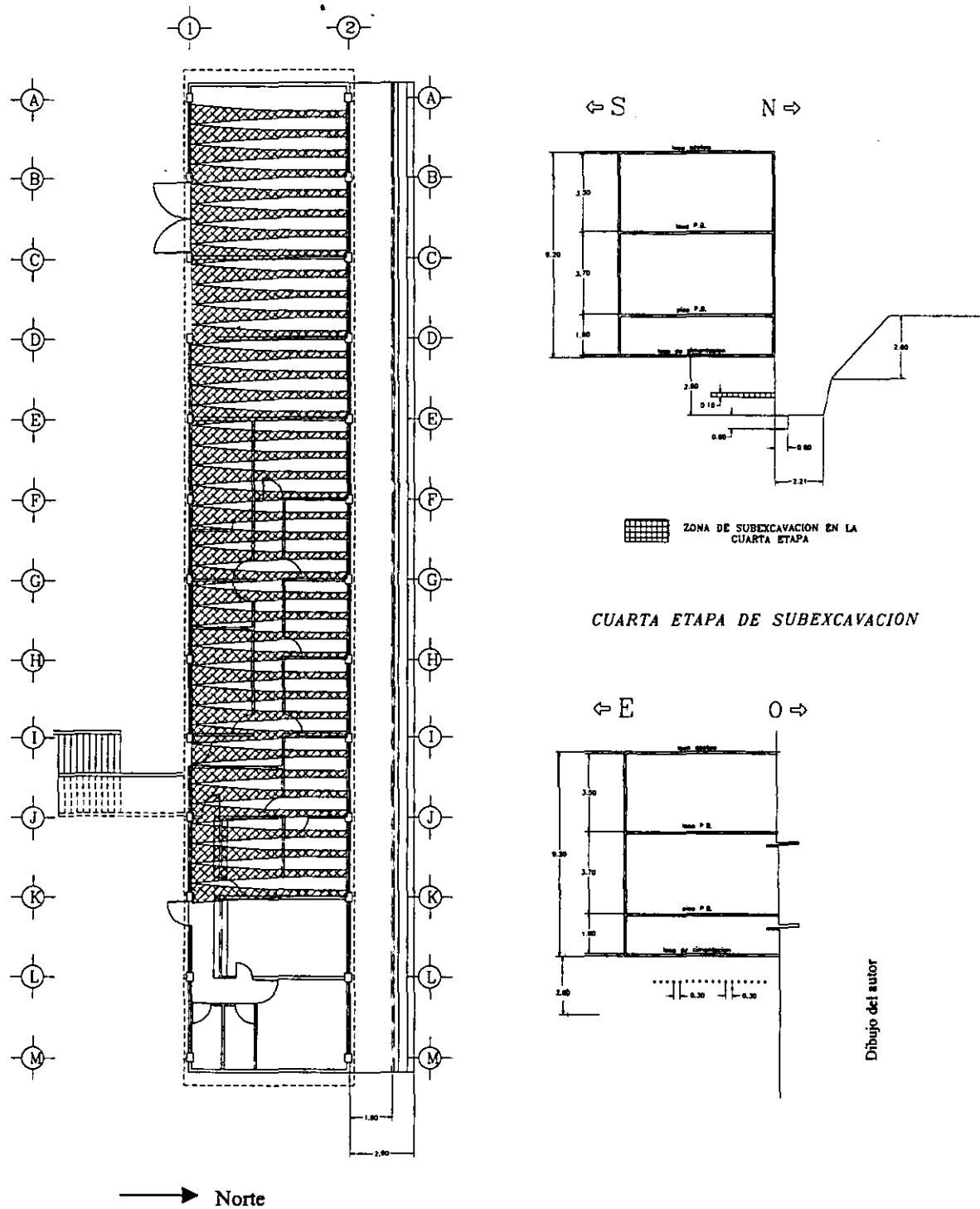


Figura 5.44. Esquema de la cuarta etapa de subexcavación.



Quinta etapa

Se abrió otra trinchera en el lado sur del edificio. En esta etapa se siguieron los siguientes pasos:

1. Abrir la trinchera a 2.00 de separación del extremo del edificio.
2. Se realizaron 77 pozos de 20 cm de diámetro a lo largo de la trinchera (figura 5.45).

Esta etapa tuvo como finalidad que el suelo del lado sur no retrasara el descenso del edificio en el lado norte. Se estudió que con estos pozos, el edificio quedara en libertad de moverse y descender, ya que no presentaría resistencia ni fricción en la trinchera sur.

En la misma se avanzó en el asentamiento del edificio, hasta el 23 de octubre restaba por descender solamente 0.57 en la esquina NO, 0.49 en la esquina SO. Sin embargo, se pasó 0.09 en la esquina N- E, por lo que se tuvo que corregir esa tendencia negativa, el procedimiento se presenta en la figura 5.46.



Imagen del autor

Figura 5.45. Vista de los pozos abiertos en la trinchera sur. Estos se realizaron para que el edificio tuviera un descenso más rápido y el suelo del lado sur no detuviera dicho movimiento.

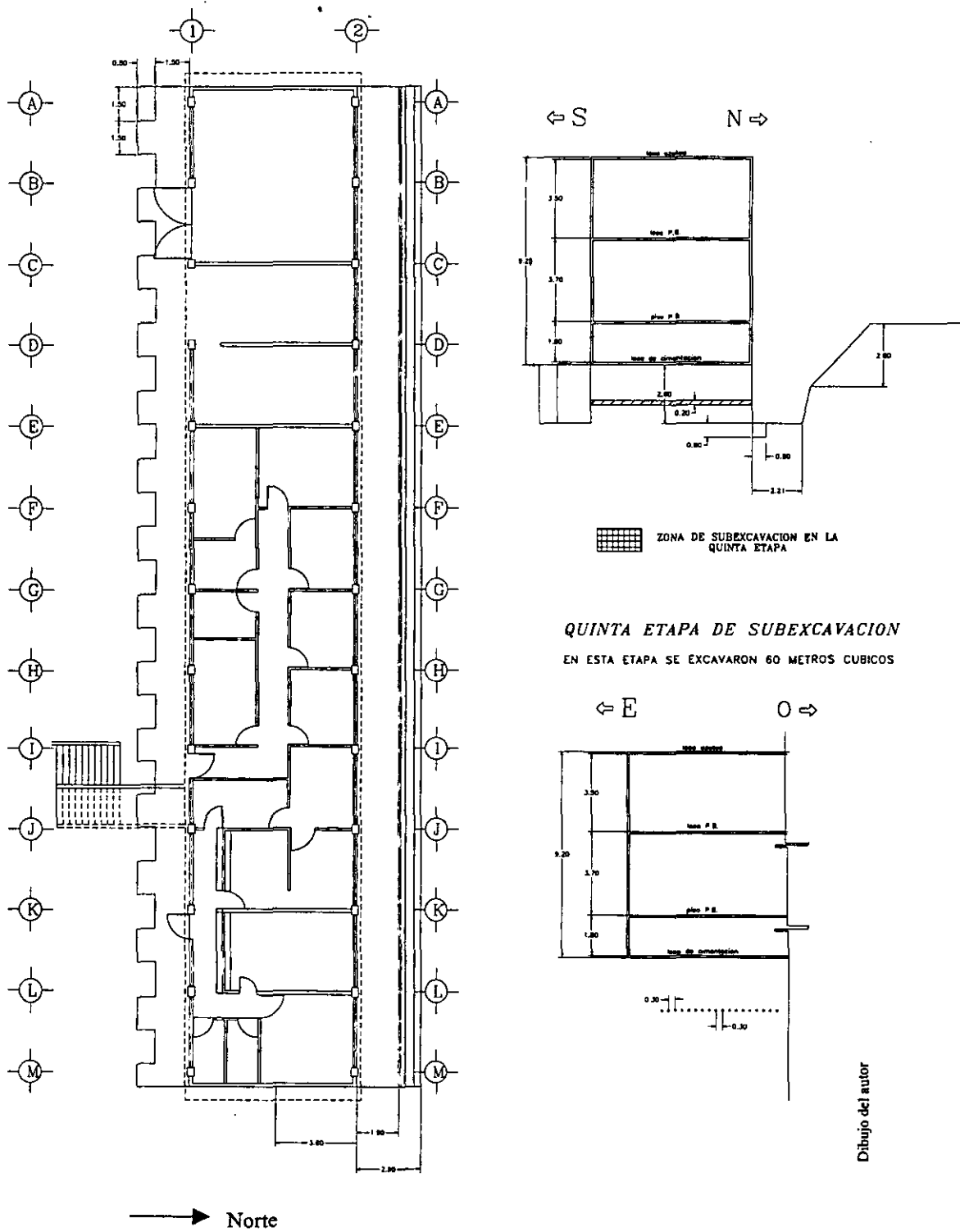


Figura 5.46. Esquema de la quinta etapa de subexcavación.



Sexta etapa

Se profundizó la misma trinchera sur hasta 3.60 m, desde donde se realizaron 21 ventanas de 0.90 entre los ejes A y L hasta una longitud de 3.60. La forma de atacar estas ventanas fue con el procedimiento manual. En la misma etapa se continuó excavando en la trinchera norte.

Se logró obtener el siguiente resultado:

Faltaba por descender al 4 se Septiembre 0.32 en la esquina NO, 0.33 en la esquina SO y todavía estaba pasado 0.03 en la N E.

En esta etapa se presentaron gran cantidad de “desconchamientos”, los cuales tenían una zona de desprendimiento de aproximadamente un metro hacia adentro del edificio. Estos “desconchamientos”, se presentaron entre los ejes A e I en el lado norte. Los desprendimientos de suelo se presentaron en el estrato inmediato inferior del cajón de cimentación, el que paradójicamente presentó mayor resistencia. Los desconchamientos se debieron a la pérdida de humedad del suelo. Los desconchamientos se presentaron en el estrato inmediato inferior del cajón de cimentación, el mismo que tenía gran resistencia, una de las razones que se dio a este fenómeno fue la pérdida de humedad y el intemperismo que estuvo sometido (fig. 5.47 y 5.48).



Imágenes del autor

Figuras 5.47 y 5.48 .”Desconchamientos” en la trinchera norte.

Después de que ocurrieron los desconchamientos, el edificio quedó sustentado solamente en las dos terceras partes de la superficie original de contacto. Con esto se tuvo, además, que los operarios trabajaron en condiciones de alto riesgo, ya que quedaban debajo del cajón de cimentación para poder excavar la cantidad de suelo que se requería según el plan de trabajo, en la figura 5.49 se describe el proceso.

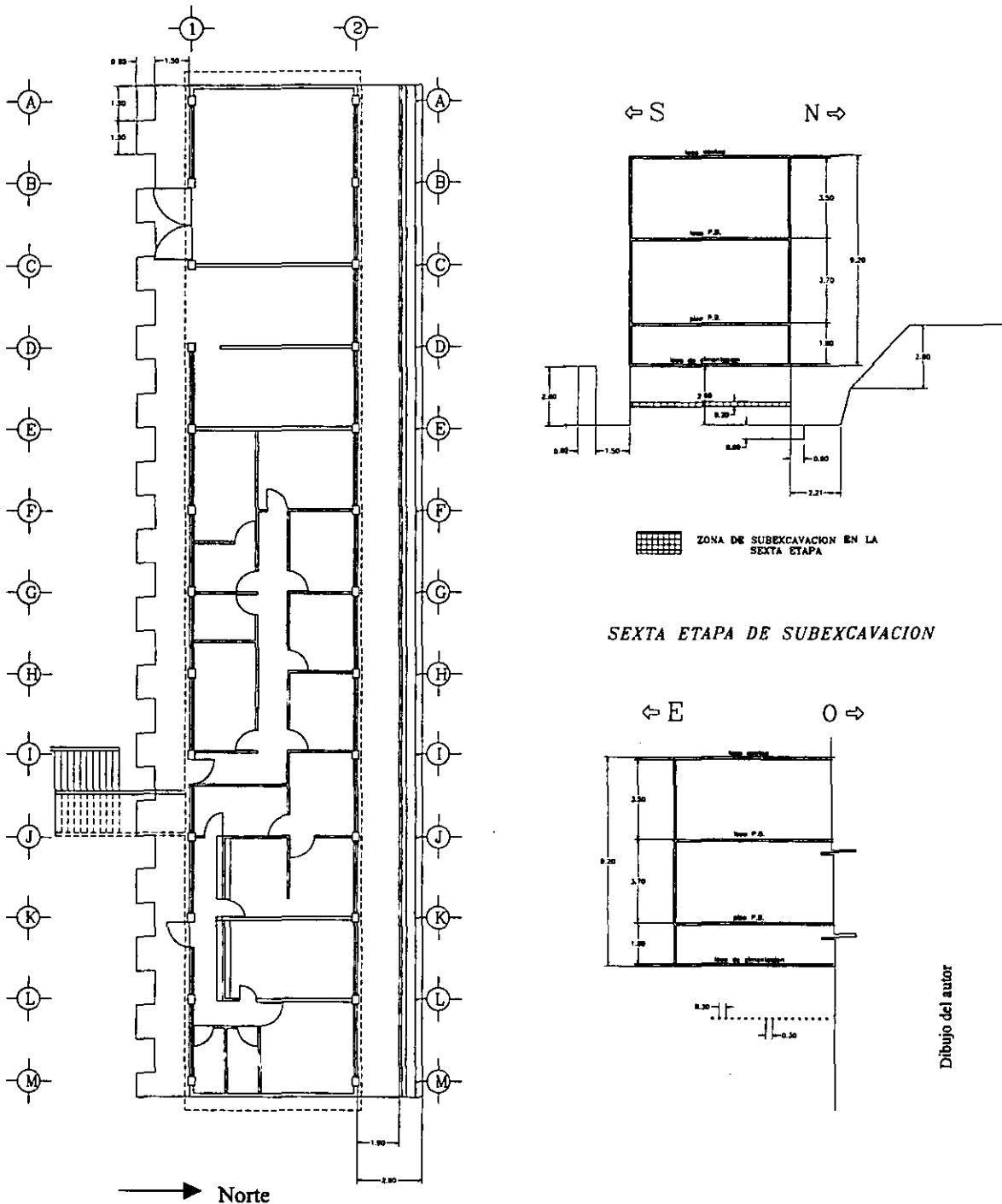


Figura 5.49. Esquema de la sexta etapa de subexcavación.



Séptima etapa

Se rellenó la trinchera sur del edificio, ya que los desconchamientos ocurridos a lo largo del edificio, presentaban peligro para el edificio. El relleno se hizo el 5 de septiembre con el objeto de detener los desconchamientos del terreno y hacer que el edificio recobrara su estabilidad. Los “desconchamientos” presentados en la trinchera sur excedieron el metro de profundidad, esto debido a que la excavación de la trinchera norte llegaba a derribar el suelo de la trinchera sur.

En esta etapa se siguió trabajando solamente en la trinchera norte teniendo como resultado que el edificio presentaba los siguientes niveles (fig. 5.50):

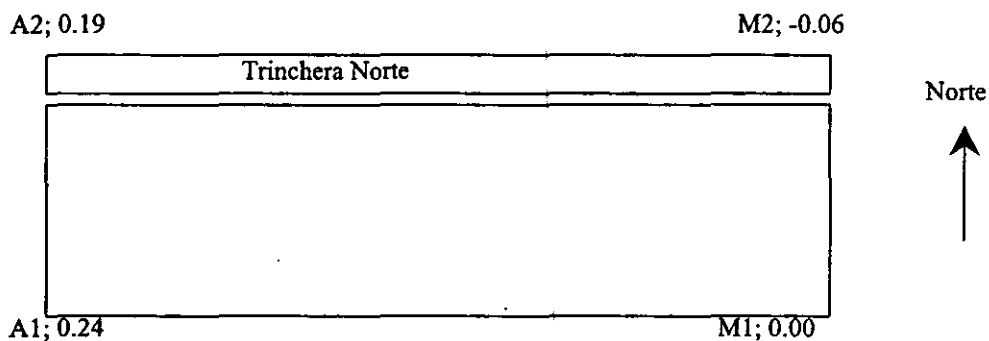


Figura 5.50. Niveles al 17 de Septiembre de 1997.

En donde se aprecia que los puntos de referencia están dados por los ejes A y M, ubicándose los puntos A1, como el eje A en la columna sur, A2 en la columna norte, M1 en el eje M en la columna sur y M2 en la columna norte. El punto M1 fue la referencia que se tomó para iniciar la subexcavación, dado que este punto sería el que no debería moverse ni provocarle asentamientos.

Con este mismo procedimiento se logró una composición ortogonal del edificio quedando en las siguientes condiciones, hasta el 16 de octubre de 1997 (fig. 5.51). En la figura 5.52 se aprecian las curvas de nivel de la planta y la corrección lograda.

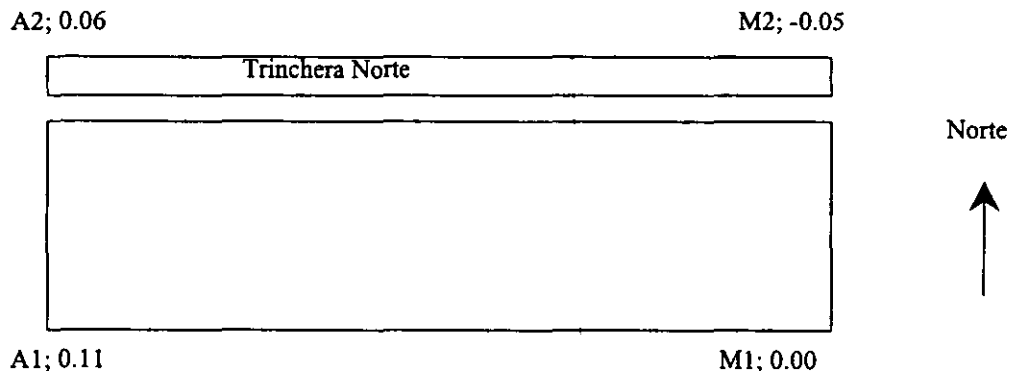
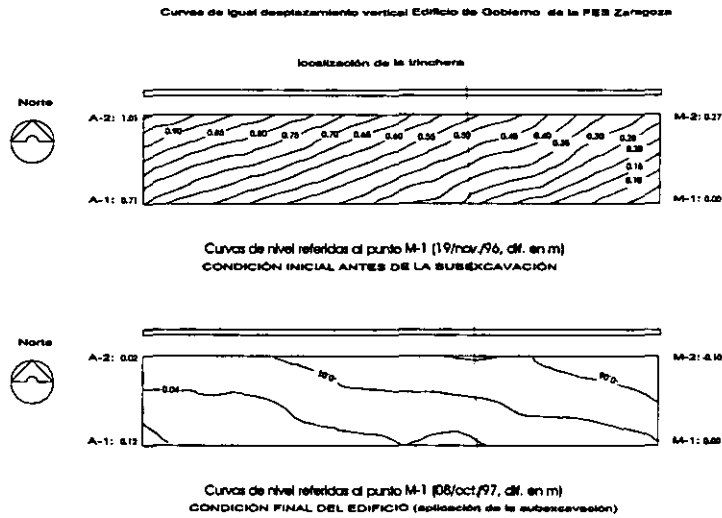


Figura 5.51. Condición del edificio con respecto a sus niveles hasta el 16 de octubre de 1997.



Dibujo del autor, basado en dibujos de TGC.

Figura 5.52. Niveles del edificio

Trabajos de terminación de la obra.

Relleno de compactación.

Una vez terminada la subexcavación, se rellenaron las trincheras en capas de diez centímetros a una compactación de 90 a 95% Proctor. Para verificar la eficacia de estos procedimientos se realizaron, una vez terminada cada capa, pruebas de laboratorio. En la figura 5.53 se aprecian los trabajos.



Imagen del autor

Figura 5.53. Trabajos del relleno de compactación.



Inyección de contacto.

Los trabajos consistieron en inyecciones de contacto, entre la superficie del cajón de cimentación y el suelo. El procedimiento consistió en preparar mangueras que serían utilizadas en la inyección, las que se habilitaban antes de que se rellenara la zona de la excavación y desconchamientos. Las mangueras estaban debajo de cada eje y en cada entreje del edificio. Se inyectó una mezcla de lechada de cemento - arena pómez - agua y un aditivo expansor al 1%. En cada manguera se inyectó una cantidad promedio de un metro cúbico. En la figura 5.54 se presenta la imagen de las mangueras para la inyección de contacto entre la trinchera de subexcavación y el cajón de cimentación.



Imagen del autor

Figura 5.54. Trabajos del relleno de compactación.

Inyección profunda.

Se colaron los pilotes de inyección que se utilizaron, los que empezaron a inyectarse a partir del lunes 17 de noviembre de 1997 terminando el proceso de inyección a fines del mes de diciembre. La profundidad de los pilotes de inyección está desde una profundidad de 25 m hasta una de 28.5 m. La zona que se va a inyectar es la zona oriente del edificio, debido a que el hundimiento regional histórico presentado en este edificio, es precisamente en esta zona. La figura 5.55 presenta una vista de la inyección realizada en la trinchera norte.



Imagen del autor

Figura 5.55. Inyección en la parte norte del edificio.



Conclusiones y resultados.

Logros alcanzados en la renovación del edificio de gobierno de la FES Zaragoza:

Puede mencionarse que hasta el mes de mayo, el edificio no había presentado un asentamiento significativo, que afirmara que el método había sido el adecuado; por otro lado, el comportamiento de los estratos de suelo atacados no fue el esperado, en tanto que las deformaciones inducidas en el edificio ocurrieron más lentamente que lo deseable. Esto refleja las incertidumbres que aun existen sobre la respuesta de algunos tipos de suelos subexcavados.

Aunado a esto, también debe mencionarse que el tipo y forma de la estructura influyen significativamente en la respuesta de los edificios subexcavados. En particular, la rigidez global de la estructura, incluida su cimentación, un factor más importante que para esclarecer su influencia deberán hacerse más estudios en el futuro.

Todo el proceso de renovación fue estudiado detenidamente, se analizaron las restricciones que han detenido su posible avance, puede decirse, que la compañía que se ha enfrentado a este problema, ha tenido una experiencia bastante difícil, pero la misma les ha dejado suficientes conocimientos, con respecto a la forma de respuesta de los estratos del suelo característicos de esta zona.

Una vez modificada su estrategia de avance en la subexcavación y analizando las restricciones, TGC encontró la metodología adecuada en la subexcavación. El haber hecho el procedimiento bajo la condición de acierto y error, los condujo a definir el camino adecuado. De esta manera una vez implementada la Tercera etapa del proceso, el edificio empezó a tener asentamientos graduales, que progresivamente aumentaron, hasta llegar a controlar adecuadamente los hundimientos inducidos. Puede decirse que al final la compañía TGC dominó los asentamientos inducidos. En la figura 5.56 se aprecia la fachada oriente, verificándose la corrección.

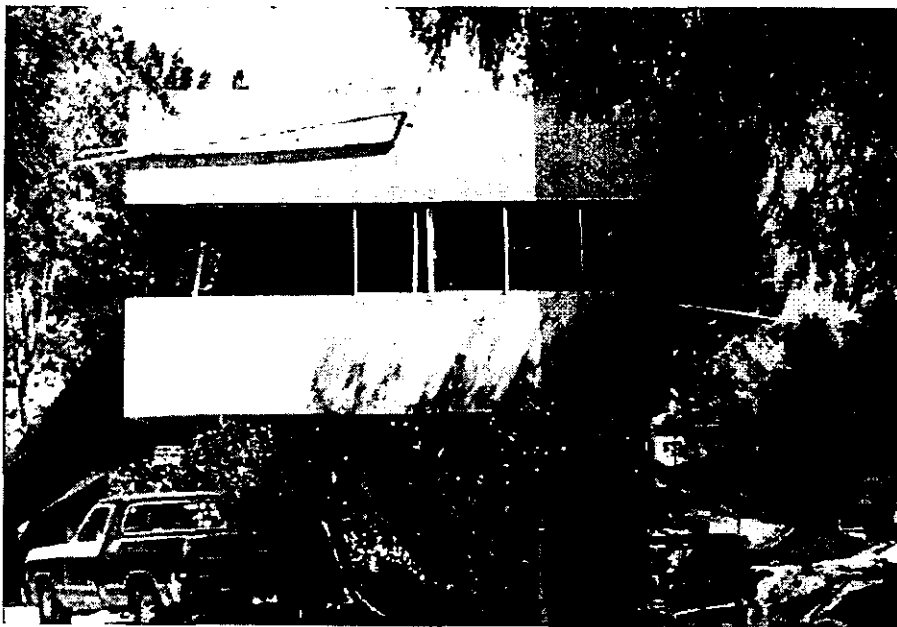


Imagen del autor

Figura 5.56. Fachada Este del edificio después de la renovación.

Esta estrategia los llevó a desarrollar su propia tecnología y adecuar herramientas a las necesidades de cada etapa del proceso de subexcavación.

Conforme avanzaban las etapas, los encargados de las estrategias de subexcavación entendían mejor las condiciones locales del suelo, así lograron definir cada vez mejor sus



estrategias. El mayor avance se logró cuando se cambió el estrato de suelo por atacar y se cambió el tipo de herramienta.

Se puede decir que el proceso de subexcavación de este edificio, fue bastante complicado, la empresa tuvo que enfrentar grandes adversidades, alternaron procedimientos tradicionales con innovadores, logrando desarrollar una metodología específica en su ramo. Puede parecer que el procedimiento presentó bastantes errores en su concepción, que los estrategas no estudiaron todas las condicionantes de manera adecuada, lo que se reflejó en el retraso en el tiempo de entrega del edificio; sin embargo, esto les permitió dominar la situación y llegar a soluciones nuevas que pueden servir para atacar los problemas que se presenten en el futuro. En la figura 5.57 se presenta un detalle, en el que se aprecia la separación del módulo de las escaleras con respecto al edificio.



Imagen del autor

Figura 5.57. Separación del módulo de escaleras con respecto al edificio.

La falta de conocimiento de las condiciones en que estaba el edificio y de las instalaciones que en él se localizaban influyó en el retraso de la obra. Los atrasos los podemos encontrar en la determinación de cambiar el equipo hidroneumático de la cisterna y la adecuación de otra para no alterar el trabajo de la institución. El desconocimiento de las instalaciones fue evidente al romper una tubería de agua (que se creía no suministraba agua en ese momento), lo que trajo consigo un atraso de dos días en la subexcavación de la trinchera. Cuando se trabajó en el refuerzo estructural se detuvieron los trabajos cuando se llegó a reforzar el área en donde se localizaba la subestación eléctrica y se demoró nuevamente el trabajo hasta tener la opinión del perito en instalaciones.

Uno de los principales problemas presentados en el proceso fue la falta de control de las condiciones del suelo.

El primer problema lo tenemos en la primera etapa de subexcavación, en donde el suelo no sufrió ningún aplastamiento que indujera asentamientos significativos en el edificio, esto, aunado al riesgo en que se encontraba el edificio dado la profundidad de la trinchera, hizo que se tuviera que rellenar la misma y que esta etapa no influyera más que en el costo de la obra. Este experimentó costó el doble de lo que se tenía programado.

El siguiente problema estuvo en la determinación de atacar el estrato inmediato inferior del cajón de cimentación, ya que el mismo tenía mucho más resistencia, y por lo mismo mayor capacidad de carga, reflejándose en el nulo descenso del edificio. Por otra parte modificó la estrategia de ataque, pues con la herramienta manual el avance era demasiado lento, por lo que se tuvo que cambiar a herramienta mecánica. Esto conllevó otro atraso en la obra.



La falta de buenos resultados con la concepción de ventanas de excavación, hizo que se cambiara a una estrategia de perforaciones cilíndricas en donde se dejara menor superficie para que se aplastara más fácilmente.

Las modificaciones de las estrategias implicaban retrasos en la obra, pues se tenían que adecuar nuevas herramientas y hacer pruebas de rendimiento de las mismas.

Los desconchamientos presentados retrasaron significativamente el proceso, ya que se tenían que hacer rellenos en las partes en donde se caía el material. Se argumentó que la falta de humedad o pérdida de esta en el suelo ocasionó los desconchamientos. Se pudo haber mantenido una vigilancia permanente de las condiciones y proporcionar la humedad requerida por el suelo. En las figuras 5.58 y 5.59 se aprecia la condición en la que los trabajadores tenían que desarrollar su trabajo.

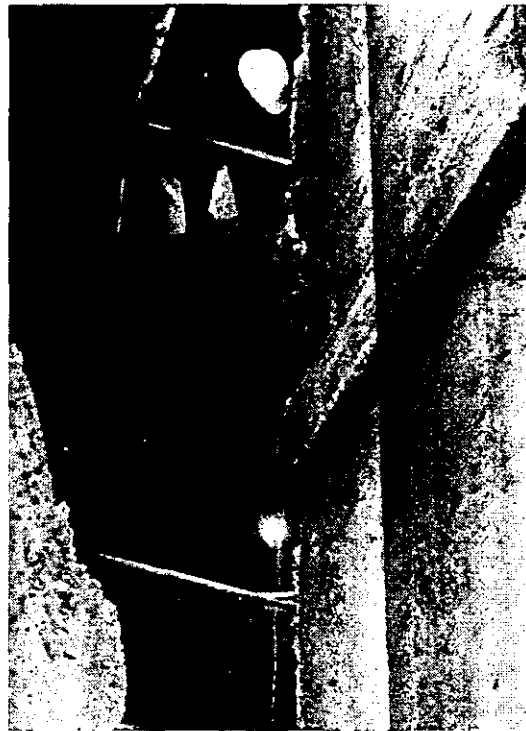


Imagen del autor

Figura 5.58. Trabajador subexcavando debajo del cajón de cimentación.

Algunas etapas fueron mal planeadas ya que se desconocía la respuesta del suelo. La resistencia de algunos estratos impidió que se colapsara el suelo debajo del cajón de cimentación como se había predicho. Una vez que se tuvo esta información se esperó demasiado tiempo para modificar la estrategia de avance. El principal problema fue que solamente se tuvo pensada una estrategia de ataque, pensando que esta era infalible y que con ella se lograría nivelar el edificio. Creo que se debió pensar desde un inicio en técnicas alternativas en caso de no funcionar la primera.

Las pruebas que se hicieron con respecto a los rendimientos de los trabajadores, únicamente fueron enfocadas al tiempo de realización de algún trabajo y no contemplaron la deformación que el suelo tendría.

En la concepción de la profundidad del estrato a atacar en la subexcavación, no se puso atención a la seguridad del edificio, ya que el mismo estaba en una condición desfavorable en caso



de algún sismo. Al parecer se despreció la capacidad de carga que el estrato inmediato inferior del edificio tenía. El peso del edificio no fue un factor determinante para el aplastamiento del suelo.

Al quitar el agua de la cisterna, el edificio no transmitía el mismo peso, lo que seguramente influyó en la respuesta del suelo.

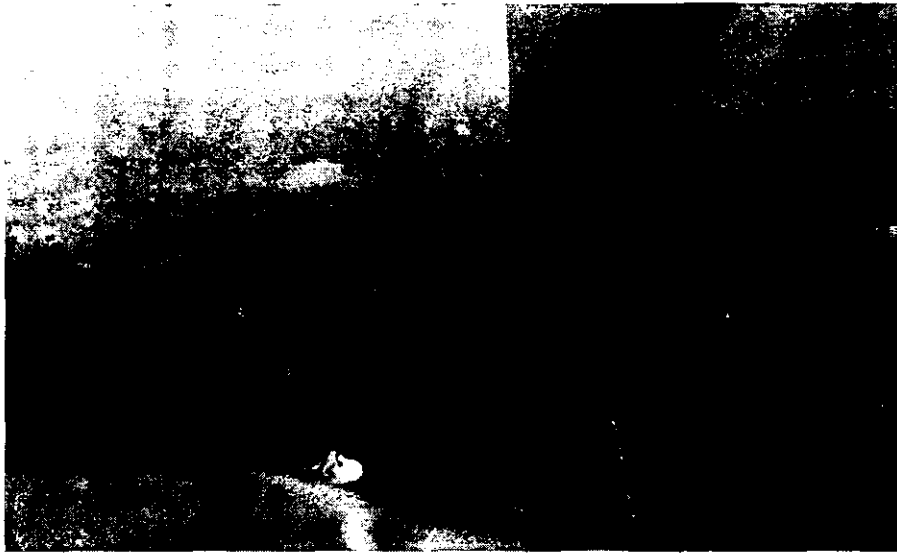


Imagen del autor

Figura 5.59. Trabajador subexcavando debajo del cajón de cimentación.

Dentro de las acciones que se podrían hacer para mejorar el proceso está el adecuar la herramienta mecánica con sistemas de aspersión de agua que modificaran la estructura del suelo y lo hicieran más manejable. En este proceso lo que se podría mejorar es el pedir que se conocieran las condiciones generales, tanto del edificio como de las instalaciones circundantes, para evitar retrasos imprevistos a lo largo del proceso.

Tomando en cuenta la respuesta del suelo y del edificio, se pudo haber ideado un sistema de apoyo en donde descansara el edificio, además de troquelarlo de la parte en donde estuviera abierta la trinchera de subexcavación, mientras se subexcavaba libremente la cantidad de material necesario para enderezar el edificio, y una vez realizado el proceso de subexcavación bajar el edificio de una manera controlada (con un sistema de gatos hidráulicos), hasta dejarlo al nivel del suelo. Para garantizar que el edificio no sufriría daños, se deben calcular los efectos que produciría en la superficie del suelo una vez asentado. Analizar los asentamientos que produciría y si estos se produjeran (después de analizarlo con algún modelo de simulación), dejar la subexcavación con estos puntos para que se dejara el edificio nivelado completamente.

VI MEJORAMIENTO DE SUELOS

VI MEJORAMIENTO DE SUELOS

6.1. Métodos para el mejoramiento de suelos.

Inyección.

El método de inyección está fundamentado en la teoría del fracturamiento hidráulico. Con este método se inducen algunas fisuras en el suelo, mismas en las que se introduce cierta cantidad de mezcla para alterar y mejorar las condiciones de compresibilidad del suelo.

Las cantidades que se inyectan en el suelo están determinadas por los estudios previos y no deben rebasar la cantidad del 6% del volumen total del suelo. Del mismo modo se determina la presión con la que debe ser inyectada la mezcla para provocar el fracturamiento del suelo. Los estratos en los que se debe inyectar el subsuelo están determinados por los sondeos de cono eléctrico y estudios geotécnicos correspondientes.

Los mecanismos de inyección están determinados por antecedentes experimentales, de esta forma se tienen distintos procedimientos, pero con el mismo principio y técnica; el conducto a través del cuál se inyecta es un tubo de PVC, el cual es llamado "manguito" de inyección, mismo que tiene distintas perforaciones en toda su longitud para que pueda salir la mezcla. En la salida de la mezcla es en donde varía la concepción del "manguito". Puede terminar en láminas radiales o con barbas de polietileno.

Este tipo de inyecciones no son genéricas. Es una manera muy particular de hacer inyecciones con el objeto de modificar (reducir) la compresibilidad del suelo

Precarga.

El objetivo principal de este método, es el de mejorar el suelo incrementando la resistencia de los suelos blandos o sueltos y el disminuir su compresibilidad cuando el suelo soporte el peso de las estructuras que se desplantarán sobre él.

Las precargas más usuales son: con suelos a base de terraplenes o plataformas; usar la estructura y su carga de operación en aplicación controlada; la prueba hidrostática de recipientes y



el abatimiento del nivel de aguas freáticas en el sitio de proyecto, para incrementar los esfuerzos efectivos, al reducir la presión de poro.

En la practica Europea y del Japón se ha combinado la aplicación de precargas con el uso de drenes verticales a base de perforaciones, rellenas de arena o con la colocación de cartón o plástico, teniendo como objetivo la de acelerar el flujo de agua en el proceso de consolidación y reducir el tiempo del mejoramiento.

La experiencia más frecuente manifestada en la aplicación de precarga en México, es la tierra, por su facilidad de ejecución, el menor riesgo de fallas de estabilidad, las pocas consecuencias de asentamientos producidos, el uso del material en las obras programadas y la omisión de una etapa de renivelado para desplante de grandes tanques de almacenamiento en la industria del petróleo.

Compactación por Vibrado

Este método fue descrito por primera vez en 1936, por Steverman, el mismo que introdujo en América. En Alemania, el sistema fue desarrollado por la firma Johann Keller y se le denominó Keller Vibratory Ram Pressure Process. Actualmente la patente alemana lo denomina VIBROCOMPACTACION y solo se utiliza para densificar terrenos formados por materiales granulares como arenas y gravas.

La pieza central y clave del sistema, es el "Vibroflot" (según la patente americana) especie de vibrador gigante similar a los utilizados para el concreto.

Para facilitar su operación de hincado y en general su funcionamiento, lleva chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/seg (60 a 80 gmp) con una presión de 4 a 6 kg / cm² (60 a 80 psi).

El proceso de densificación, en un punto dado de una cuadrícula seleccionada previamente, se inicia con el hincado de Vibroflot en el terreno arenoso, merced al chiflón inferior operando a toda su capacidad. El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera, y su velocidad de penetración en el terreno es del orden de 1 a 2m (2 a 6 pies) por minuto.

El agua se introduce a un gasto mayor del que pueda drenarse libremente en el suelo, lo cual crea una condición momentánea de arena movediza, facilitando que el artefacto penetre por su peso propio hasta la profundidad deseada.

Al alcanzar la profundidad de proyecto, el chiflón inferior se cierra y empiezan a operar los chiflones superiores que dirigen su flujo hacia abajo, moderando el gasto para hacer que la arena se deposite en el fondo.

La densificación propiamente dicha, empieza cuando al vibroflot, se le hace funcionar su masa excéntrica e inicia el retorno a la superficie por intervalos de 30 a 40 cm. (1 pie), alcanzando en cada etapa la densidad. Simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma arriba, para ocupar el volumen extra, resultante de la densificación y para remplazar el suelo barrido por los chiflones. Así se compacta tanto el suelo del lugar, como el que se va agregando.

Densificación de suelos por medio de explosivos

El mejoramiento de las propiedades de un suelo y especialmente la eliminación de deformaciones bruscas bajo cargas accidentales, es la razón del uso de los explosivos. El principio básico consiste en generar acciones accidentales similares a las que ocurrirían durante la vida útil de la estructura, para propiciar su acomodo antes de la construcción.



El fenómeno consiste en excitar la estructura del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y repentino de presión de aire, el cual lo genera el explosivo, transmitiéndolo a través de la fase fluida y sólida del suelo. Esta excitación debe estar comprendida entre dos fronteras: debe superar la energía mínima que se requiere para romper el equilibrio en la estructura del suelo, pero no debe "volar" el suelo. Se entiende por volar, destruir totalmente la estructura del suelo, formando cráteres alrededor de las cargas. Por lo tanto debe existir una energía óptima que cumpla con las condiciones de solución al problema.

La Consolidación dinámica

En 1970 nació una técnica denominada Compactación Intensiva. Su campo de aplicación, inicialmente a los terraplenes y a los terrenos de arenas y gravas, se extendió rápidamente a los suelos arcillosos o limosos situados bajo la capa freática; la técnica se denominó a partir de entonces Consolidación Dinámica .

El propósito era mejorar hasta una profundidad considerable (de 10 a 30 m) la capacidad portante de un terreno inicialmente comprensible, mediante la aplicación en superficie de esfuerzos dinámicos intensos, según un esquema adecuado en el tiempo y en el espacio; estos esfuerzos son obtenidos por la caída repetida, desde una gran altura (de 15 a 40 cm.) de una masa de un peso de varias decenas de toneladas (de 10 a 200 toneladas).

La mayoría de los métodos de mejoramiento de suelos expuestos anteriormente no se pueden aplicar a la renivelación de edificios ya que requieren de una gran superficie en la cual no exista construcción alguna, el único método aplicable a la renivelación de edificios es el de Inyección, ya que su modo de operación es adaptable a cualquier construcción establecida.

6.2. Ejemplo de mejoramiento de suelos en algunos edificios.

Palacio de Bellas Artes.

El 12 de Abril de 1905 el entonces presidente de la República, Porfirio Díaz, colocó la primera piedra del nuevo Teatro Nacional, aun cuando los trabajos ya estaban iniciados con anterioridad. La figura 6.1 presenta la maqueta del Palacio de Bellas Artes, en la figura 6.2 se aprecia el entorno del Palacio de Bellas Artes.

Desde finales de 1904 hasta 1912 Milliken Brothers, reconocida casa de Chicago donde Boari había realizado algunos trabajos antes de llegar a México, se encargó de todos los aspectos relacionados con la construcción de la obra; los planos, cálculos y especificaciones para la ejecución los preparó William H. Birkmire, de Nueva York.

El edificio cuenta con tres estructuras: acero, concreto y mármol, apoyadas en una plataforma flotante. Según los cálculos de Boari y su equipo el peso total del edificio sería de 43'300 00 kg más el peso de la plataforma, 32'400 000 kg, lo que da un resultado de 75'700 000 kg.

Para la cimentación se adoptó un sistema de emparrillado con relleno de concreto, formando una plataforma flotante muy usada en Chicago, cuyo subsuelo se creyó semejante al de la ciudad de México. Resulta una composición maciza de viguetas de acero y concreto proyectada para soportar el edificio en caso de asentamiento. La plataforma, con rampas, escalinatas y explanadas, ocupa una superficie de 7 500 m² y su espesor es de 2.40 m, de los cuales 1.38m son de concreto y el resto de tezontle (fig. 5.3).

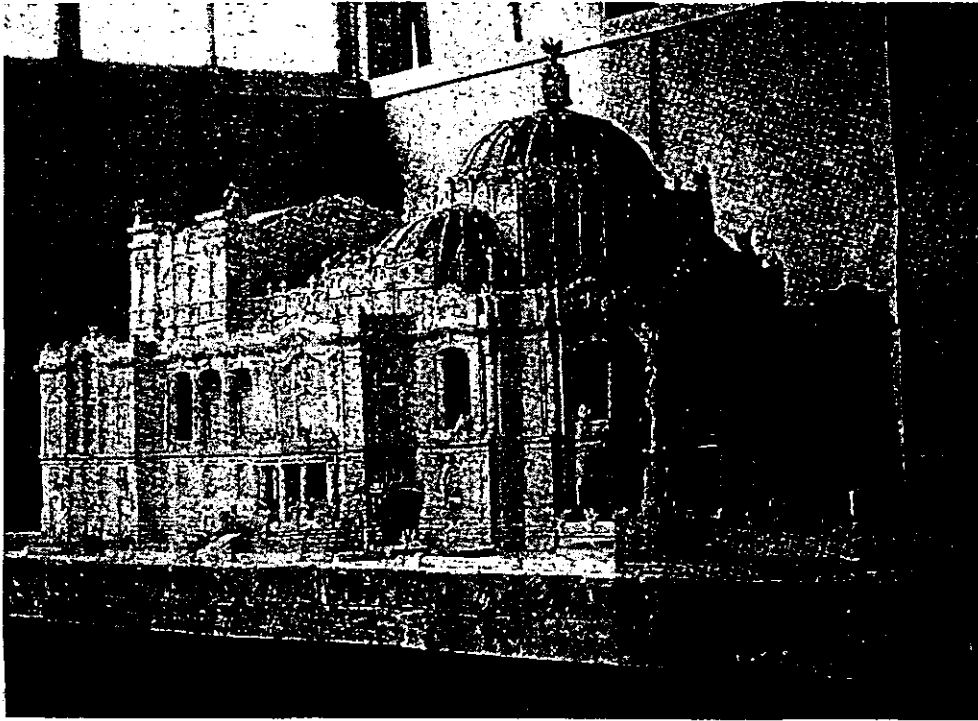


Figura 6.1. Maqueta del Palacio de Bellas Artes.

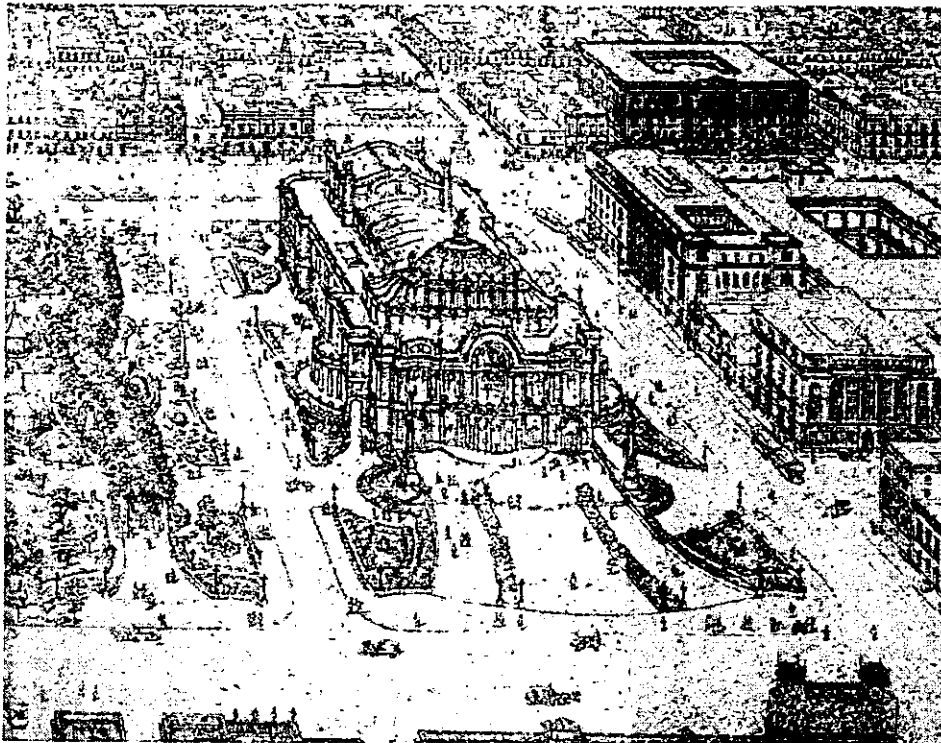


Figura 6.2. Dibujo del Palacio de Bellas Artes.

Dibujos: La construcción del Palacio de Bellas Artes.

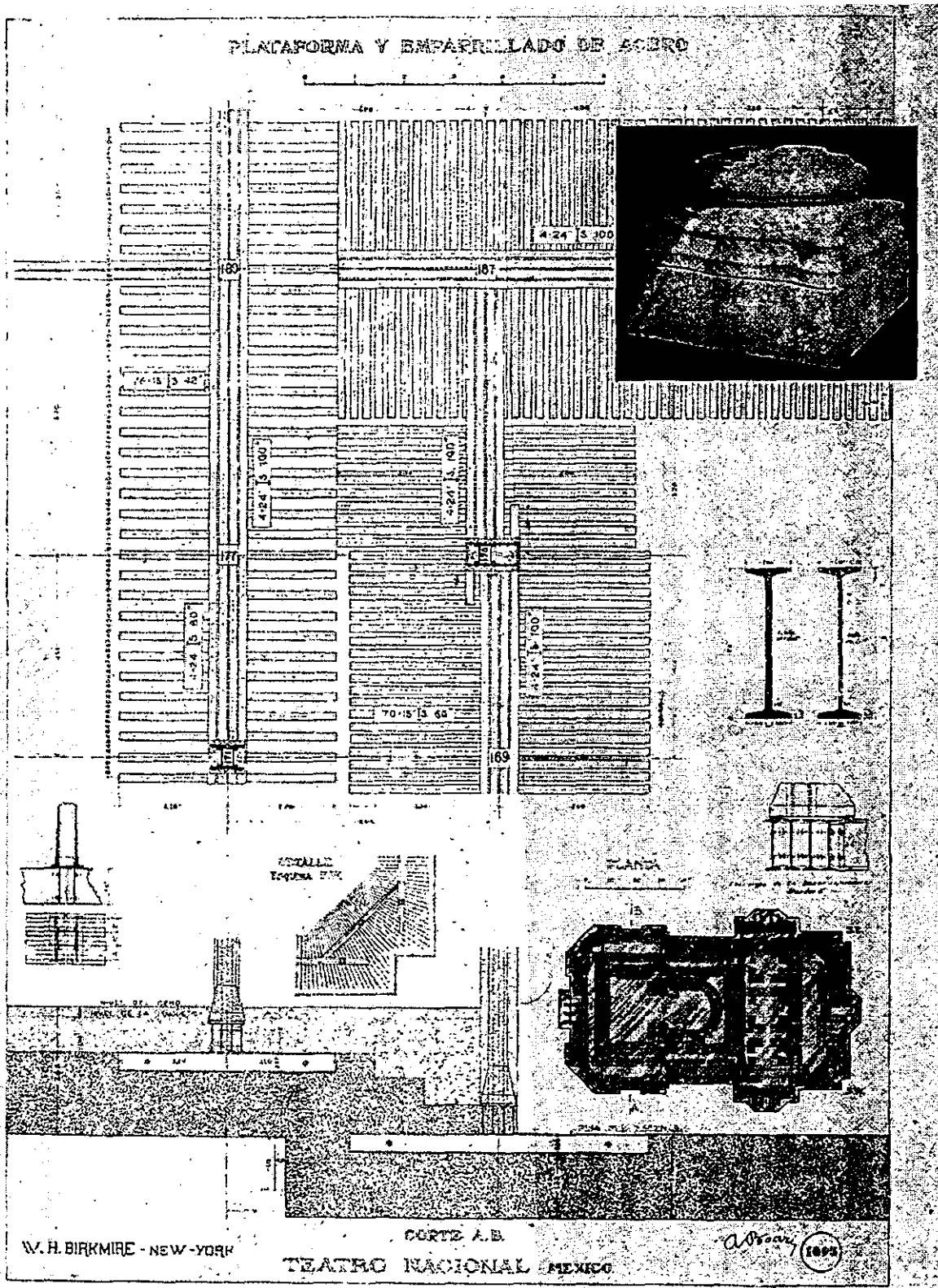


Figura 6.3. Cimentación empleada en Bellas Artes.
Dibujo: La construcción del Palacio de Bellas Artes



El hundimiento.

Desde 1907, al estar concluida la parte metálica se dan los primeros indicios de hundimiento del nuevo Teatro Nacional. La plataforma se inclinó hacia el suroeste primero; algunos meses después varió su inclinación hacia el noroeste y desde entonces siguió inclinándose en esa dirección. En esa época se reforzaron los cimientos. Con el fin de averiguar la causa del hundimiento se hicieron varios pozos alrededor de la plataforma y después se supo que existía una corriente de agua con dirección noroeste que se relacionaba con los descensos del teatro. En 1908 se construyó una ataguía con láminas de acero (steel cofferdam), con el fin de evitar los movimientos (fig. 6.4). El resultado fue negativo, pues el hundimiento continuó sin que se notara alguna mejoría.

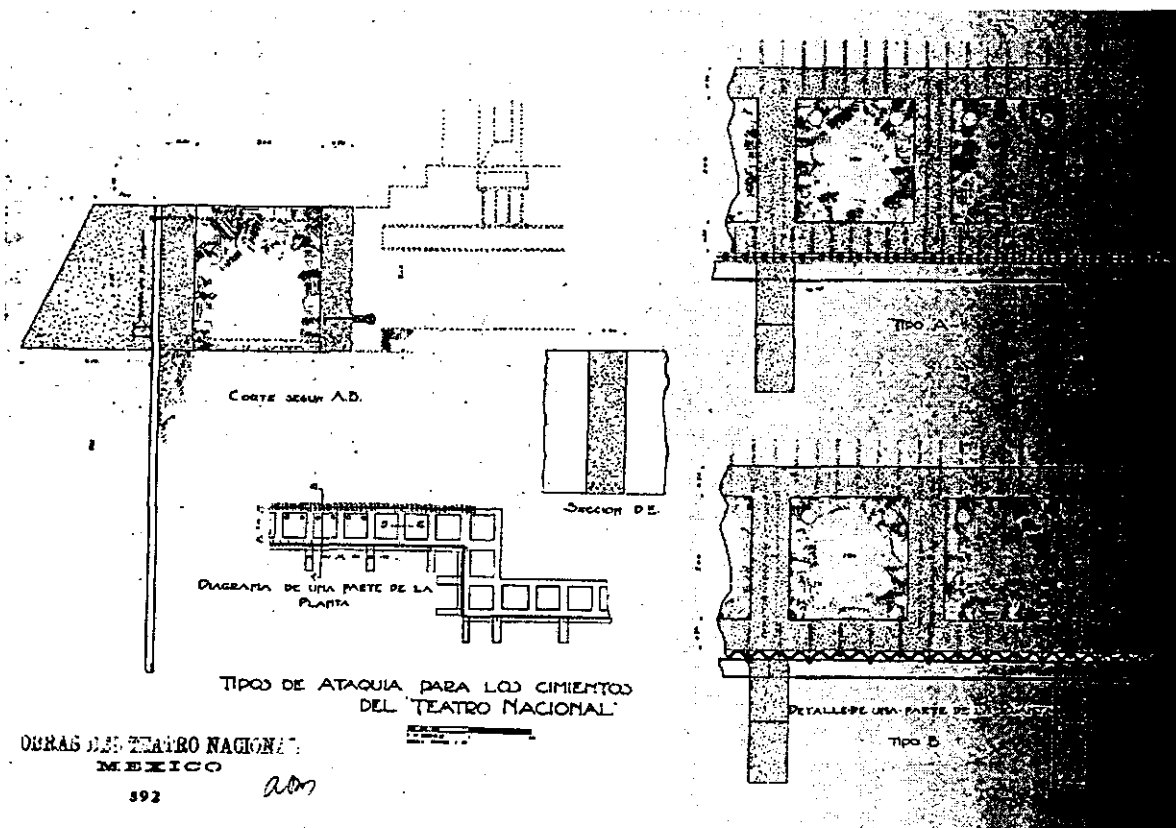
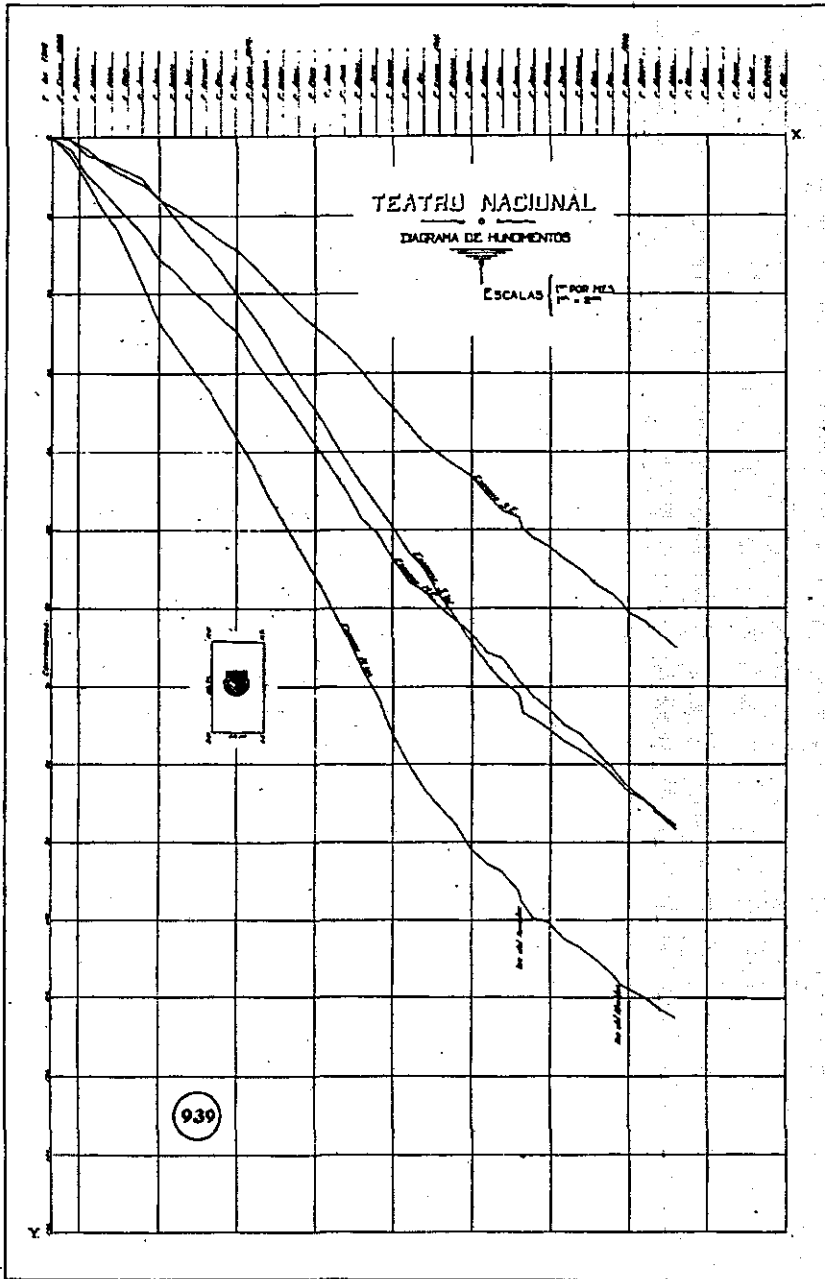


Figura 6.4. Ataguías empleadas en los cimientos de Bellas Artes.
Dibujo: La construcción del Palacio de Bellas Artes.

En 1910 hace crisis el problema y se solicitan informes de especialistas con el fin de aportar una solución efectiva. No es sino hasta el año siguiente cuando se realizan varios estudios sobre el hundimiento. En la fig. 6.4 se presenta el hundimiento presentado en Bellas Artes de 1908 a 1912.

La mayor velocidad del hundimiento en 1910 debe atribuirse a que poco antes aumentó considerablemente el peso del edificio por la construcción de los muros y la instalación de la maquinaria del escenario; en 1911 los movimientos sísmicos originaron hundimientos bruscos.



174
Plano de los tipos de ataraja.

175
Diagrama de hundimientos del teatro
de diciembre de 1908 a noviembre
de 1912.

175

175

Dibujo: La construcción del Palacio de Bellas

Figura 6.5. Diagrama de hundimientos en el periodo de 1908 a 1912.



Al buscar las causas probables de los hundimientos coincidieron los ingenieros en los siguientes puntos: que el terreno no tenía la misma resistencia en todas partes, ya que las antiguas construcciones lo habían comprimido desigualmente. Otro factor fue el exceso de presión sobre la plataforma. También pudieron contribuir las fluctuaciones de agua que se localizaron en 1908. En 1910 se empezaron a poner inyecciones de cemento y cal en el lado oriental de la plataforma; esta serie de inyecciones se terminó en agosto de 1911 y el cemento empleado alcanzó un total de 951 toneladas. En mayo de 1912 se puso otra serie de inyecciones también del mismo lado (908 toneladas). En 1921 se realizó una nueva serie de inyecciones, utilizándose en lugar de cemento una mezcla formada de arena, cal y arcilla. En ese año el hundimiento en total había alcanzado la cota de un metro con ochenta centímetros.

Construida la plataforma se inició un hundimiento uniforme, habiendo bajado durante los seis primeros meses 0.073 m. Después manifestó tendencia a bajar hacia su centro de gravedad presentando en la parte superior una superficie cóncava. Para poder desplantar las columnas de la estructura metálica a nivel hubo necesidad de calzar las bases con placas metálicas.

Continuaron los hundimientos de una manera uniforme hasta el año de 1907; pero cuando el esqueleto estaba ya concluido y comenzaba la construcción de los muros, la plataforma se inclinó del lado suroeste; después de algunos meses el eje de inclinación cambió dirigiéndose hacia el noroeste; continuando los movimientos con mayor velocidad del lado de la fachada poniente (parque Alameda) que en la oriente (edificio Correo), acusándose en ambas fachadas un aumento de descenso (más notable en la fachada Poniente) de sur a norte. A su vez la fachada norte bajaba con más velocidad que la sur y en ambas se acentuaba el hundimiento hacia el poniente, de manera que la esquina más baja fue la N.W. Se trató entonces de precisar las causas de esas diferencias de hundimientos, pues se había supuesto que aunque del lado del edificio del Correo el subsuelo se había consolidado por el peso de las antiguas construcciones del Convento e Iglesia de Santa Isabel, el peso de los nuevos edificios del Correo y La Mutua, influiría para precipitar el descenso hacia ese lado.

Causas del hundimiento

El hundimiento general del edificio se debe a haber admitido para el terreno de la ciudad de México una carga muy superior a la que generalmente soporta en su superficie. Además de haber desplantado la cama de la cimentación a una profundidad de 2.50 a 3.50 m. Cabe mencionar que el concreto de la plataforma del cimiento pesó tanto como la superestructura y el peso de dicha plataforma da una carga de 544 g / cm², carga suficiente para que el suelo la soportara.

La deformación que se acusó en la plataforma hacia su centro de gravedad fue debida a la acumulación de presiones en la parte central.

Respecto a la gran diferencia de hundimiento entre las fachadas del lado del Parque Alameda y la del edificio de Correos, se puede atribuir a las diferentes condiciones del subsuelo de un lado y otro, pues mientras del lado del Correo las capas inferiores habían sido comprimidas durante años por la antigua construcción del Convento e Iglesia de Santa Isabel y la continuidad del Hospital de Terceros, las del lado del Parque Alameda no la habían sufrido teniendo por el contrario el agravante de la proximidad del Parque. Esto explica porqué el peso de los nuevos edificios del Correo y la mutua no hayan acentuado hacia ese lado el hundimiento.

El mayor hundimiento hacia la fachada norte puede tener su origen en la proximidad del gran colector que pasa por la Avenida de los Hombres Ilustres a una profundidad mayor que las demás atarjeas de las calles que rodean el edificio y a un nivel inferior al del lecho bajo de la plataforma en general, excepción hecha del foso del escenario que está más profundo que el resto del edificio.



Estas diferencias de nivel de los albañales establecidos alrededor del Teatro patentizan las diferencias de nivel de las aguas ambientes del subsuelo del Teatro, explicando a su vez la corriente observada en los pozos de registro.

Las diferencias de nivel de las aguas las fijaba el Ing. Garita en 0.40 m., el Arq. Boari en 0.80 m., en 1907 y en la actualidad es de 0.50 m. Correspondiendo el nivel más bajo al norte.

Más aún, este hundimiento hacia el norte se explica porque el escenario se asentó a un metro más abajo que el resto de la plataforma y por consiguiente sobre una capa menos resistente; agréguese a esto que el cuerpo de escenario está terminado con toda su carga, en tanto que la parte central del edificio y sobre todo la crujía del frente no tienen aún la totalidad de su carga.

Para detener un poco los hundimientos que se estaban presentando en Bellas Artes, se decidió hacer una ataguía. Esta obra fue encargada al Ing. John N. O'rourke, de Nueva York. La solución para esta situación consistía en una ataguía de fierro laminado y acanalado denominado en Estados Unidos Interlocking Corrugated Steel Sheet Piling alrededor de la plataforma a una distancia de tres metros. Las láminas que formarían la ataguía tendrían una longitud de 25 pies e irían ligadas a la plataforma por medio de cajones de concreto armado que se unirían por una parte a la plataforma y por la otra llevarán anclada la ataguía.

Cuando se empezó a construir el Teatro Nacional, hubo el problema adicional que el subsuelo de la ciudad empezaba a ser desecado por la Obra del Drenaje.

Las ventajas que se pueden observar en el sistema de ataguías son los siguientes:

1. Previene los movimientos laterales de terreno bajo las presiones que hacen que se escurra alejándose de la parte próxima inferior de asiento hacia afuera.
2. Las fluctuaciones del agua son menos bruscas y por tanto los acarrees de menor importancia.
3. Aísla el terreno de la masa del conjunto, librándolo de esta manera de los movimientos exteriores y de las corrientes subterráneas.

La dirección de Obras del Teatro no aceptó la ataguía propuesta considerando fuerte su costo para las ventajas que presentaba y optó por una ataguía del tipo United States Steel Sheet Piling formada por dos láminas de 1/2" teniendo una sección uniforme de una pulgada lo que aseguraba mayor tiempo que la aceptada que sólo tiene un espesor de media pulgada en el alma, además su resistencia transversal es mucho mayor y por lo tanto mucho más barata en igualdad de trabajos. Esta ataguía fue colocada a 3 metros en contorno del edificio.

Inyecciones

Como la sola ataguía no era suficiente para detener los hundimientos, se pensó en consolidar el terreno encerrado entre las ataguías y la plataforma. Se hicieron varios ensayos y optaron por inyectar el terreno con cemento desleído en agua, procedimiento que había tenido aplicaciones en París y Nueva York y también empleado en México en la Estación del Ferrocarril Mexicano de esta ciudad en el año de 1881.

Se colocaba un recipiente en la azotea del edificio, con objeto de aprovechar una presión natural mayor de dos atmósferas, el cual consistía en un tonel de madera de 1.20 m de alto por 0.70 m de diámetro con una varilla metálica en el eje provista de paletas de madera y una manija en la parte superior para revolver la mezcla. Este recipiente se comunicaba con el tubo inyector con una manguera de presión, siendo el tubo inyector con una manguera de presión, siendo el tubo inyector de nueve metros de longitud y 1 1/2" de diámetro, perforado en su extremo inferior, en un metro de longitud para dar salida al líquido. Para hincar el tubo con facilidad, su extremo estaba provisto de una punta sólida de metal. En las inyecciones se empleó primeramente el cemento solo desleído, pero como por el rápido fraguado se les obstruyera el tubo, buscaron la manera de retardar el fraguado adoptando cal grasa.



La mezcla fue la siguiente:

Cemento Portland	100 Kgs.
Lechada de cal grasa	20 lts.
Agua	150 lts.

Las inyecciones se hicieron en mayor cantidad en el lado del parque Alameda, se hicieron entre el terreno de la ataguía y la plataforma de concreto y en la proximidad de las columnas que tenían mayores hundimientos. Se hicieron también cuatro inyecciones en la parte interior, perforando la plataforma de concreto y dos del lado del Correo. La profundidad a la que se introducía el tubo inyector era de 9.50 m y se iba subiendo hasta los 5 m impregnando las capas del terreno hasta donde lo permitía la presión de la que se disponía.

Las primeras inyecciones se empezaron a poner en septiembre de 1910 y se terminaron en septiembre de 1911.

De mayo a agosto de 1912 se aplicaron nuevas inyecciones y en julio y agosto de 1913 se hicieron las últimas.

El total de inyecciones fue de 39, gastándose 2.475,300 kg de cemento y 535,060 l De lechada de cal grasa.

El resultado fue favorable, pues poco tiempo después de terminadas, empezó a disminuir el hundimiento del lado Alameda, especialmente en la esquina noroeste que se hundía a gran velocidad y en la que se había colocado el mayor número de inyecciones.

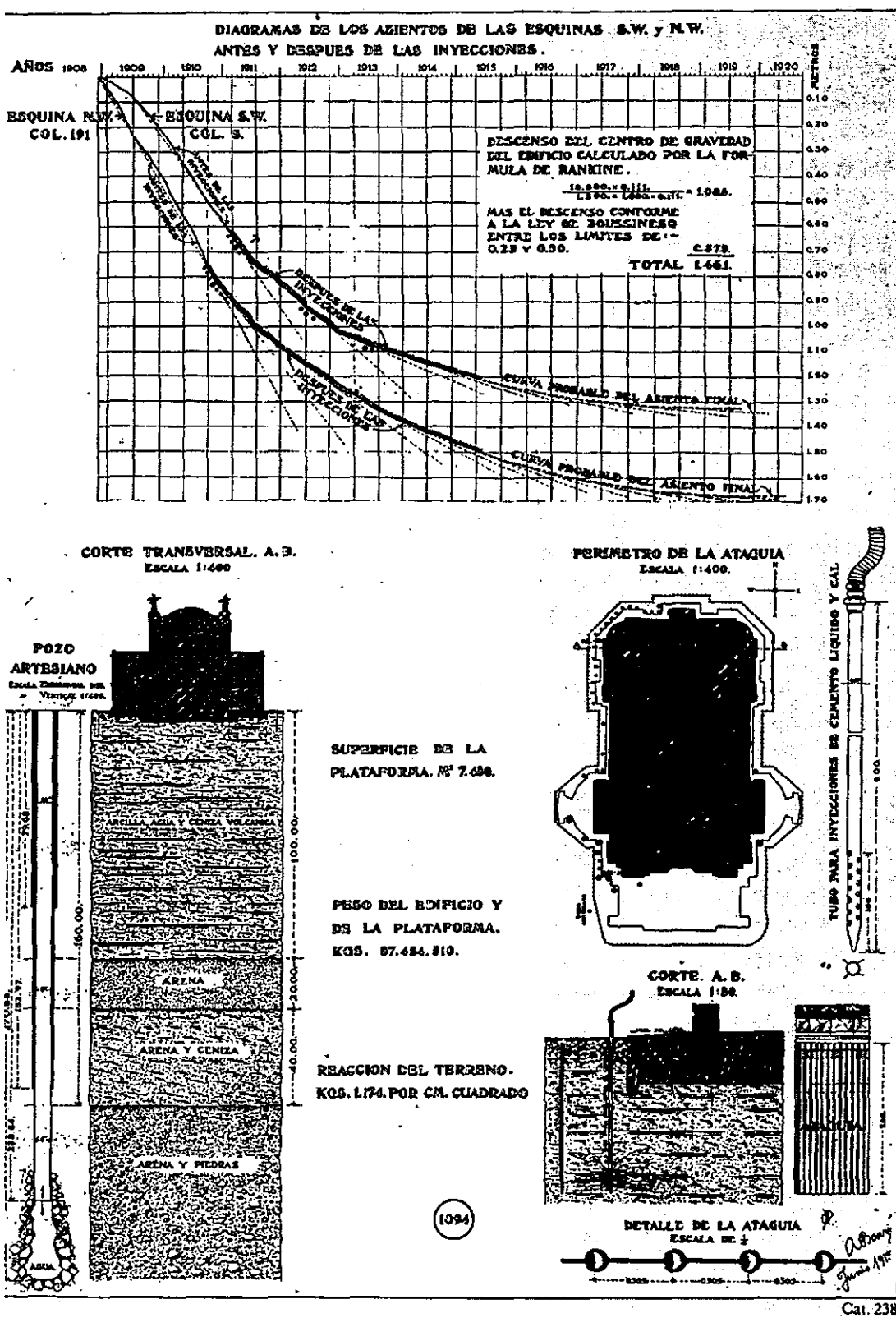
Para precisar mejor los movimientos que ha sufrido el edificio y sus variaciones en las diferentes épocas, se ha formado un cuadro en el que figuran las columnas más notables del contorno del edificio. El cuadro cuenta cuatro secciones generales que corresponden a las fachadas oriente poniente norte y sur y en cada una de ellas figuran columnas de los puntos extremos de los diferentes planos de la fachada, eligiéndose puntos simétricos fachadas opuestas para comparar sus desniveles. De cada columna se dan los datos de promedio de hundimiento mensual, tomados de las nivelaciones practicadas durante los doce meses del año y la cota máxima registrada en el año o período de tiempo que se considera. El registro comprende los hundimientos desde enero de 1909 hasta diciembre de 1921.

Comparando los datos de las fachadas oriente y poniente puede verse que en los años de 1909 y 1910, anteriores a las inyecciones, los hundimientos del lado poniente eran casi el doble que los del lado oriente y que desde septiembre de 1910 que se empezó a poner la primera serie de inyecciones, la diferencia de hundimientos en las columnas de la fachada poniente con respecto a la oriente, disminuye, observándose que ya en el período de septiembre a diciembre de 1911 posterior a las primeras inyecciones, los hundimientos del lado poniente no sólo se igualan a los del lado oriente, sino que principian a ser menores y en 1930 son notablemente menores.

Esta diferencia de hundimientos posterior a las inyecciones ha venido a mejorar notablemente la posición del edificio pues tiende la plataforma a colocarse en el plano horizontal.

Según los datos de las últimas nivelaciones de 1994, las columnas extremas de la fachada norte tienen cinco centímetros de diferencia estando ahora más baja la del lado oriente que la poniente habiendo llegado a tener anteriormente una diferencia de 20 cm más baja la poniente que la oriente.

Las columnas extremas de la fachada sur tienen una diferencia de 12 cm más baja la poniente que la oriente, habiendo tenido antes una diferencia doble que la actual. Las columnas extremas de la fachada poniente tienen una diferencia de 30 cm y las de la oriente de 46 cm, estando más bajas las columnas del extremo norte. El hundimiento total de la esquina noroeste puede calcularse en un metro ochocientos cuarenta y seis mm. Desde 1908 a 1994, pues anteriormente a esta fecha no hay datos. En la figura 6.6 se presenta una imagen del procedimiento de inyección, así como un corte estratigráfico del Palacio de Bellas Artes, elaborada por Adamo Boari.



Dibujo: La construcción del Palacio de Bellas Artes.

Figura 6.6. Vista del procedimiento de inyección en Bellas Artes.



6.2.1. FES Zaragoza.

Los experimentos de Inyección de Morteros

Objetivos:

El principal objetivo de estos experimentos fue determinar la trayectoria que los morteros seguirían en el suelo inyectado, además de la influencia que tendrían en la estructura estratigráfica del lugar y la comprobación de la teoría del fracturamiento hidráulico.

Los experimentos hechos en las inmediaciones del edificio de gobierno de la FES Zaragoza consistieron en inyectar lechadas mediante cuatro pozos de inyección equipados específicamente para cada caso. Las condiciones de cada uno de ellos fueron diferentes; se tuvieron diferentes tipos de manguitos, las presiones y tiempos de inyección se definieron al momento de la ejecución. Los experimentos efectuados fueron llamados Greene 1, Greene 2 y Greene 3, además de un primero que no tuvo denominación alguna.

La primera inyección se realizó el 17 de octubre. Localizada casi en la esquina NE del edificio fue aplicada con un manguito de doble tubo llamado así porque se compone de un tubo de 1" y de otro de 1 1/2" fabricados a base PVC y unidos por un cople en tramos de un metro. El tubo exterior - de 1 1/2" - está preparado con barrenos de 1/4" a cada 15 cm y una cámara de Neopreno o hule; el tubo interior tiene barrenos de 3/8" alternados a cada 10 y 20 cm. con el fin de dejar suficiente espacio por donde pueda salir la mezcla. La inyección se realizó a una profundidad de 5 metros, dejando perforaciones a cada metro por donde salió la mezcla.

Para proteger a la tubería del manguito de inyección de los agentes degradantes, se coló una vaina de mezcla alrededor del manguito. La vaina fue colada a presión y de abajo hacia arriba dejándose fraguar en todos los casos por 12 horas. La proporción de la mezcla utilizada en la vaina fue la siguiente: 20 kg de agua, 2 kg de bentonita y 10 kg de cemento.

Las tres siguientes inyecciones, las llamadas pruebas Greene 1, Greene 2 y Greene 3, fueron realizadas el día 23 de Octubre de 1996, en ellas se utilizaron tres tipos diferentes de manguitos y también se practicaron tres inyecciones a una profundidad de 5 metros.

Las presiones y profundidades a las que se inyectó se presenta en las tablas 1,2 y 3; la forma de inyección fue de manera ascendente.

**Tabla 1. Reporte y control de la inyección de la prueba Greene 1.****REPORTE DE INYECCION DE MANGUITOS**

MANGUITO CLASICO A CADA 0.50 m
AGITADOR MANUAL
BOMBA MOYNO 3L-6

FECHA
POZO

23 DE OCTUBRE DE 1996
Greene 1

INYECCION ASCENDENTE

PROFUNDIDAD (m)	BACHAS	VOLUMEN (LTS.)	MEZCLA TIPO	PRESION INICIAL	PRESION FINAL	HORARIO OBSERVACIONES
5.45	0.5	50	I	10 kg/cm ²	10 kg/cm ²	15:00-15:01.40
4.9	0.5	50	I	10 kg/cm ²	10 kg/cm ²	15:30-15:32
4.35	0.5	50	I	10 kg/cm ²	10 kg/cm ²	16:00-16:02.10
3.8	0.5	50	I	12 kg/cm ²	10 kg/cm ²	16:30-16:32.08
3.25	0.5	50	I	10 kg/cm ²	10 kg/cm ²	17:-17:05
2.7	0.5	50	I	15 kg/cm ²	15 kg/cm ²	
2.15	0.5	50	I	16 kg/cm ²	16 kg/cm ²	
1.6	0.5	50	I	13 kg/cm ²	16 kg/cm ²	
1.05	0.5	50	I	12 kg/cm ²	2 kg/cm ²	
0.5	0.5	50	I	12 kg/cm ²	2 kg/cm ²	
TOTALES		500				

La mezcla tiene las siguientes proporciones:

	Cantidad (kg)
Cemento	57.21
Cal	22.88
Bentonita	4.58
Agua	69.8

Volumen en litros 100

**Tabla 2. Reporte y control de la inyección de la prueba Greene 2.****REPORTE DE INYECCION DE MANGUITOS**

MANGUITO CON LAMINAS PERPENDICULARES A CADA METRO.
AGITADOR MANUAL
BOMBA MOYNO 3L-6

FECHA 23 de Octubre de 1996
POZO GREENE 2

INYECCION ASCENDENTE

PROFUNDIDAD (m)	BACHA (S)	VOLUMEN (LTS.)	MEZCLA TIPO	PRESION INICIAL	PRESION FINAL	HORARIO OBSERVACIONES
5	1	100	I	14 kg/cm ²	8 kg/cm ²	14:51-14:53.10
4	1	100	I	13 kg/cm ²	10 kg/cm ²	15:18-15:20.20
3	1	100	I	12 kg/cm ²	13 kg/cm ²	15:25-15:27.50
2	1	100	I	15 kg/cm ²	13 kg/cm ²	15:45-15:50.15
1	1	100	I	8.0 kg/cm ²	7 kg/cm ²	16:03-16:05.12

TOTALES 873.95

La mezcla tiene las siguientes proporciones:

	Cantidad (kg.)
Cemento	57.21
Cal	22.88
Bentonita	4.58
Agua	69.8

Volumen en litros 100

**Tabla 3. Reporte y control de la inyección de la prueba Greene 3.****REPORTE DE INYECCION DE MANGUITOS**

MANGUITO CON TIRAS DE POLIESTILENO
A CADA METRO.
AGITADOR MANUAL
BOMBA MOYNO 3L-6
INYECCION ASCENDENTE

FECHA
POZO

23 de Octubre de 1996
GREENE 3

PROFUNDIDA D (m)	BACHAS	VOLUMEN (LTS.)	MEZCLA TIPO	PRESION INICIAL	PRESION FINAL	HORARIO OBSERVACIONES
5	1	100	I	8 kg/cm ²	11 kg/cm ²	12:18-12:19.20
4	1	100	I	10 kg/cm ²	13 kg/cm ²	12:27-12:28.45
3	1	100	I	18 kg/cm ²	19 kg/cm ²	12:55-12:57.20
2	1	100	I	15 kg/cm ²	11 kg/cm ²	16:28-16:28.30

OBSERVACIONES: A la profundidad de tres metros fluyó la mezcla,
faltando por inyectar 2/3 de la bacha.

TOTALES 400

La mezcla tiene las siguientes proporciones:

	Cantidad (kg)
Cemento	57.21
Cal	22.88
Bentonita	4.58
Agua	69.8

Volumen en litros 100



La prueba nombrada Greene 3 fue la primera en iniciar; la inyección comenzó a las 12:08, utilizándose el manguito equipado con barbas de Polietileno que cuenta con un solo tubo de PVC de 1", el cual tiene barrenos de 1/4" a cada metro cubiertos con un hule de neopreno de 12 a 15 cm de largo, flejado en el extremo superior del manguito y con barbas de Polietileno de un 5 cm de ancho debajo de las cubiertas de neopreno las cuales fueron colocadas para darle direccionalidad a la inyección. En la figura 6.7 se presenta un esquema del manguito utilizado en esta prueba.

Manguito utilizado en la prueba Greene 3

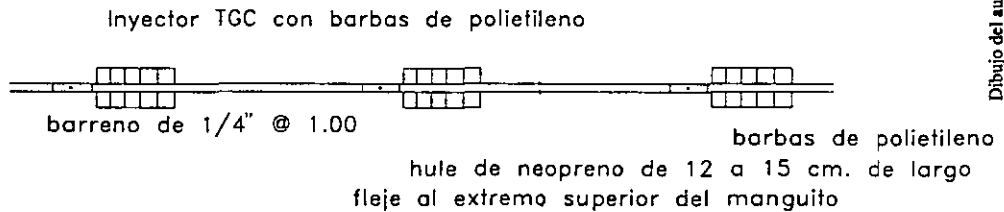


Figura 6.7. Vista frontal del manguito con dispersores.

La tercera prueba, llamada Greene 2, se efectuó con el manguito fabricado con incrustaciones de lámina galvanizada. Dicha prueba inició a las 14:51 del 23 de octubre. La preparación de este manguito consiste en colocar aletas de lámina galvanizada en el tubo de PVC de 1" debajo de los barrenos practicados al tubo, estos orificios son de 1/4" y van cubiertos con hules de neopreno el cual se encuentra sujeto en su extremo superior.; las aletas se colocan en la parte baja para dirigir la mezcla inyectada. Generalmente se logra que la mezcla salga hacia abajo gracias a la sujeción de los hules en la parte superior. En la figura 6.8 se detalla el manguito.

Manguito utilizado en la prueba Greene 2

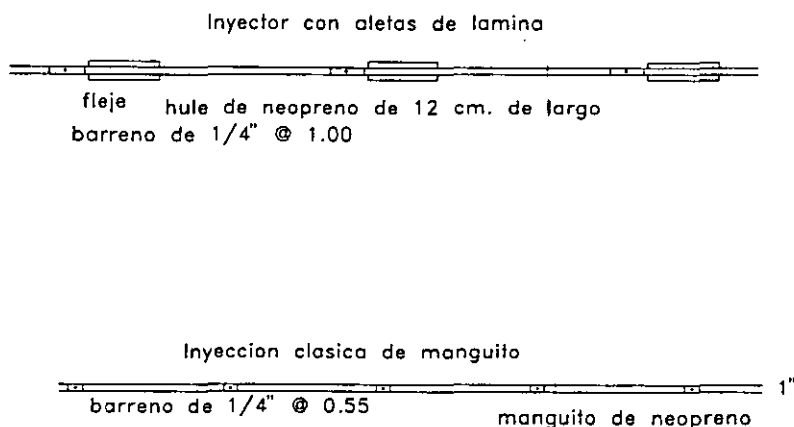
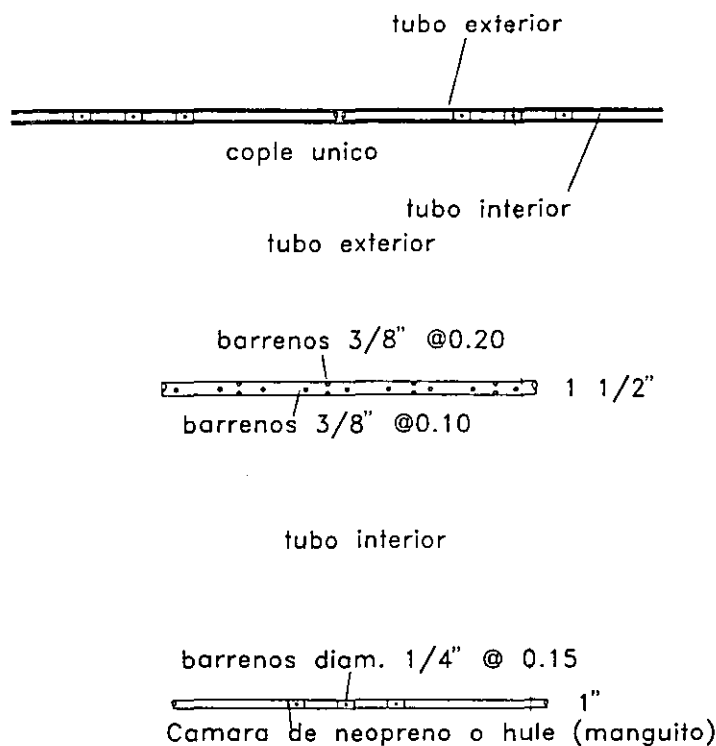


Figura 6.8. Vista frontal del manguito con inyectores de lámina y del manguito clásico



La prueba Greene 1, la última, se realizó con el manguito simple que consiste en un tubo de PVC de 1", el cuál lleva barrenos de 1/4" a cada 55 cm, éstos están cubiertos de capas de neopreno sujetas en el extremo superior (fig. 6.9).

manguito utilizado en la prueba Greene 1



Dibujo del autor

Figura 6.9. Corte y vista frontal del manguito utilizado en esta prueba.

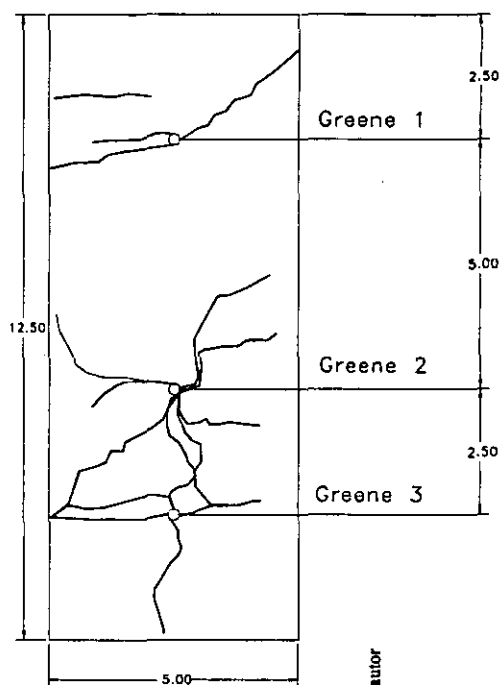
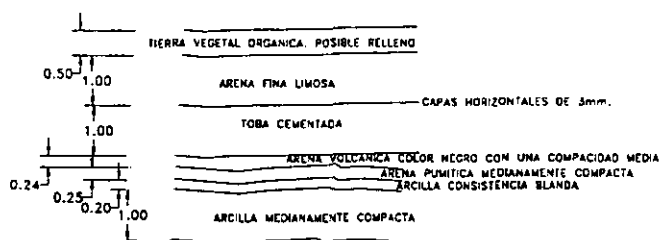
Resultados de los experimentos.

De las pruebas realizadas en un área aledaña al edificio de gobierno, para comprobar las teorías que tenía el Ing. Santoyo, respecto a la direccionalidad que tendría la mezcla inyectada, se tuvieron resultados bastantes satisfactorios; de cuatro inyecciones que realizaron entre el período del 17 al 23 de octubre de 1996, tuvieron excelentes resultados en dos tipos de manguitos instrumentados.

El comportamiento de la inyección con el manguito de doble tubo formó capas o láminas de medio centímetros con dirección horizontal únicamente, las distancias de las capas fueron de aproximadamente 2 metros horizontalmente y de 1.20 en la dirección vertical. La influencia que tuvo en la tierra no fue la esperada, posiblemente haya afectado el hecho de que se inyectó cerca de un árbol y la trayectoria siguió el curso de las raíces del mismo, otra razón fue el hecho de que se había hecho ya una excavación para un registro lo que trajo como consecuencia la disminución de la resistencia del suelo. En la figura 6.10 se presenta un esquema del comportamiento que tuvo la inyección, así como la trayectoria que siguió.



Comportamiento de las inyecciones en los diferentes tipos de manguitos y los estratos en los que se presentaron dichos comportamientos



Dibujo del autor

Figura 6.10. Vista de la influencia que tuvo la inyección en el suelo.

El comportamiento de la inyección con el manguito equipado con barbas de Polietileno cumplió en gran medida con las expectativas, se formaron estrellas con las características deseadas y solamente en las partes superficiales éstas no aparecieron. La amplitud de las láminas fue de entre 3 y 3.50 metros. El grosor de las láminas llegó a alcanzar más de un centímetro, obteniéndose prácticamente un resultado homogéneo en las diferentes capas de la excavación hecha. Asimismo, formaron una especie de losas y paredes en el suelo, a medida que se fue descubriendo la cepa fueron apareciendo los diferentes aspectos de la inyección.

La inyección hecha con el manguito simple tuvo un resultado muy parecido a la inyección anterior, formó las capas radiales y las láminas formadas son casi del mismo espesor a la vez que se formaron las capas de arriba en forma de losa. La longitud de las láminas alcanzó los 3 metros y en sí, las láminas presentaban una muy buena resistencia, casi la misma resistencia de cualquier mortero.

La última inyección que se realizó no tuvo los mismos resultados, solamente tuvo una influencia longitudinal a ambos lados y las láminas formadas no eran del mismo grosor que las anteriores, la influencia de dicha inyección fue en zonas más profundas, en la superficie casi no se apreció ninguna presencia de la mezcla.

En términos generales puede decirse que los experimentos realizados fueron un éxito en cuanto a que en gran medida confirmaron la hipótesis formulada por los especialistas de TGC. Los resultados sobrepasaron las expectativas previstas y dejaron asentado sin lugar a dudas, que estos experimentos fueron planteados y llevados a cabo correctamente puesto que aseguran las cantidades, las presiones y los tiempos de inyección adecuadas para determinadas condiciones del suelo. Con estos experimentos se puede dar por hecho que los efectos de la inyección redundan en un refuerzo del suelo con lo cual es posible afirmar que su aplicación, con el método y equipo descritos, puede contribuir a que el edificio de gobierno reduzca su velocidad de hundimiento. En las figuras 6.11 y 6.12 se presentan imágenes de la trayectoria seguida por la inyección en el subsuelo, experimento realizado a un costado del edificio de Gobierno.



Figura 6.11. Vista de los experimentos de inyección en el subsuelo.

Imágenes del autor



Figura 6.12. La trayectoria de inyección formó una estructura de "estrellas", de aproximadamente metro y medio de influencia y de un espesor variable, desde 0.5 cm hasta 1.5 cm.



Inyección en el subsuelo del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza.

Objetivos:

El principal fue el de reducir la compresibilidad del suelo, con el objeto de disminuir los asentamientos diferenciales presentados, debido a las tendencias de hundimiento históricas de la zona. La metodología utilizada para tratar de reducir los hundimientos diferenciales, consistió en inyectar mortero en puntos específicos del edificio, a diferentes profundidades y en diferente volumen, se inyectó en los puntos en donde los hundimientos eran mayores. El procedimiento fue una inyección gradual en donde influía la profundidad y el estrato a inyectar. La ubicación de los puntos en donde se inyectó, se presenta en la fig. 6.13.

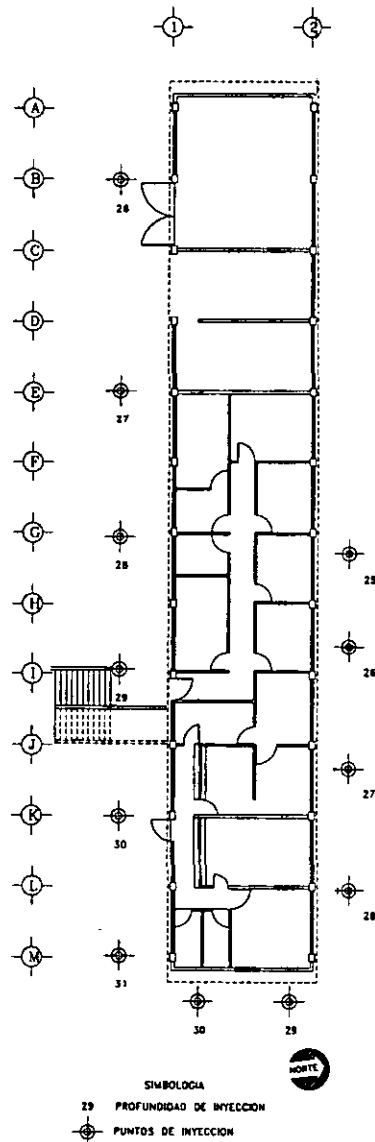


Figura 6.13. Puntos de inyección en el edificio de Gobierno, mostrando la profundidad de inyección en m.



La inyección se realizó con manguitos con fundas deformables; el proceso consiste en perforar un pozo por donde se introducirá el manguito acoplado, una vez introducido se cuela la funda deformable con una mezcla de mortero, formando un pilote que se traduce en una vaina protectora para los manguitos. Terminado el pilote se procede a inyectar los manguitos con las presiones requeridas. De las figuras 6.14 a la 6.19 se presentan imágenes de este proceso.

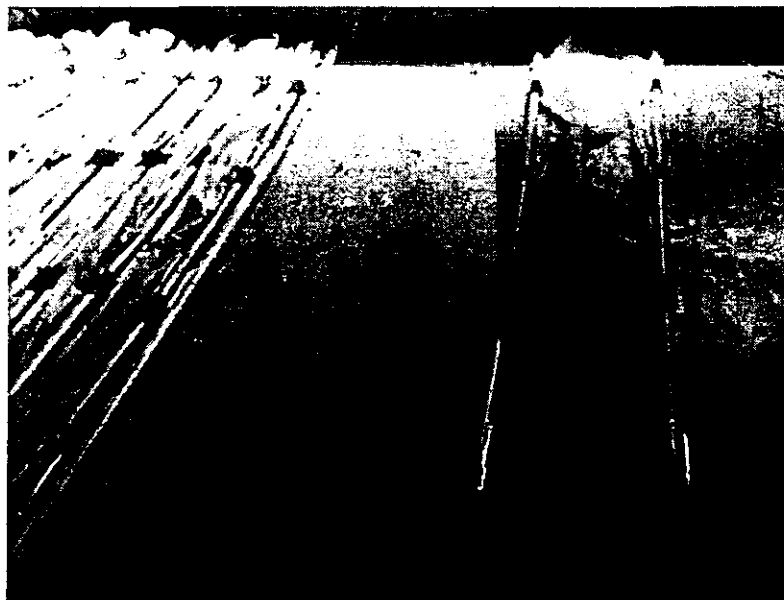


Imagen del autor



Imagen del autor

Figura 6.14 y 6.15. Manguitos con fundas deformables en planta e introducidos en las perforaciones

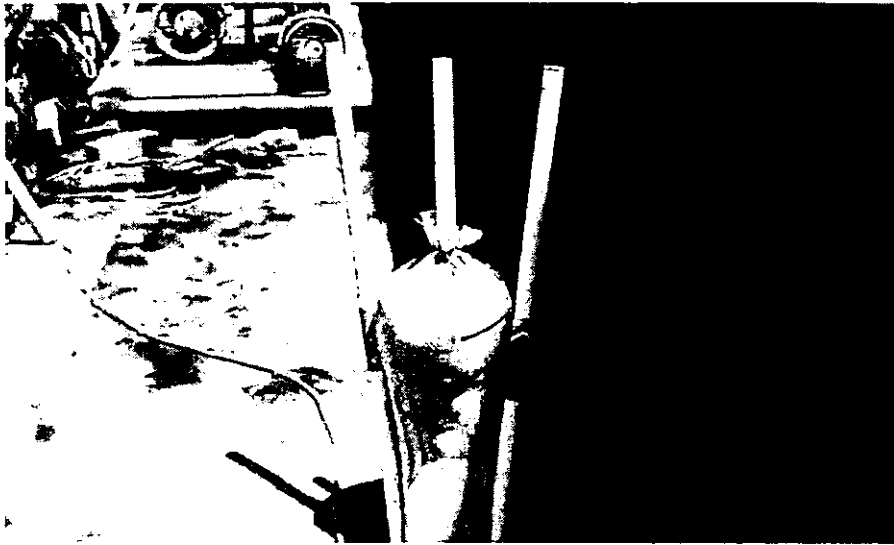


Imagen del autor

Figura 6.16. Manguitos con fundas deformables una vez inyectada la funda.



Imagen del autor

Figura 6.17. Manguitos colados y vistos después de la inyección.



Imagen del autor

Figura 6.18. Vista de los manguitos inyectados en la parte sur.



Imagen del autor

Figura 6.19. Vista de la tubería de inyección en la entrada del manguito.



Una vez obtenidos los resultados de los experimentos realizados en el Instituto de Ingeniería, en donde se determinó que el porcentaje que se requiere para modificar la compresibilidad del suelo, es del 5 % del volumen a inyectar de mezcla. El radio de influencia que se pretende alcanzar con la inyección es de 3 m. La mezcla tuvo la siguiente proporción 50% de agua, 20% de arena fina, 20% de cemento, 8% de cal y 2% de bentonita. La forma en que se inyectó fue de manera vertical en su totalidad y en la parte exterior del edificio, desechándose las propuestas de inyectar directamente debajo del cajón de cimentación y también de hacer las barrenaciones inclinadas y la inyección en ese sentido, ya que presentaban mayores dificultades y mayor tiempo de ejecución.

Resultados:

A más de un año de la inyección en el subsuelo del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, se empiezan a vislumbrar los resultados. La influencia de la inyección se comprueba con la disminución de los hundimientos en el edificio. A continuación se presentan dos gráficas que demuestran esto figs. 6.20 y 6.21.

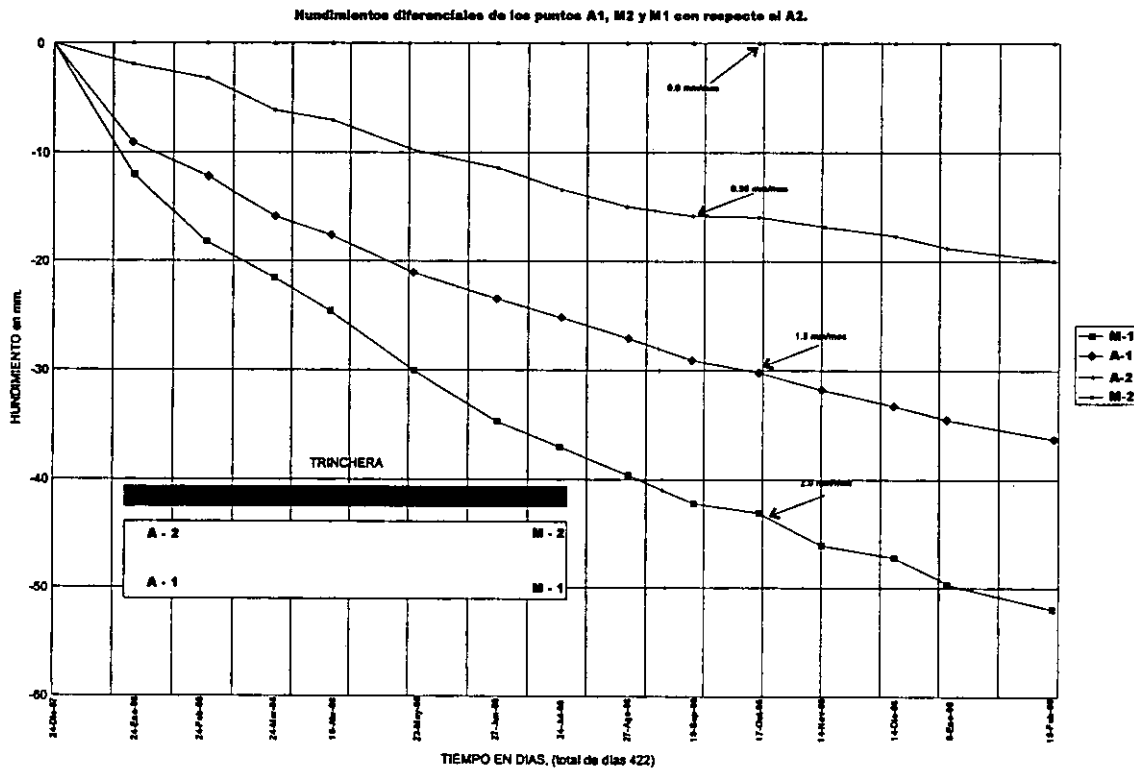


Figura 6.20. Comparación de los hundimientos antes y después de la inyección. Gráfica proporcionada por TGC.



Se observa que la zona tratada es la de los puntos M1 y M2; en la gráfica se analizan dos puntos diametralmente opuestos. Al principio se observa que los hundimientos no disminuyen sino que aumentan, esto debido a los efectos de la subexcavación, por otro lado los morteros inyectados estaban frescos y no alcanzaban su resistencia máxima, aunado a lo anterior se observa que las presiones de agua aumentaron. Después de estos primeros dos meses, se observa que existe una disminución de forma continua de los hundimientos. Al final las pendientes son casi paralelas en los puntos M2 y A2. En términos generales se puede decir que al principio existió un acomodo y al final se aprecia la influencia de la inyección. Cabe mencionar que la influencia de la inyección se manifiesta después de un año más o menos de efectuada.

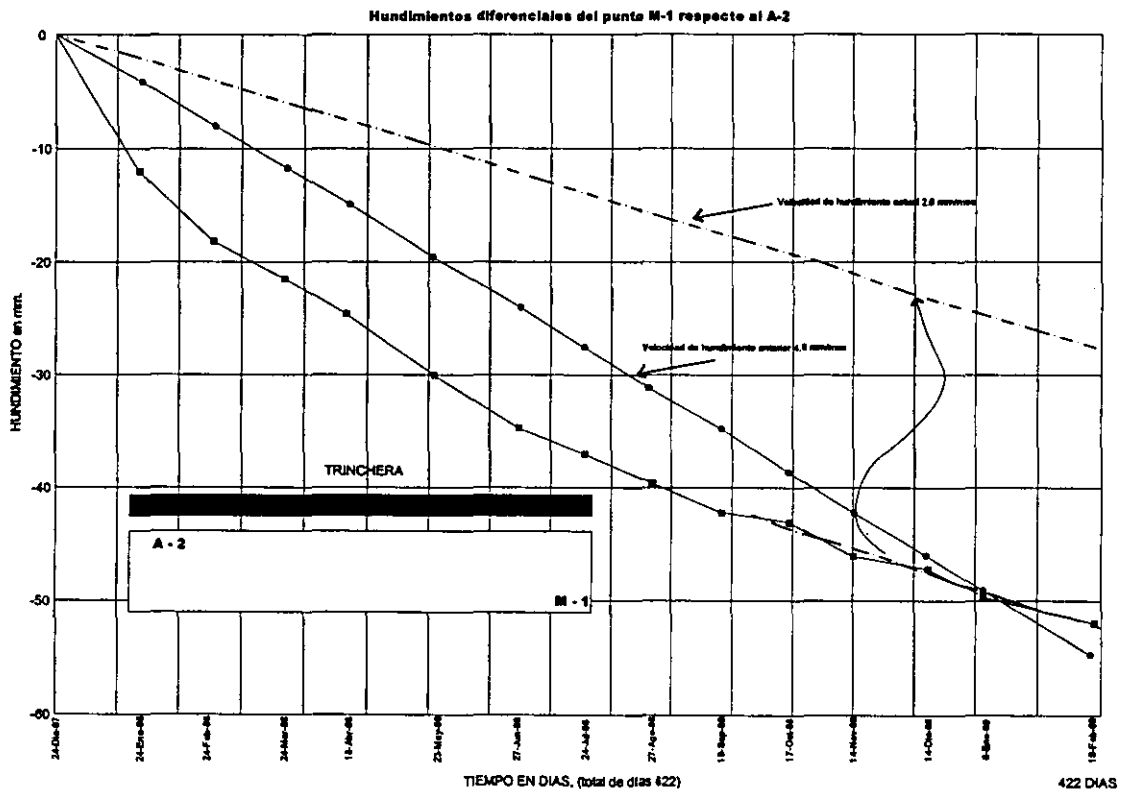


Figura 6.21. Gráfica de los hundimientos diferenciales del punto M-1 respecto al punto A-2. Gráfica proporcionada por TGC.

VII CONCLUSIONES

VII CONCLUSIONES

7.1 Conclusiones.

El desarrollo del presente trabajo de investigación ha sido fructífero, me ha enfrentado a un problema bastante complejo y de gran frecuencia en la ciudad de México, ha permitido el analizar las condiciones iniciales y finales de un determinado edificio por renivelar. La diferencia de resultados en los procedimientos llevados a cabo dan pie a que se propongan alternativas, que de alguna forma se podrían tomar como distintos caminos para la misma solución del problema. Esto es una retroalimentación de los mismos procedimientos utilizados, los que han demostrado algunas deficiencias conceptuales, mismas que son corregidas en el transcurso del procedimiento.

Las condiciones iniciales, respecto a los conocimientos relativos a las renivelaciones han cambiado radicalmente (en forma personal), debido a que el panorama que se debe considerar, para implementar determinado procedimiento de renivelación, es bastante especializado y amplio: desde el rescate histórico y cultural hasta estudios especializados en mecánica de suelos. De esta forma el evaluar si un procedimiento de renivelación puede resultar con éxito, depende de la flexibilidad que el proceso tenga. Si algo pude determinar, fue que no se tiene el éxito asegurado en un proceso así, entra en juego la capacidad de resolver los imponderables que se presenten en el transcurso del evento, de la gente a cargo de diseñar las propuestas. Asimismo juega un papel importante el costo económico que representa el llevar a cabo las renivelaciones, muchas veces el edificio a ser intervenido debe tener un papel histórico determinante en la historia de la ciudad, en otros casos, cuando esto no es así, se opta por determinar otra solución. Aquí entra en juego lo determinante que es el aspecto económico del proceso, es por eso que se presentan casos de este tipo en edificios con alto valor histórico, (aunque existen otros que no), y cuando esto no ocurre es por que renivelar es más económico y factible de realizar, que el demoler y volver a edificar nuevamente.

El ejemplo del subsuelo de la ciudad de México es bastante interesante, presenta grandes y específicos problemas, que son un gran reto para los técnicos mexicanos; es por esto que los mismos (geotecnistas) gozan de reconocido prestigio internacional y además tienen sobrada capacidad para resolver dichos problemas; capacidad que se ha adquirido a lo largo de generaciones, que se han tenido que enfrentar con esto.



Es cierto que el proceso que se lleva para renivelar un edificio, depende de bastantes factores, es por eso que es importante mencionar, que ante todo, se debe enfocar esto a la revaloración del papel del arquitecto en este aspecto.

Si en gran parte, actualmente, el que diseña la cimentación y la estructura de un edificio, no es un arquitecto, este debe tener los conocimientos necesarios para ubicar la mejor solución de cimentación de un edificio, esto se puede lograr, solamente reforzando algunos aspectos del conocimiento y de la formación profesional y mejorar la condición del arquitecto como constructor.

La renivelación es parte de la construcción y debe ser enfocado para darle solución como cualquier otro evento que se presente ante nosotros.

El problema de los edificios con hundimientos diferenciales va en aumento, la sobreexplotación de acuíferos no se detendrá de manera tajante, las condiciones del suelo de la ciudad serán iguales o peores que las actuales. Las soluciones para atacar dicha problemática hacen necesario que se estudien.

Se tiene determinados los puntos específicos en donde la problemática es mayor, zona del lago y zona de transición. Las tendencias de los hundimientos nos hacen notar el aumento de casos de hundimientos diferenciales. En la tabla 7.1 se presentan los resultados de los edificios renivelados, con diferentes métodos.

Tabla 7.1. Resultado de renivelaciones efectuadas en algunos edificios.

CASO	MÉTODO	RESULTADO
Iglesia del Pocito	Pilotes de Punta	Renivelado, presenta hundimientos actualmente.
Antigua Basílica de Guadalupe	Pilotes de Punta	Renivelado, actualmente presenta un buen funcionamiento, ayudado por las obras de estacionamientos construidos en las inmediaciones de la Basílica.
Iglesia de Las Capuchinas	Pilotes de control	Levantado y renivelado con este método, buen funcionamiento actual.
Templo de San Antonio Abad	Subexcavación	Renivelado, buena respuesta estructural.
Catedral Metropolitana	Pilotes de Control	No tuvo éxito, por falta de información geotécnica, solamente 30% de los pilotes trabajan bien.
Catedral Metropolitana	Subexcavación	Condición estructural como en 1942.
Casas Habitación Tlaquepaque.	en Inyecciones de Compactación	Incremento en la resistencia a la penetración estándar del suelo tratado.
Palacio de Bellas Artes	Inyección	Disminución de la compresibilidad del suelo, así como de los asentamientos.
Edificio de Gobierno de la FES Zaragoza	Subexcavación e Inyección	Renivelación casi perfecta. Disminución de la compresibilidad del suelo y de los hundimientos.



Las soluciones dadas en procesos para renivelar algunos edificios, tanto en la zona del lago como en la de transición, nos dan esperanzas, la capacidad de solución de los constructores, geotecnistas, arquitectos e ingenieros en la idealización de alternativas es reconocida internacionalmente.

El estar conscientes de que esta problemática se tendrá en mayor medida en el corto plazo nos debe mantener alertas a replantear o mejorar procedimientos impuestos.

Los costos de los procedimientos de renivelación son altos, por lo tanto entra en juego, nuevamente, la condición del valor del edificio, pero, además, la viabilidad económica de realizarlas.

Las obras realizadas en el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza tuvieron un costo total de \$3,093,460.49; 2.77 veces más de lo que se había presupuestado, que fue \$ 1'115,847.19. Si se toma en cuenta que el presupuesto de remodelación todavía tiene un costo de \$ 700,000.00 el proceso resulta bastante caro y la construcción de un nuevo edificio es menor si se construye de la misma forma. En este caso específico se determinó que la cimentación no fue la adecuada, por lo que en el caso de construir un nuevo edificio se tendría que utilizar un tipo de cimentación distinta, la más indicado sería a base de pilotes, pero dado el tipo de edificio (2 niveles), esto resultaría más caro y probablemente estaría adecuada para un edificio con más niveles.

En el caso del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, el experimento tuvo un costo del doble del presupuestado, sin embargo las acciones correctivas se mantuvieron, dado la importancia que este edificio representaba para emplear la técnica de subexcavación y analizar la factibilidad de la misma, ya que en toda la unidad los edificios que presentan hundimientos diferenciales son bastantes.

Las técnicas de mejoramiento de suelos es pionera en México, la FES Zaragoza ha sido ejemplo de este proceso, el caso de la inyección en el edificio de gobierno de la FES Zaragoza es un claro ejemplo de la efectividad de esta, reduciendo a la mitad la velocidad de hundimiento del edificio (fig. 7.1). Se tiene la posibilidad de implementarlo en más edificios en las mismas condiciones.

Entra en juego, asimismo, el factor de efectos de imponderables en el proceso de renivelación, problemas que surgen paulatinamente y que hacen que se encarezca la obra, de esta manera, no siempre se tiene el pleno control de dicho proceso.

Es importante que el papel del Arquitecto no quede en el simple proceso de concepción artística, se debe reforzar el conocimiento de las condiciones del subsuelo, se debe tomar en cuenta que de la buena información geotécnica que se tenga, el arquitecto tendrá la capacidad de definir dentro de su problemática el tipo de materiales a utilizar, la posibilidad de poder incidir directamente en la propuesta de cimentaciones y en la posibilidad de mejorar la tecnología de aplicaciones en materiales arquitectónicos que aligeren la obra.

El proceso de renivelación de un edificio, como se ha visto, es bastante complejo, requiere de la participación de gran cantidad de especialistas: mecánicos de suelos, estructuristas, especialistas en instalaciones. Además se ha visto que en el caso de el conjunto habitacional de Tlaquepaque, el procedimiento fue efectivo y más económico que cualquier otro; el caso de la FES Zaragoza, fue distinto: la obra se encareció demasiado debido a distintas circunstancias, sin embargo la condición del edificio volvió a estar en condiciones de habitabilidad. Creo que la decisión se debe tomar no en el aspecto de lo económico, se debe afrontar como un reto de los constructores, de mostrar la capacidad de diseñar estrategias que puedan llevar a implementar esta técnica y no planear alguna otra, como demoler, por ejemplo. Es importante remarcar esto, debido a que la problemática de los hundimientos en la ciudad de México apenas empieza a vislumbrarse, se debe tener la idea de que estos problemas van a presentarse con mayor frecuencia y que las decisiones deben tomarse en este sentido: desarrollar alternativas más rápidas y económicas para resolver los hundimientos diferenciales.



Una de las condiciones importantes de este trabajo, es la de dar un claro sentido de que el papel del arquitecto debe ir más allá del proyecto arquitectónico.

La formación del arquitecto debe verse desde el punto de vista del entorno que lo rodea, en el caso específico de la ciudad de México, las condiciones del subsuelo deben condicionar esta formación, no es posible que al terminar la carrera de Arquitectura, el futuro profesionalista no tenga idea de esta problemática. El actual plan de estudios de la carrera no se enfoca a preparar al alumno a la problemática real de las construcciones en la ciudad, dejando un vacío en su formación que se refleja en el mercado laboral, al no poder dar soluciones a dicha problemática, dejando este rubro para los ingenieros y especialistas en geotecnia.

La gran incidencia de edificios con hundimientos diferenciales, tanto en el centro histórico como en las zonas de transición abrupta, implica que sea necesario intervenirlos, ya sea para recimentarlos o para renivelarlos.

El que se conozca las características del suelo en la ciudad implica que se tiene ya ventaja para solucionar la cimentación.

La experiencia y conocimiento de estos casos, resulta en mejores propuestas de diseño, en la FES Zaragoza, la construcción del nuevo edificio de gobierno se realizó con sistemas estructurales más ligeros, y con una cimentación adecuada a las condiciones locales del suelo.

Las técnicas para renivelar un edificio son variadas, de los ejemplos contenidos en este trabajo, las renivelaciones con pilotes de control son utilizados en construcciones con bastante peso.

En la Catedral Metropolitana fue utilizado como un primer intento por mejorar su condición estructural, la falta de información geotécnica en ese entonces produjo que no fuera un éxito esta aplicación, ya que solamente un pequeño porcentaje de los pilotes se apoyaron en un estrato resistente y gran cantidad perdió su funcionalidad.

Ante este intento un tanto fallido, se requirió un método diferente, que garantizara que se recuperara el desnivel que la Catedral presentaba. La técnica a utilizar, probada su eficiencia en la aplicación en el templo de San Antonio Abad, debía cumplir con este requerimiento.

Es de esta manera que se analiza la importancia de apoyar las técnicas novedosas que emplean nuevas tecnologías, con la finalidad de aportar mayor control en los asentamientos inducidos en los edificios, la de mejorar los tiempos de avance de las obras y de hacer menos costosos los procesos.

Los buenos resultados obtenidos en la renivelación del Templo de San Antonio Abad, hicieron que se aceptara la utilización de la misma técnica en la Catedral Metropolitana. Asimismo los excelentes resultados en la inyección del subsuelo en el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, incidieron de manera satisfactoria en la determinación de inyectar el subsuelo de la Catedral Metropolitana.

Si el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, no hubiera sido intervenido, tanto en la renivelación como en la inyección, no se habría obtenido la valiosa información con la que se cuenta actualmente en este campo. De este tipo de experiencias se determina que tanto influye el aspecto económico de la obra, en este caso específico valió la pena invertir en este experimento ya que no solamente se reniveló el mismo, sino que se mejoró la técnica de subexcavación y se comprobó de manera práctica la teoría del fracturamiento hidráulico.

En materia de renivelación de edificios es importante la retroalimentación de cada uno de los procesos, ya que se puede determinar que aspectos son los que están mal analizados y mal planeados. El procedimiento de subexcavación de San Antonio Abad está fundamentado en una metodología para aplicarse en la Torre de Pisa, de la adecuación de la misma a las condiciones del subsuelo en la ciudad de México se llegó a perfeccionar y aplicarla en la Catedral, este mismo principio se volvió a adaptar en el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza y se perfeccionó para determinadas circunstancias, mismas que hicieron modificar la idea de la subexcavación e implementar las "paletas" de subexcavación. Así queda determinado que la tecnología hace que los procesos puedan adaptarse a cualquier condición y ofrecer una solución específica para cada caso,



esto es importante dado la infinidad de casos, en función de las variaciones estratigráficas en todo el valle de México.

Como se ha mencionado la solución para cada caso específico hace que se ideen nuevas posibilidades y se mejoren las técnicas. La renivelación de edificios en décadas pasadas estaba sustentada en los pilotes de punta, este procedimiento empezó a tener problemas cuando se vio que empezaban a sobresalir los edificios de las banquetas y los jardines y calles. Del mejoramiento de este concepto surgen los pilotes de control, mismos que presentan una mejor solución dadas las características de hundimientos del subsuelo. Con este método es que se han renivelado bastantes edificios y se han mantenido en pie por bastante tiempo y ofrecen muy buena seguridad estructural. De la técnica de subexcavación se puede decir lo mismo, se adaptó a la situación característica de la estratigrafía de la FES Zaragoza y se logró tener éxito. En los casos en donde la estratigrafía y las condiciones del subsuelo son similares pueden implementarse las mismas técnicas y así sucesivamente mejorar las mismas y dar soluciones concretas a cada caso.

La renivelación de edificios queda pues como una verdadera opción para mantener en pie gran cantidad de edificios que presentan hundimientos diferenciales y que ponen e peligro su estabilidad estructural, de la misma manera que es la mejor opción de dejar intacto un edificio cuyo valor arquitectónico sea importante. Ante la alta probabilidad de que se presenten edificios en estas condiciones es alentador que cada día se presenten nuevas soluciones para estos problemas. Las implicaciones de costo también están determinadas de la retroalimentación de cada proceso, ya que con cada uno de ellos se van encontrando métodos más eficientes y rápidos, cabe mencionar que si se presentara un caso idéntico que el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, el costo de la obra seguramente sería significativamente menor, ya que se tiene la experiencia y se han mejorado los tiempos y técnicas empleadas.

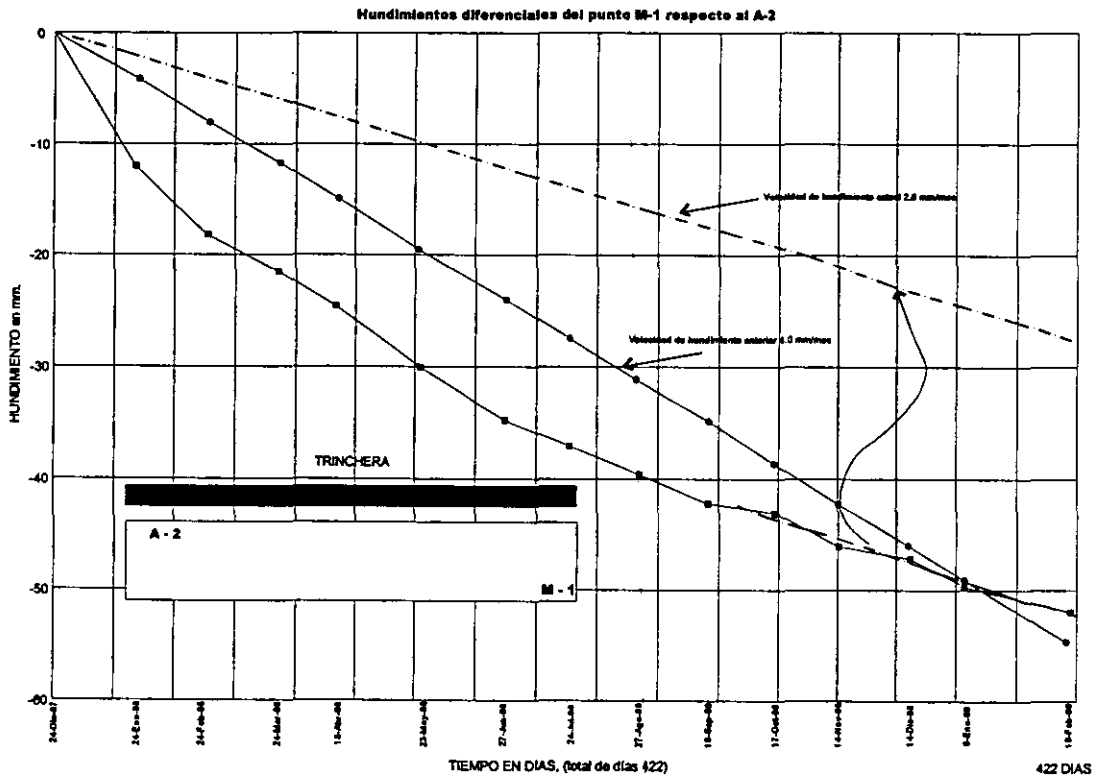


Figura 7.1. Gráfica de los hundimientos diferenciales del punto M-1 respecto al punto A-2. Gráfica proporcionada por TGC.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Aguirre Cárdenas, Jesús. *Arquitectura y Subsuelo. El centro histórico de la Ciudad de México*. Tesis para obtener el grado de Doctor en Arquitectura. Facultad de Arquitectura. UNAM, 1995.
- CNA. *Nuestros orígenes*. Ensayos sobre la ciudad de México. México, 1994.
- *Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana*, Diagnóstico y Proyecto Geotécnico, Aspectos arquitectónicos y estructurales. Informe Técnico. Amigos de la catedral, México, 1995.
- DDF. *Imagen de la gran capital*, México, 1985.
- DDF. *Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal*, México, 1975.
- Espinosa López, Enrique. *Ciudad de México. Compendio cronológico de su desarrollo urbano 1521 - 1980*. México, 1991.
- Fernández Loaiza, Fernando. *Mejoramiento y estabilización de suelos*. Limusa, 1982.
- González Flores, Manuel. *Recimentación y levantamiento de la Iglesia de las Capuchinas*. Informe técnico. México, 1981.
- Gordon A. Fletcher, *Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción*, Limusa, México, 1978.
- Greene Castillo, Fernando, Nava Díaz, David. *Reporte de los trabajos de renovación del edificio de Gobierno de la FES Zaragoza*, Facultad de Arquitectura, UNAM, México, 1998.
- Herrera y Ascue, Carlos. *Respuestas del Suelo. Cimentaciones para Arquitectos*. Tesis para obtener el grado de maestro en Tecnología de la Arquitectura, Facultad de Arquitectura. UNAM. México, 1982.
- INBA, *La Construcción del Palacio de Bellas Artes*, México. 1994.
- *Informes de la Sociedad Mexicana de Suelos*. Zacatecas 1992, SMMS, México 1992.
- Juárez Badillo, Eulalio, *Mecánica de Suelos*. T. I, Limusa, México, 1989.
- Juárez Badillo, Eulalio, *Mecánica de Suelos*. T. II, Limusa, México, 1996.



- López Zaldaña, R.A., Lazcano Díaz del Castillo, S., Recimentación de 126 casas a base de inyecciones de compactación en Guadalajara, Jalisco, SMMS, México 1996, p. 275-278.
- Marsal y Mazari. El subsuelo de la ciudad de México. Facultad de Ingeniería. UNAM. México, 1959.
- Mooser F., Estudio geológico del valle de México, trabajo no publicado. México, 1985.
- Moreno Pecero, Gabriel. Influencia del abatimiento piezométrico en los agrietamientos y hundimientos del subsuelo. Simposio El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México. SMMS, México, 1978, pp. 186-192.
- Moreno Pecero, Gabriel. Refoundation research of Mexico's National Palace. X ICSMFE, Estocolmo, 1981, pp. 133-137.
- Nuñez Garduño, C., Hundimiento del subsuelo de la ciudad de México, XVIII Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Morelia, 1996. SMMS, México 1996.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal
- Sanders, William T., Et. Al., The basin of Mexico, ecological processes in the evolution os a civilization. Academic Press, New York, 1979.
- Santoyo, Enrique, Segovia, José A., Recimentación y renivelación en monumentos históricos, TGC, México, 1995.
- Santoyo, Enrique, Inyección del subsuelo del Palacio de Bellas Artes, Vector de la ingeniería civil, No. 4, México, 1997.
- Santoyo E. y E. Ovando. Termina la subexcavación de la Catedral. Vector de la ingeniería civil, No. 14, México 1998.
- Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal. Manual de exploración geotécnica. México, 1988.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. SMMS. Recimentaciones. México, 1990.
- Sowers B. George, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Limusa, México, 1986.
- Tamez, E., SMMS. Undécima conferencia Nabor Carrillo. Hundimientos diferenciales de edificios coloniales en el Centro Histórico, México, 1992.
- Vega Muñoz, Lorena. Efectos de la inyección en la compresibilidad de las arcillas del valle de México. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, ENEP Acatlán, México, 1998.
- Veitez Utesa Luis. Mejoramiento masivo de suelos. Reunión Técnica, SMMS, México, 1980, pp. 41-44, 94-101, 117-118.
- Zeevaert, Leonardo, Interacción suelo - estructura, Noriega - Limusa, México, 1991.