



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN**

SUPERVISIÓN DE UN EDIFICIO PARA DEPARTAMENTOS CON CIMENTACION

TIPO "CAJON"

TRABAJO PROFESIONAL

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

RAMIREZ CORREA ROBERTO

Asesor: DR. RAÚL PINEDA OLMEDO



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer primero que todo a Dios, que aun a pesar mío, siempre me ha guiado por el camino correcto.

A mis padres que no midiendo limitaciones siempre me han apoyado.

A mi madre que ha sido un aliciente y un ejemplo de tenacidad.

A todos mis hermanos; Javier, gran persona con animó admirable; José Luis, un ser humano notable; Remedios, un ejemplo de perseverancia y a Marcelo. Quienes a su manera siempre me han apoyado.

Un agradecimiento especial a mi asesor el Dr. Raúl Pineda Olmos, por su gran apoyo e incentivo para comenzar este trabajo.

A todos mis sinodales: Lic. Celso Barrera Chávez, Lic. Alejandro Ortega Gómez, Mtra. María Luisa Jiménez Jiménez y Mtro. Oscar Callejas Moreno por sus atinadas observaciones y apoyo.

A el gran apoyo por parte del Programa de Ingeniería Civil de la FES ACATLAN.

A todos los profesores que durante mi formación compartieron su conocimiento.

A la gran hacedora de Profesionistas de México, que me ha permitido absorber grandes conocimientos, la UNAM, por medio de la FES ACATLAN.

Gracias inmensas a todos.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a Dios por permitirme cerrar esta etapa de mi vida.

A mi familia, de quien siempre he tenido el aliciente para seguir adelante.

A la UNAM y FES ACATLAN por otorgarme un espacio en sus aulas y darme la oportunidad de prepararme y ser una mejor persona.

INDICE

PAG.

Introducción.	1
Capítulo 1.- Antecedentes	19
1.1. Localización y descripción del proyecto.	19
1.2. Departamento Prototipo.	23
1.3. Planos y cortes.	28
1.4. Descripción de colindancias.	31
Capítulo 2.- Estudios del subsuelo.....	34
2.1. Trabajos ejecutados.	34
2.2. Geología general de la zona.	40
2.3. Zonificación geotécnica.	47
2.4. Geología particular de la zona.	50
2.5. Capacidad de carga.....	53
Capítulo 3. Preliminares.	56
3.1. Demolición.....	56
3.2. Trazo de los ejes principales.....	61
Capítulo 4. Excavación.	63

Capituló 5. Protección de colindancias.	67
Capituló 6. Proceso constructivo.....	69
6.1. Plantilla de cimentación.	69
6.2. Cajón de cimentación.	71
6.3. Losa fuerte o nervada.....	80
6.4. Entrepisos.	85
6.5. Azoteas.	89
Capituló 7. Proceso de supervisión	91
Conclusiones y recomendaciones.	100
Reflexiones del trabajo profesional realizado.....	104
Bibliografía.....	107

INTRODUCCION

El cimiento es el elemento estructural que tiene como función el de distribuir las cargas al subsuelo. La cimentación es el conjunto cimiento-suelo.¹

La cimentación o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura y el terreno en que se apoya. Tiene como función lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya. Para que lo anterior se satisfaga, debe haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la construcción misma o en las construcciones vecinas, así como en las instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación.²

El objetivo de una cimentación es el transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable durante su vida útil.

Factores que determinan el tipo de cimentación.³

1. La magnitud y distribución de las cargas de la estructura, así como sus dimensiones y rigidez.
2. El perfil estratigráfico del terreno de apoyo y la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos (capas) del perfil del subsuelo del sitio.
3. Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y el costo de la superestructura.

¹ (Celso, 1993)

² (Meli Piralla, 1990)

³ (Tamez González, 2001)

Debe observarse que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente ingenieril debe estudiarse no sólo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.⁴ Se llega así a la contribución fundamental de la Mecánica de Suelos al problema de las cimentaciones, contribución de doble aspecto que involucra dos problemas de la misma importancia para garantizar el éxito final. Por un lado, abordando un problema de Capacidad de Carga, se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante; por otro lado, será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando siempre que éstos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate.

Clasificación de las cimentaciones.

1. Cimentaciones superficiales.
 - 1.1.Zapatatas aisladas
 - 1.2.Zapatatas corridas.
 - 1.3.Losas.

2. Cimentaciones compensadas.
 - 2.1.Cajón de cimentación.

3. Cimentaciones profundas.
 - 3.1.Pilotes.
 - 3.2.Pilas.

⁴ (Juárez Badillo E)

Cajón de cimentación

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50 % del área total disponible, es conveniente emplear una losa de cimentación. Esto obviamente ocurrirá en suelos de baja capacidad de carga con gran deformabilidad. La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa plana sin trabes, con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, a cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones diferenciales, especialmente en terreno blando. Cuando el suelo es excesivamente compresible, como la arcilla de la Ciudad de México, generalmente se recurre a una cimentación compensada (parcial o totalmente), empleando para tal fin un cajón, con o sin pilotes; formado por dos losas y una retícula de trabes.

La construcción de una losa de cimentación implica la excavación hasta cierto nivel del suelo bajo la construcción. Con ello se está liberando el suelo subyacente de la carga de material excavado, de manera que, si la construcción de la cimentación y de la edificación se hace con la suficiente rapidez y con las debidas precauciones para evitar expansiones fuertes, la parte del peso de ésta (que iguala al del material excavado) no producirá incremento de esfuerzos ni hundimientos en el subsuelo; cuando se tiene una cimentación del tipo totalmente compensada. En los suelos saturados y poco permeables, como las arcillas de la cuenca del Valle de México, se aprovecha este principio para realizar cimentaciones flotantes, o por sustitución en que una cimentación de tipo cajón se coloca a una profundidad tal que sustituye totalmente o, en algunos casos, sólo parcialmente el peso del subsuelo.

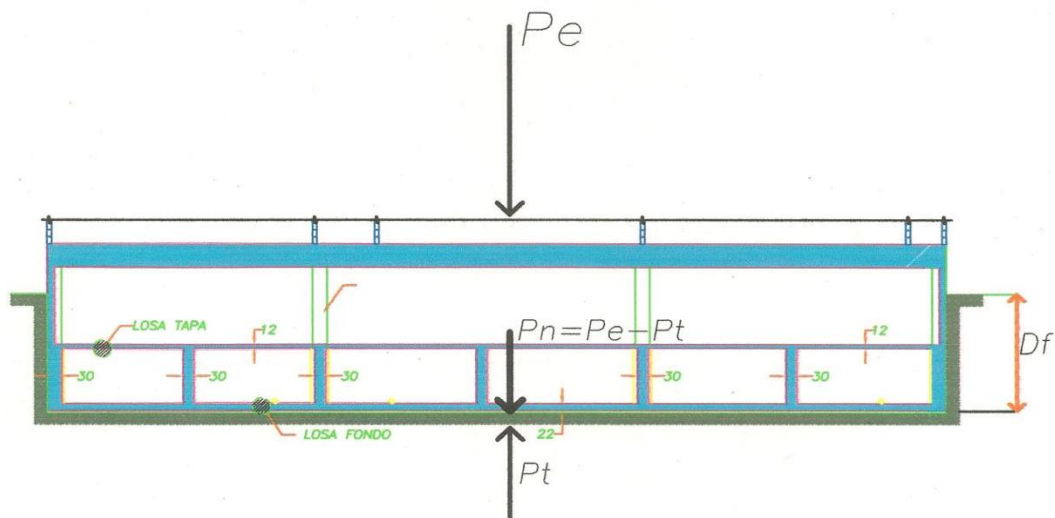


Fig. 1. Cimentación sobre cajón.

La figura N°1 presenta el caso de una cimentación formada por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad D_f , el cual soporta el peso P_e de una estructura que incluye el peso propio del cajón.

Para construir esta cimentación se requiere excavar un volumen de tierra cuyo peso P_t al ser retirado del sitio, produce la descompresión de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de la excavación. Al terminar la construcción del edificio se habrá colocado sobre el fondo todo el peso de la estructura P_e , con lo cual se volverán a comprimir los estratos de suelo subyacentes antes descomprimidos. Según sea la relación entre la magnitud de los pesos de la estructura y de la tierra excavada, se tendrá alguno de los tres casos siguientes:⁵

⁵ (Tamez González, 2001)

Cimentación totalmente compensada

Cuando el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada,

$$\mathbf{P_e = P_t} \quad \text{o bien,} \quad \mathbf{P_n = P_e - P_t = 0}$$

Donde **P_n** es el incremento neto de carga aplicada al suelo subyacente a la losa de cimentación.

Se dice entonces que se tiene una cimentación totalmente compensada, o simplemente, una cimentación compensada, en la cual, al terminar la construcción del edificio, los esfuerzos finales inducidos al suelo en el que se apoya el cajón son iguales a los que tenía antes de hacer la excavación. Esto implica, al menos en teoría, que el asentamiento de la cimentación debería ser nulo. Sin embargo, la observación del comportamiento real de cimentaciones de este tipo construidas en las arcillas blandas del Valle de México demuestra que, al descargar el suelo con la excavación se produce la expansión del fondo ρ_e , la cual se recupera al volver a aplicarle la misma carga con el peso de la estructura, produciéndose así un asentamiento del cajón ρ_r igual a la expansión generada por la descarga; es decir que:

$$\rho_r = \rho_e$$

Cimentación parcialmente compensada

Cuando el peso de la estructura es mayor que el de la tierra excavada se tiene una cimentación parcialmente compensada, también llamada cimentación subcompensada. Esta condición se expresa por la ecuación:

$$\mathbf{P_e > P_t} \quad \text{o bien;} \quad \mathbf{P_n = P_e - P_t > 0}$$

Es evidente que el incremento neto de la carga **P_n**, no compensada por la excavación, será soportado por la masa de suelo subyacente al cajón e inducirá en ella esfuerzos de compresión y cortantes adicionales a los que tenía en su estado natural, antes de excavar. Este nuevo estado de esfuerzos generará un asentamiento ρ_n , por consolidación de la arcilla subyacente, adicional al que se produzca por recuperación de la expansión creada por el proceso de excavación. Por tanto, el asentamiento total ρ_t de una cimentación subcompensada será:

$$\rho_t = \rho_n + \rho_r$$

Por otra parte, el incremento de carga neta inducirá esfuerzos cortantes que deberán ser equilibrados por una adecuada capacidad de carga de la cimentación en su conjunto.

Cimentación sobrecompensada

Es aquella en la que el peso de la estructura es menor que el de la tierra excavada; es decir, que se obtiene un decremento neto de la carga llamado carga sobrecompensada **P_{sc}**, expresado por las ecuaciones:

$$\mathbf{P_e < P_t} \quad \mathbf{o\ bien; \quad P_n = P_e - P_t < 0}$$

La carga sobrecompensada representa, físicamente, una descarga permanente del suelo subyacente al cajón. En esta condición, los esfuerzos de compresión finales en la masa de arcilla serán menores que los esfuerzos naturales originales, lo que implica que:

El asentamiento por recuperación ρ_r será menor que la expansión generada por la excavación.

La disminución de los esfuerzos de compresión inducirá un proceso de expansión volumétrica lenta, que se desarrollará a lo largo de varios años después de terminada la construcción del edificio.

Los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga neta son de sentido contrario a los que genera una sobrecarga en el caso de la cimentación subcompensada y, generalmente, no constituyen un problema de capacidad de carga.

Capacidad de carga de cimentaciones someras.

Al aplicar carga a una cimentación cualquiera se produce un desplazamiento vertical de ésta, comúnmente llamado asentamiento. La figura N° 2 muestra el desarrollo del asentamiento ρ , medido en una zapata cuadrada de ancho B , al aplicarle una carga creciente Q .

La relación entre ρ y Q se muestra en la gráfica b, en la que el punto L corresponde a la carga máxima Q_{max} que la zapata puede soportar, en la que se produce la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.

La carga máxima se denomina capacidad de carga última Q_u , o simplemente capacidad de carga. Cuando se alcanza la carga última Q_u la zapata se encuentra a punto del colapso. Lo que es obviamente inadmisibles para la estructura apoyada sobre la zapata; pero este valor de la carga resulta de gran utilidad como punto de referencia para definir la capacidad de carga admisible Q_a para la zapata en cuestión y para cualquier otro tipo de cimentación.

La carga admisible Q_a para el diseño de la zapata debe ser solo una fracción de la carga última Q_u , con el doble propósito de:

- Evitar la falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga aplicada.
- Limitar el asentamiento a valores tolerables para la estructura.

La carga admisible Q_a ante la falla por esfuerzos cortantes, se obtiene a partir de la capacidad de carga última Q_u , afectada por un factor de seguridad FS , según la ecuación:⁶

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS}$$

El factor FS suele variar entre 2 y 3. Es evidente que mientras mayor sea este factor, más alejada estará la zapata del colapso por falla del suelo bajo los esfuerzos cortantes inducidos por la carga admisible Q_a , esto implica que, en la gráfica ρ - Q de la figura N° 2, la carga admisible se encontrará en algún punto de la rama ascendente de la gráfica, en el cual se produce un asentamiento ρ_a .

El asentamiento ρ_a , para la carga Q_a , deberá estar dentro de límites tolerable para la estructura, de lo contrario, debe elegirse otra forma, dimensión o tipo de cimentación que satisfaga este requisito. Esto significa que, el asentamiento inducido por la carga admisible por esfuerzos cortantes Q_a , no necesariamente es aceptable para la estructura; lo que implica que la carga de diseño para la zapata debe ser evaluada también en función del asentamiento admisible para la estructura.

En la figura N°2, el segmento OE de la gráfica asentamiento versus carga se aproxima a una recta, lo que implica que la relación entre ρ y Q es aproximadamente lineal y puede considerarse que el suelo se encuentra en equilibrio elástico dentro de este intervalo de cargas. En el punto L , en cambio, se encuentra en un estado de equilibrio límite, que corresponde a la condición de falla plástica del suelo de apoyo. Por ello, los modelos analíticos para calcular la capacidad de carga límite Q_u de cimentaciones sobre zapatas se derivan de la teoría de la plasticidad, en tanto que, el análisis del asentamiento para la carga admisible Q_a se efectúa con modelos basados en la teoría de la elasticidad.

⁶ (Tamez González, 2001)

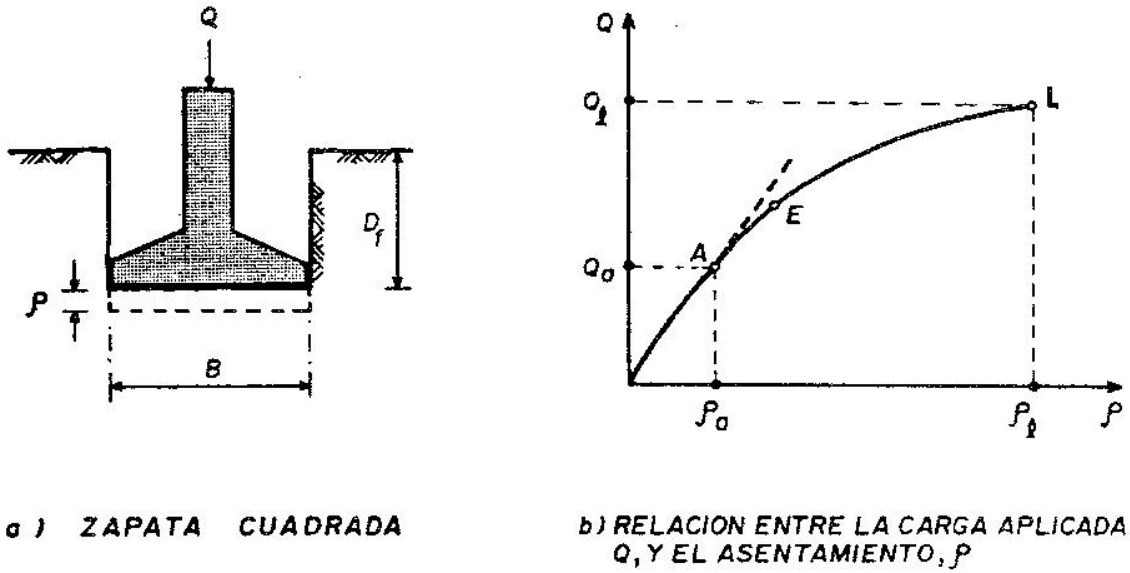


Fig. 2. Relación entre carga y asentamiento de una zapata.

Capacidad de carga de zapatas

Los factores que intervienen en la capacidad de carga de una cimentación somera se comprenden fácilmente a través de la ecuación desarrollada por K. Terzaghi para el equilibrio límite de una zapata de longitud infinita y ancho B, que se muestra en la figura N° 3.

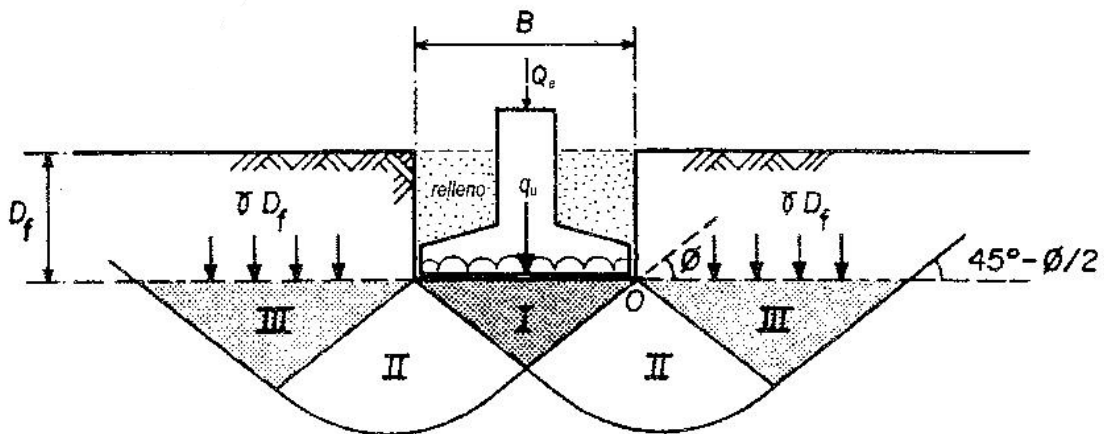


Fig. 3. Mecanismo de falla para una zapata de longitud infinita.

Este mecanismo de falla se basa en un modelo teórico de Prandtl, desarrollado después por Terzaghi para suelos reales, tomando en cuenta el peso del suelo y la fricción entre el suelo y la zapata. La máxima presión media q_u aplicada en la base de la zapata produce la falla del mecanismo, el cual está formado por las zonas I, II y III, con las siguientes características:

Zona I. Es una cuña de suelo que desciende junto con la zapata, en donde el suelo se encuentra en equilibrio elástico y su deformación volumétrica es pequeña, su inclinación está dada por el ángulo ϕ .

Zona II. Es una zona de equilibrio plástico radial, donde las superficies de falla curvas son espirales logarítmicas y las plantas son radios de la espiral que pasan por el punto O.

Zona III. En la que las superficies de falla plástica son planas y forman un ángulo de $(45^\circ - \phi/2)$ con la horizontal.

El suelo que se encuentra a los lados de la zapata, sobre su plano de apoyo, ejerce una presión confinante $p_o = \gamma D_f$ sobre la zona III, siendo γ el peso volumétrico del suelo confinante.

El equilibrio límite de este mecanismo se alcanza cuando el desplazamiento vertical de la zapata p es suficientemente grande para desarrollar la deformación plástica del suelo en las zonas II y III. Considerando que dentro de estas zonas plásticas el suelo es homogéneo y su resistencia al corte está dada por la expresión general de Coulomb:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

Terzaghi obtuvo la siguiente expresión general de la capacidad de carga última del suelo bajo una zapata de longitud infinita y ancho B:

$$q_u = c N_c + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

En la que: q_u Capacidad de carga última del suelo, en ton/m²

γ_1, γ_2 Peso volumétrico del suelo bajo la zapata y sobre

El nivel del desplante, respectivamente, en ton/m^2

C Ordenada al origen de la envolvente de resistencia al corte del

Suelo (cohesión), en ton/m^2

N_c, N_ν, N_q Factores de capacidad de carga, que son función del ángulo de fricción

Interna del suelo

B Ancho de la zapata, en m

Df Profundidad del desplante de la zapata, en m

Compresibilidad y consolidación de los suelos.

Compresibilidad

Al aplicarle una carga a cualquier cimentación se induce un nuevo estado de esfuerzos en la masa de suelo en que se apoya el cimiento; este nuevo estado de esfuerzos produce deformaciones del suelo, que se manifiestan en asentamiento de la estructura. Por ello, la predicción de la magnitud del asentamiento y el tiempo en que éste se desarrolla son objetivos fundamentales del buen diseño de cualquier cimentación.

La magnitud del asentamiento depende de varios factores, que son:

- La compresibilidad volumétrica (m_v) espesor de cada uno de los estratos de suelo que se encuentran bajo el cimiento.
- La intensidad y distribución de los esfuerzos inducidos por las cargas de la estructura.

El tiempo en que se desarrolla el asentamiento depende, principalmente, de los siguientes factores:

- El coeficiente de consolidación (C_v) de los suelos de cada estrato, el cual es una función directa del coeficiente de permeabilidad e inversa del módulo de compresibilidad volumétrica.
- El espesor de los estratos compresibles y la ubicación de las fronteras de drenaje de cada estrato.

Compresibilidad volumétrica.

La deformación volumétrica de cualquier suelo bajo un incremento de presión tiene dos componentes:

1. La deformación de las partículas sólidas al aumentar la presión entre sus contactos.
2. La disminución del volumen de los poros del suelo, producida por el desplazamiento relativo de las partículas al deslizar entre sí para alcanzar un nuevo equilibrio.

Para los niveles de esfuerzos normalmente aplicados a los suelos por las obras de ingeniería, la deformación de las partículas sólidas es muy pequeña en comparación con la disminución del volumen de los poros, por lo que se usa el término compresión volumétrica al referirse a la deformación de un suelo bajo esfuerzos de compresión y, en consecuencia, a esta propiedad mecánica se le llama compresibilidad volumétrica de los suelos.

Consolidación.

Si los poros del suelo están totalmente llenos de agua (suelo saturado), al disminuir el volumen de los poros se expulsa un volumen de agua igual al decremento de volumen de los poros. Si la masa de suelo tiene grandes dimensiones y baja permeabilidad, se requerirá un cierto tiempo, después de la aplicación de la carga, para que se realice la expulsión del agua de los poros y tome lugar el cambio de su volumen. El tiempo necesario para que ocurra el cambio volumétrico depende de la permeabilidad y de las dimensiones de la masa de suelo. Así, en las arenas limpias, consideradas como suelos de alta permeabilidad, la deformación volumétrica ocurre, prácticamente, en el tiempo que toma el colocar la carga de la estructura; mientras que, en las arcillas, que poseen muy baja permeabilidad, ese tiempo suele ser de varios años. Al proceso gradual mediante el cual un suelo saturado se comprime bajo la acción de una carga, reduciendo el volumen de los poros y expulsando agua, se le llama proceso de consolidación.

Diseño estructural de la cimentación

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones para el Distrito Federal, establecen que los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1 de estas Normas. Estas combinaciones, comprenden dos casos:⁷

- Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.). Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite

⁷ (NTC, 2004)

de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

- Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo). Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para ambos casos deberán revisarse dos condiciones límite: de falla y de servicio.

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante.
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

Los factores de carga, F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomara con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_r , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para los estados límite de falla:

- a) $F_r=0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 metros de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $F_r= 0.70$ para los otros casos.

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son del tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q Fc}{A} < C u N c F r + P v$$

$\sum Q Fc$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A es el área del cimiento;

Pv es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

Cu es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial;

Nc es el coeficiente de capacidad de carga;

Fr es el factor de resistencia.

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes.

El problema a resolver, al diseñar estructuralmente la cimentación consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura durante la construcción, y posteriormente durante su vida útil. Conocida esta distribución de ecuaciones es posible, mediante las ecuaciones de la estática, calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, y calcular la cantidad de acero de refuerzo y sus distribución entre los elementos estructurales que constituyen la cimentación.

Una parte esencial del diseño consiste en definir, de manera compatible con el costo, cuáles son los estratos de suelo más adecuados para soportar las cargas transmitidas por la estructura, cuál es el tipo de subestructura que mejor transmite dichas cargas y cuál es el procedimiento constructivo más apropiado. Uno de los factores más importantes para definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo o compactación que puedan presentarse, especialmente el efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes.⁸

Alcances y objetivo del presente trabajo

En el presente trabajo se presenta una descripción de la construcción de un edificio de departamentos de 6 niveles; cuya cimentación será por medio de un “cajón” de cimentación que será parcialmente compensada.

Este edificio se ubicara en un predio ubicado en la calle de Alfonso Herrera N° 67, Colonia San Rafael, Delegación Cuauhtémoc, México, D.F. El edificio tendrá 6 niveles y un sótano de estacionamiento.

⁸ (Meli Piralla, 1990)

Este edificio albergara 137 departamentos de interés medio, se tendrán 11 prototipos diferentes con áreas de construcción que van desde los 55.00 m² hasta los 66.00 m², contendrá 2 elevadores y tendrá la capacidad de albergar 139 cajones de estacionamiento.

Los departamentos tendrán todos los servicios básicos desde agua potable, desagües sanitarios, instalación eléctrica, teléfono, interfon y señal de t. v.

La solución de cimentación para este edificio es a base de un cajón de cimentación parcialmente compensada, consistente en un sistema de losa rigidizado por una retícula de trabes rematado con otra losa para en conjunto formar un 'cajón', llamado comúnmente 'cajón de cimentación'.

Es así como se hace una descripción de los diferentes trabajos que se efectuaron para poder construir este edificio; desde los estudios del subsuelo, criterios de diseño, hasta la demolición de la construcción existente y la construcción de él edificio en sus diferentes etapas.

La construcción se realizó de una forma muy tradicional, esto es se usó equipo muy básico, usando materiales y técnicas muy tradicionales como es el uso de madera como cimbra, acero de refuerzo unido por medio de traslapes, etc.

Capítulo 1.- Antecedentes.

1.1. Localización y descripción del proyecto

Se proyecta la construcción de un edificio de departamentos de interés medio que se ubicara en la calle de Alfonso Herrera N°67, Colonia San Rafael, Cuauhtémoc, México D.F. (Fig. N° 4).

El proyecto, se clasifica como tipo B1, según artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y un uso de suelo HC 6/35 que permite construir hasta 6 niveles con un 35% de área libre.

El proyecto forma parte de un proyecto general que contempla la construcción de dos edificios en 2 etapas constructivas distintas y que tendrán una plaza común a ambos edificios en la planta baja, los dos edificios tendrán accesos e instalaciones independientes. El presente trabajo describe la Etapa I, edificio cuya fachada principal está orientada a la calle de Alfonso Herrera, posteriormente se construirá en una Etapa II el otro edificio con acceso principal a la calle de Joaquín García Icazbalceta.

El predio donde se desplanta el edificio ocupa una superficie de 2532.26 m² aproximadamente con un frente de 56.88 m. sobre la calle de Alfonso Herrera.

Este edificio constara de 6 niveles más sótano de estacionamiento, la cimentación será por medio de un cajón de cimentación desplantado a -3.50 metros. Del nivel de la banqueta y cuya losa tapa servirá como superficie de rodamiento de él estacionamiento. El edificio tendrá una altura total de 16.90 m.

El edificio contendrá 137 departamentos de 11 prototipos, con áreas desde los 55.00 a los 65.00 m²; 139 cajones de estacionamiento (Fig. N° 5), de los cuales 107 grandes, 26 chicos y 6 para discapacitados; 1 cuarto de vigilancia, 14 bodegas; 1 cuarto de maquina; 1 depósito para la basura y tendrá 2 elevadores.

La altura que tendrán los departamentos entre entrepisos será de 2.50 m. salvo los departamentos de la planta baja que por cuestiones arquitectónicas tendrá un entrepiso de 2.90 m.

La estructura del edificio será de concreto reforzado hasta la planta de acceso (N.P.T. +1.50), donde se localiza una losa nervada de 0.70 metros de espesor, a partir de la cual se desplantaran muros de block de concreto de 0.12 x 0.20 x 0.40 metros, reforzados interiormente y sistemas de piso de losas macizas de concreto reforzado con espesores de 10 y 12 cm. hasta 6 niveles.

Calculo del cubo de iluminación:

$$H = 2.50 \text{ m}$$

$$\text{No. De Niveles} = 6$$

$$2.50 \times 6 = 15.00 - 0.90 \text{ (altura del antepecho)} = 14.10 \text{ m}$$

$$14.10 / 3 \text{ (locales habitables)} = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Lado mínimo} = 4.70 \times 0.80 = 3.76 \text{ m}$$

Dimensiones de los cubos de iluminación:

CUBO "A"	5.74 X 5.53 m.	CUBO "G"	3.80 x 10.12 m.
CUBO "B"	3.76 X 11.35 m.	CUBO "H"	3.80 x 6.30 m.
CUBO "C"	3.76 X 11.62 m.	CUBO "I"	3.76 x 5.80 m.
CUBO "D"	3.76 X 5.88 m.	CUBO "J"	3.76 X 11.08 m.
CUBO "E"	5.82 X 5.01 m.	CUBO "K"	3.76 X 10.88 m.
CUBO "F"	3.80 X 10.12 m.	CUBO "L"	3.98 X 5.42 m.



Fig. 4. Localización del predio, donde se construirá edificio

CAJONES DE ESTACIONAMIENTO

Uso Plurifamiliar - con elevador - hasta 65 m² = 1 cajón x Vivienda

Total de Viviendas = 137

Total de Viviendas Menores a 65 m² = 137

Total de Viviendas Mayores de 65 m² = 0

Cajones requeridos por reglamento = 1 x 137 = 137

Cajones en Proyecto = 139 (se cumple la norma)

Total de cajones = 139

El reglamento permite hasta un 60 % de cajones Chicos.

Se debe contar con 1 cajón de Discapacitados por cada 25 cajones o fracción a partir de 12.

Total de Cajones = $139 / 25 = 5.56$ (6 Cajones Discapacitados)

Cajones chicos Máximos = $139 \times 60\% = 83.4$

El proyecto cuenta con 107 Cajones Grandes, 26 chicos y 6 de Discapacitados, con lo cual cumple con lo establecido por la norma.

Fig. 5. Cajones de estacionamiento.

1.2. Departamento Prototipo.

Los departamentos tendrán 2 recamaras, estancia-comedor, baño, cocina y un patio de servicio (Fig. N° 6).

Se tendrán 11 prototipos diferentes en cuanto a su área (Fig. N° 7).

Los acabados básicamente serán con yeso en muros y plafones, pasta en muros, tirol rustico en plafones, piso laminado en recamaras, azulejo en estancia-comedor, cocina, patio de servicio y baño (Fig. N° 8 Y Fotos N° 1 y 2)

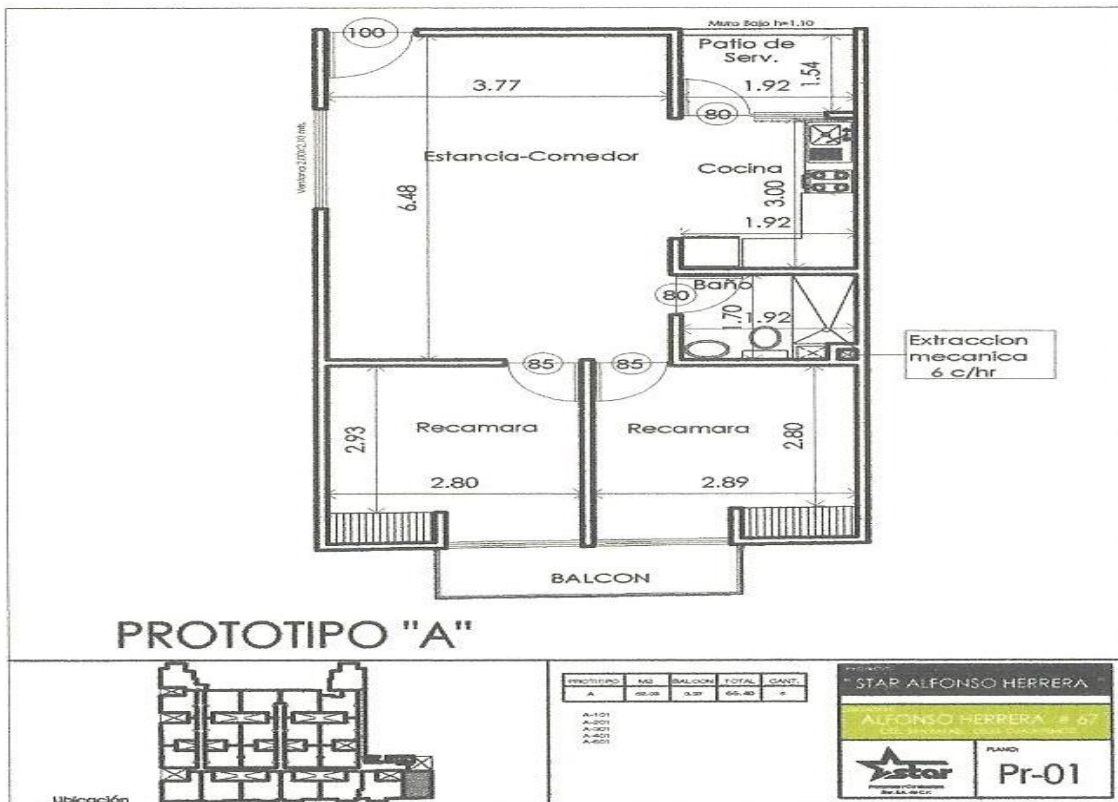


Fig. 6. Diseño arquitectónico de un departamento prototipo.

AREAS POR PROTOTIPO

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
A	62.03	3.37	65.4	5
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
B	66.43	1.75	68.18	4

PROT. B2	66.43	5.25	71.68	1
----------	-------	------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
B	64.29	1.75	66.04	4

PROT.B2	64.29	5.25	69.54	1
---------	-------	------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
B3	68.16	3.41	71.57	4

PROT.B4	68.16	6.91	75.07	1
---------	-------	------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
B5	64.01	4.08	68.09	4

PROT. B6	64.01	7.58	71.59	1
----------	-------	------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
B7	64.47	2.43	66.9	4

PROT. B8	64.47	5.93	70.4	1
----------	-------	------	------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
C	58.5	0.00	58.5	5

PROT. C1	58.5	9.46	67.96	1
----------	------	------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
C	55.42	0.00	55.42	15

PROT. C1	55.42	8.09	63.51	3
----------	-------	------	-------	---

PROT. C1	55.58	8.09	63.67	1
----------	-------	------	-------	---


PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
D	63.34	0.00	63.34	5


D1	63.34	19.39	82.73	1
----	-------	-------	-------	---

PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
-----------	----	--------	-------	-------

D	58.92	0.00	58.92	25
D1	58.92	18.39	77.31	4
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
E	62.98	0.00	62.98	5
E1	62.98	19.72	82.7	1
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
F	64.38	0.00	64.38	5
F1	64.38	51.85	116.23	1
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
G	58.32	0.00	58.32	5
G1	58.32	25.01	83.33	1
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
G2	62.05	9.60	71.65	10
G1	62.05	19.72	81.77	2
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
G2	57.97	9.49	67.46	5
G1	57.97	19.79	77.76	1
PROTOTIPO	M2	BALCON	TOTAL	CANT.
H	61.32	0.00	61.32	5
H1	61.32	44.89	106.21	1

Fig. 7. Áreas de los diferentes prototipos de departamento.

CUADRO DE DATOS - ACABADOS	
ACABADOS EN MUROS	
ACABADOS BASE	
1) BLOCK HUECO 12X20X40 CMS. 2) COLUMNA DE CONCRETO ARMADO 3) MURO DE CONCRETO ARMADO	
ACABADOS INTERMEDIOS	
1) YESO 2) AFLANADO DE MEZCLA	
ACABADOS FINALES	
1) PASTA 2) PINTURA DE ESMALTE Y LAMBRIN DE AZULEJO DE 20X30 EN ZONA HUMEDA 3) PINTURA VINILICA 4) PINTURA DE ESMALTE 5) PINTURA DE ESMALTE Y LAMBRINDE AZULEJO DE 20X25 EN ZONA DE REGADERA 6) CONCRETO APARENTE 7) TIROL RUSTICO CON PINTURA INTEGRADA 8) AFLANADO CON PINTURA INTEGRADA	

CUADRO DE DATOS - ACABADOS	
ACABADOS EN PISO	
ACABADOS BASE	
1) LOSA DE CONCRETO ARMADO: ENTREPISO, AZOTEA Y RAMPA 2) LOSA DE CIMENTACION DE CONCRETO ARMADO 3) TERRENO NATURAL 4) LOSA FUERTE DE CONCRETO ARMADO 5) REJILLA TIPO IRVING	
ACABADOS INTERMEDIOS	
1) IMPERMEABILIZADO 2) PULIDO DE CEMENTO 3) CAMA DE ARENA	
ACABADOS FINALES	
1) MADERA LAMINADA LUX FLOOR DE 6 MM O SIMILAR 2) ALFOMBRA CRECHENDO O SIMILAR 3) PISO CON AZULEJO 20X20 Y ZOCCO 4) AZULEJO 33X33 Y ZOCCO 5) LOSETA 30X30 ANTIDERRAPANTE 6) MARMOL BEIGE MAYA 7) PISO DE CEMENTO ACABADO ESTRIADO 8) LADRILLO 11X22X1.6CM 9) ADOQUIN HEXAGONAL 10) PISO ESCOBILLADO	

PUERTAS
DE ACCESO Y COMUNICACION DE PANEL ROBLE DE 6MM O SIMILAR CON CANTOS CHAPEADOS, MARCO DE PINO FORRADO CON PANEL ROBLE O SIMILAR
CLOSETS
PUERTAS CON PANEL ROBLE DE 6MM O SIMILAR, CON CANTOS CHAPEADOS, MARCO DE PINO FORRADO CON PANEL ROBLE O SIMILAR, CARPETILLA Y RIEL DE ALUMINIO; ENTREPAÑOS DE PANEL ART DE 16 MM ROBLE O SIMILAR; CAJONES DE PANEL ART DE 16MM
MUEBLES DE BAÑO
-LAVABO IDEAL STÁNDAR O SIMILAR -W.C. GENESIS DE IDEAL STANDARD O SIMILAR -CALENTADOR AUTOMATICO CAL-O-REX O SIMILAR -ACCESORIOS METAFLU O SIMILAR
MUEBLES DE COCINA
-JAGUAR O SIMILAR(GAMA)
MUEBLES P.S
-LAVADERO DE GRANITO
VENTANERIA
ALUMINIO NATURAL DE 2" CON VIDRIO CLARO


CUADRO DE DATOS - ACABADOS	
ACABADOS EN PLAFON	
ACABADOS BASE	
1) LOSA DE CONCRETO ARMADO: ENTREPISO, AZOTEA Y RAMPA 2) LOSA FUERTE DE CONCRETO ARMADO	
ACABADOS INTERMEDIOS	
1) CON YESO 2) AFLANADO DE MEZCLA	
ACABADOS FINALES	
1) TIROL RÚSTICO 2) PINTURA DE ESMALTE 3) PINTURA VINILICA 4) PASTA 5) TIROL RUSTICO CON PINTURA INTEGRADA	

Fig. 8. Cuadros de acabados para los departamentos.



Foto 1. Departamento muestra.



Foto 2. Departamento muestra.

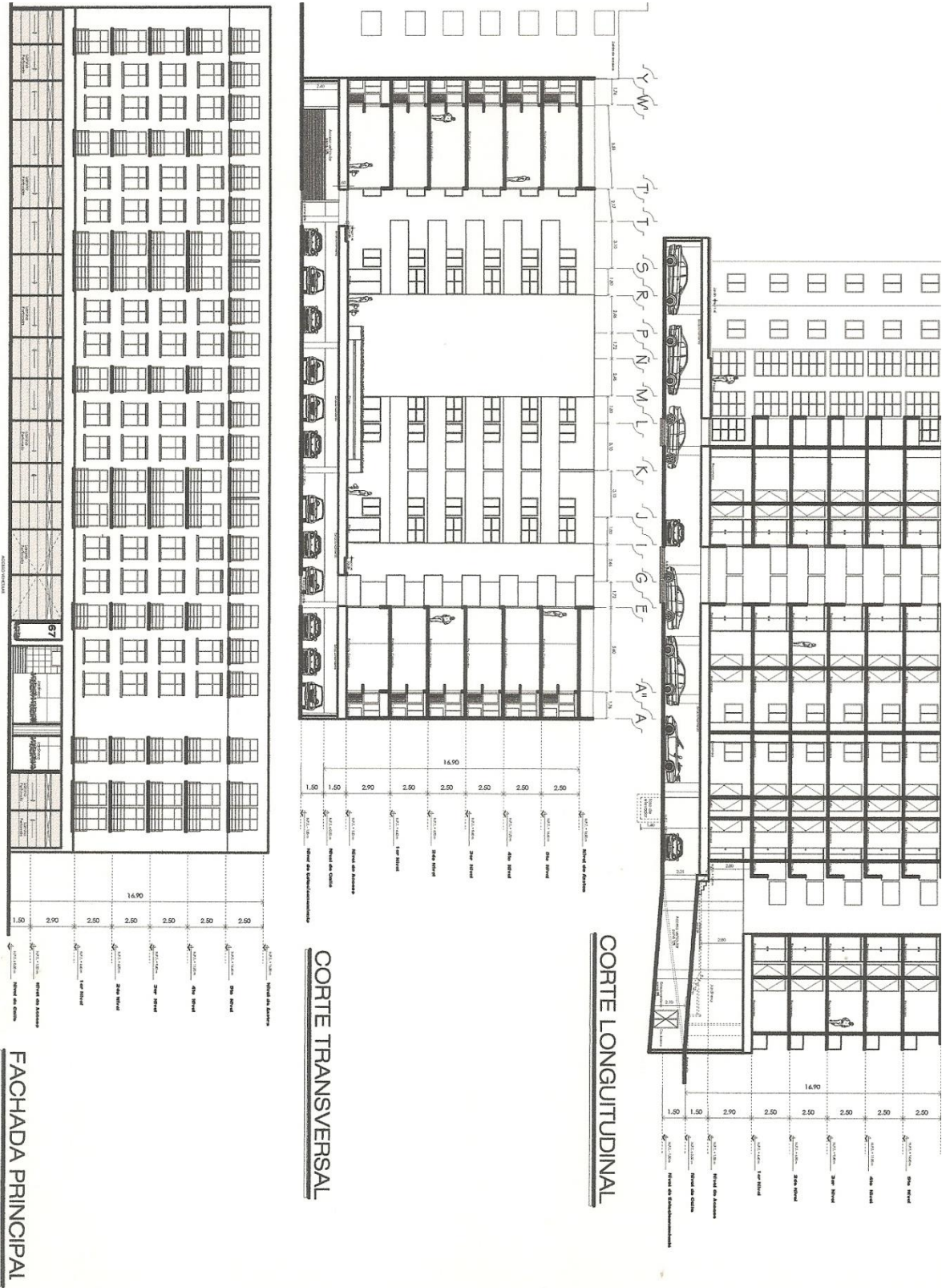


Fig. 10. Cortes arquitectónicos.

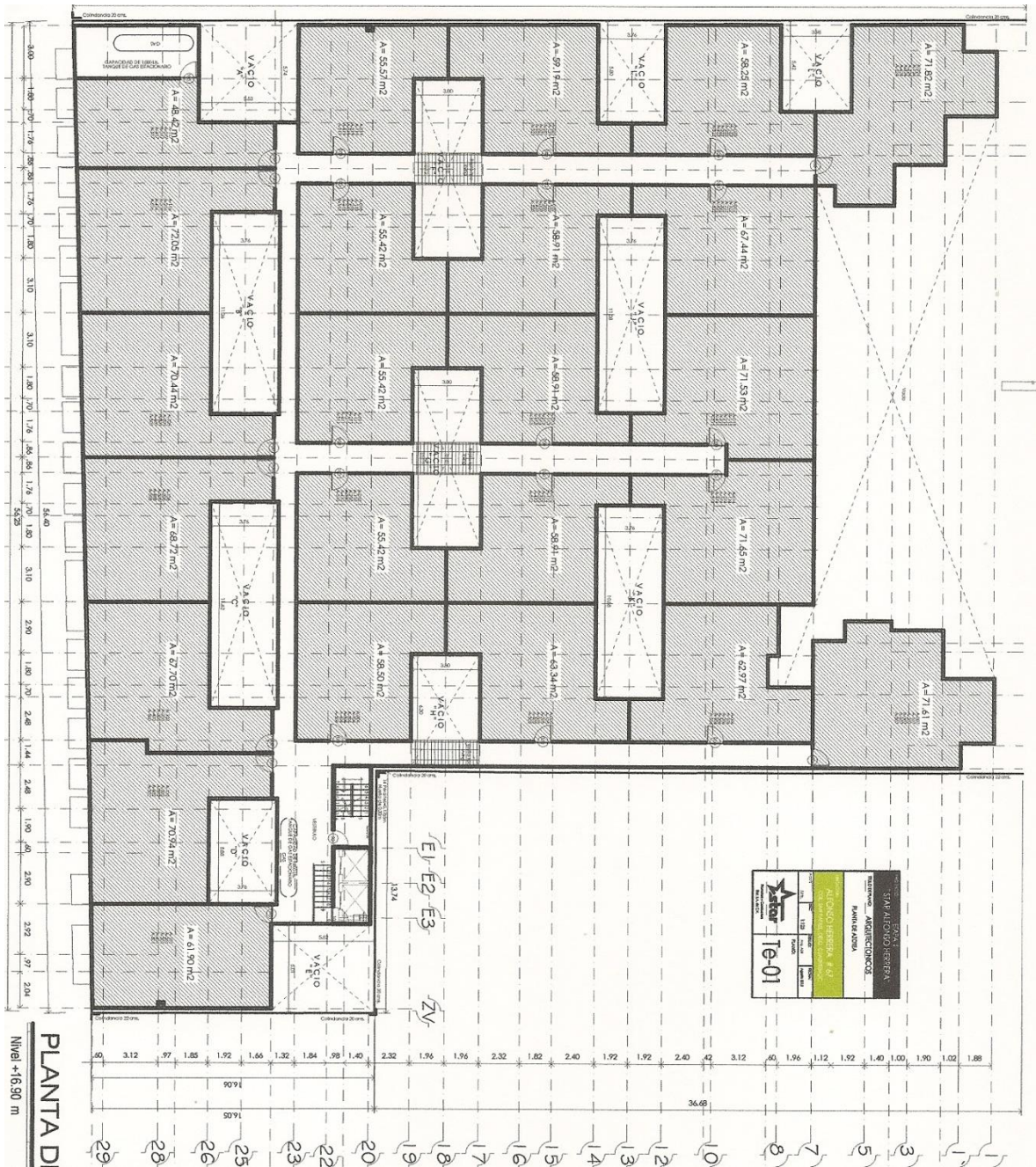


Fig. 11. Planta arquitectónica de azotea.

1.4. Descripción de colindancias.

En la colindancia izquierda de donde se construirá el edificio, ubicada hacia el Oeste se ubica un laboratorio, el cual es una construcción de hasta cuatro niveles. La cual está conformada por muros de carga y castillos y losas de concreto (Foto N° 3).

El estado de esta construcción se observó en buenas condiciones estructurales, no observando desplomes ni grietas visibles.

En la cala que se realizó en esta colindancia, se constató que esta construcción se desplanto sobre cimientos de zapatas corridas de concreto con 1.0 m. de profundidad de desplante.



Foto 3. Colindancia al Oeste.

En la colindancia del costado derecho, ubicada hacia el Este, se ubican dos edificios con entrada por la calle de Manuel Altamirano y que tienen los números 37, 39 y 41 (Foto N° 4).

Se colinda con el edificio N° 41 en 16.0 metros, este edificio de 4 niveles y está estructurado con muros con castillos y losas de concreto. El edificio se observa en buenas condiciones, no teniendo desplomes, asentamientos ni fisuras visibles.

Se colinda con los edificios con el N° 37 Y 39; que son de uso habitacional (departamentos), los cuales en su origen (más de 60 años) fueron de un mismo dueño, por lo que su construcción es muy similar y no guarda alguna junta constructiva entre ellos. Estos edificios de 4 niveles, fueron construidos de muros de tabique rojo, entrepisos de losas armadas y en algunas zonas no se observaron castillos, ni intermedios, ni en remate de muros. Por esta situación y por ya haber resistido varios sismos, se encontraron muchas fisuras, tanto verticales, como diagonales.

Además se observaron reparaciones posteriores a su construcción; como son el de incrustación de castillos y de reparaciones de fisuras diagonales.

Las trabes de liga entre los cuerpos de los edificios, se encontraron ya con desprendimientos de concreto y en algunos casos con el acero expuesto.

Por la antigüedad que ya tienen estos edificios se encontró que el mortero entre los tabiques se encontraba muy degradado.



Foto 4. Colindancia al Este.

La colindancia hacia el Norte es el terreno, en donde posteriormente se construirán más departamentos en una segunda fase del proyecto.

La colindancia hacia el Sur es la vialidad de la Calle de Alfonso Herrera.

Capítulo 2.- Estudios del subsuelo.

2.1. Trabajos ejecutados

Para determinar las características y propiedades del subsuelo en el predio se combinó la, técnica de penetración estándar y un muestreo selectivo. Los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo están contemplados en la tabla 2.1 de las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones, indicando que el número mínimo de exploraciones a realizar será de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro de nuestro terreno en este caso para la zona III.⁹

Se perforó un sondeo de tipo Mixto en el lugar indicado en la Fig. N° 12; del sondeo se obtuvieron muestras representativas del subsuelo e inalteradas mediante tubería tipo Shelby de 10 cm. de diámetro, a todas las muestras se les clasificó en el laboratorio, en húmedo y en seco y se les determinó su contenido de humedad natural, registrando además, en campo, el número de golpes a la penetración estándar según prueba ASTM-D 1586 y además a las muestras inalteradas se les determinó su peso volumétrico natural y su resistencia a la compresión no confinada.

La estratigrafía encontrada en el sondeo, los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas, el registro del número de golpes a la penetración estándar y el nivel de agua freática detectado al efectuar la perforación, se presentan en la Fig. N° 13.

⁹ (NTC, 2004)

Para determinar las características superficiales del subsuelo en el predio, se excavaron dos pozos a cielo abierto en los lugares indicados en la Fig. N° 12; a los pozos se les determinó su estratigrafía en campo y de sus paredes se obtuvieron muestras representativas inalteradas, a las cuales se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio, clasificación, determinación de contenidos de humedad, pesos volumétricos naturales y secos, relación de vacíos, grado de saturación y gravedad específica.

La estratigrafía encontrada en los Pozos a cielo abierto, así como los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas, se presentan en la Fig. N° 14.

Para determinar con precisión los parámetros de resistencia al corte de los suelos sobre los cuales es posible desplantar la cimentación del proyecto, se efectuaron pruebas del tipo triaxial, cuyos resultados, graficados en círculos de Móhr, se presentan en la Fig. N° 15.

Para determinar los movimientos teóricos que sufrirán las cimentaciones de éste proyecto, en base a la estratigrafía encontrada y los parámetros de consolidación, obtenidos del subsuelo del lugar, se efectuaron cálculos de hundimientos.

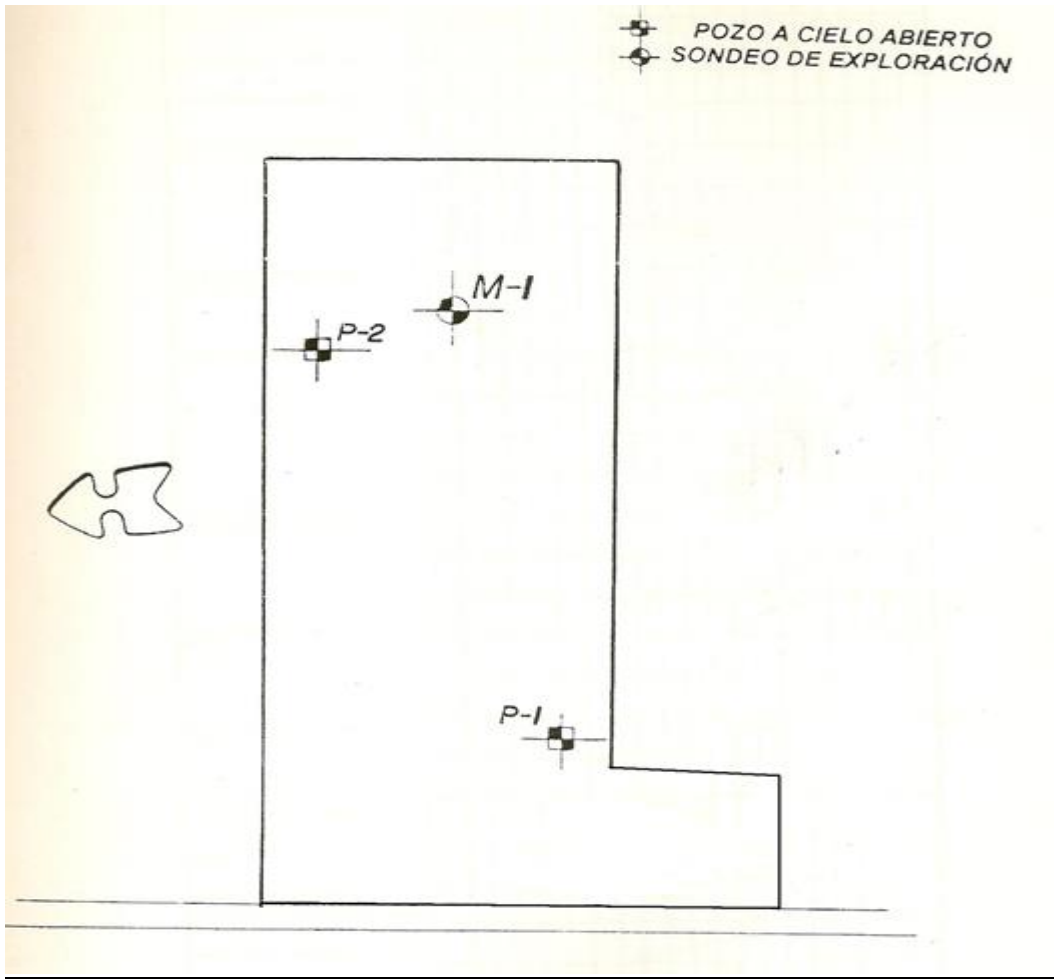


Fig. 12. Localización del sondeo y pozos a cielo abierto.

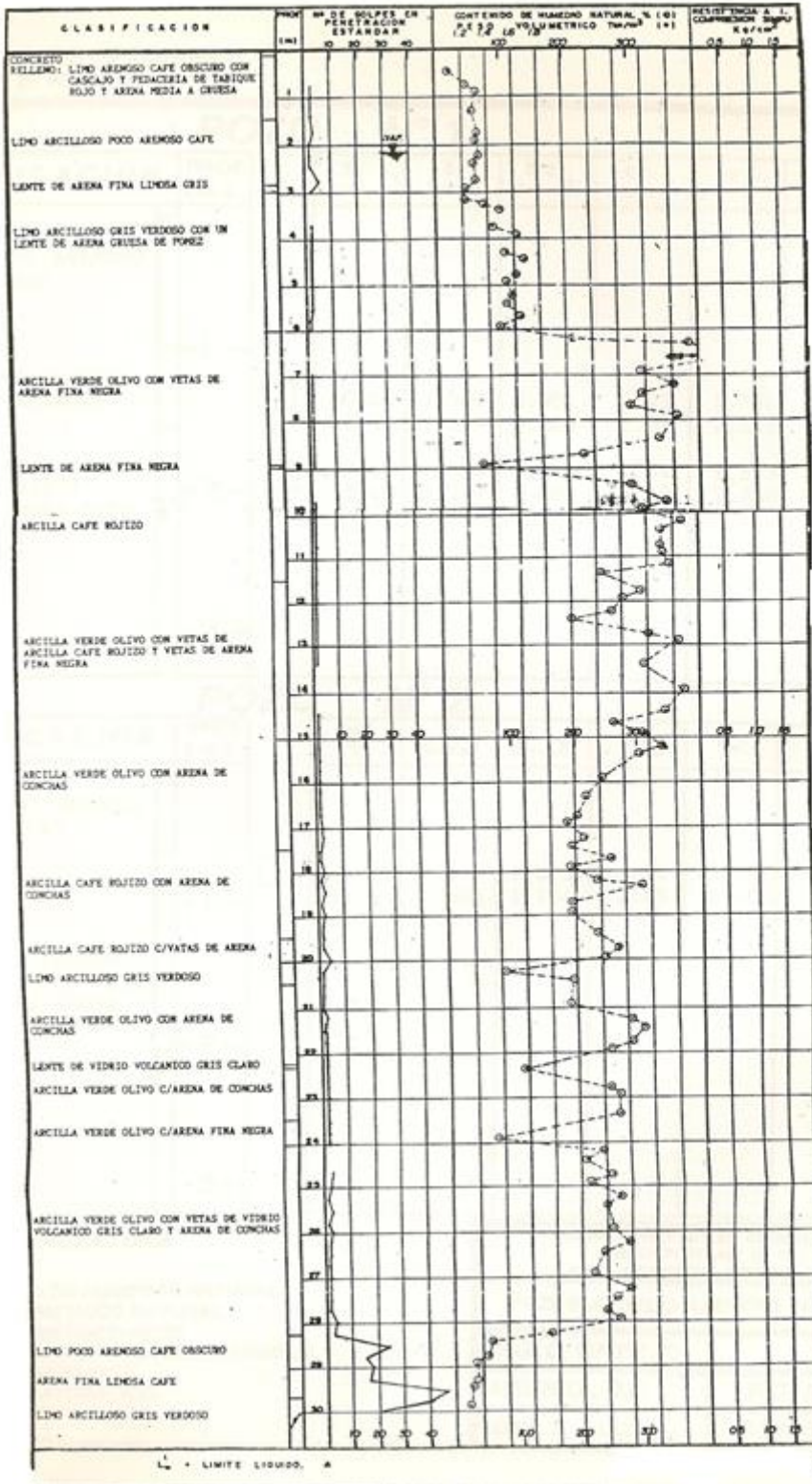


FIG. 13. Estratigrafía encontrada en el sondeo.

POZO N° 1								
CLASIFICACION	PROF. (m)	w %	γ Ton/m ³	γ_d Ton/m ³	q_u kg/cm ²	e.	Sr %	Gs
CONCRETO								
RELLENO: LIMO ARENOSO CAFE C/PIEDRAS								
	1							
LIMO POCO ARCILLOSO CAFE POCO ARENOSO		50,46 49,51	1.340 1.399	0.901 0.888	1.95 2.01	1.741 1,575	70 80	2.46
	2							
LIMO POCO ARCILLOSO CAFE CON VETAS Y BOLSAS DE ARENA CAFE		43,44 45,45	1.369 1.277	0.948 0.884	1.94 1.78	1.553 1.738	69 62	2.42
	3							

POZO N° 2								
CLASIFICACION	PROF. (m)	w %	γ Ton/m ³	γ_d Ton/m ³	q_u kg/cm ²	e.	Sr %	Gs
CONCRETO								
RELLENO: LIMO ARENOSO CAFE C/OPIEDRAS								
	1							
LIMO POCO ARECILLOSO CAFE		38,45 39,40	1.490 1.600	1.025 1.164	2.44 2.45	1.392 1.105	80 83	2.45
	2							
LIMO POCO ARCILLOSO CAFE OSCURO CON VETAS DE ARENA FINA NEGRA								
	3							

NOMENCLATURA	
w	CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL
γ	PESO VOLUMETRICO NATURAL
γ_d	PESO VOLUMETRICO SECO
q_u	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE
e.	RELACION DE VACIOS
Sr	GRADO DE SATURACION
Gs	GRAVEDAD ESPECIFICA

FIG. 14. Estratigrafía en pozos a cielo abierto.

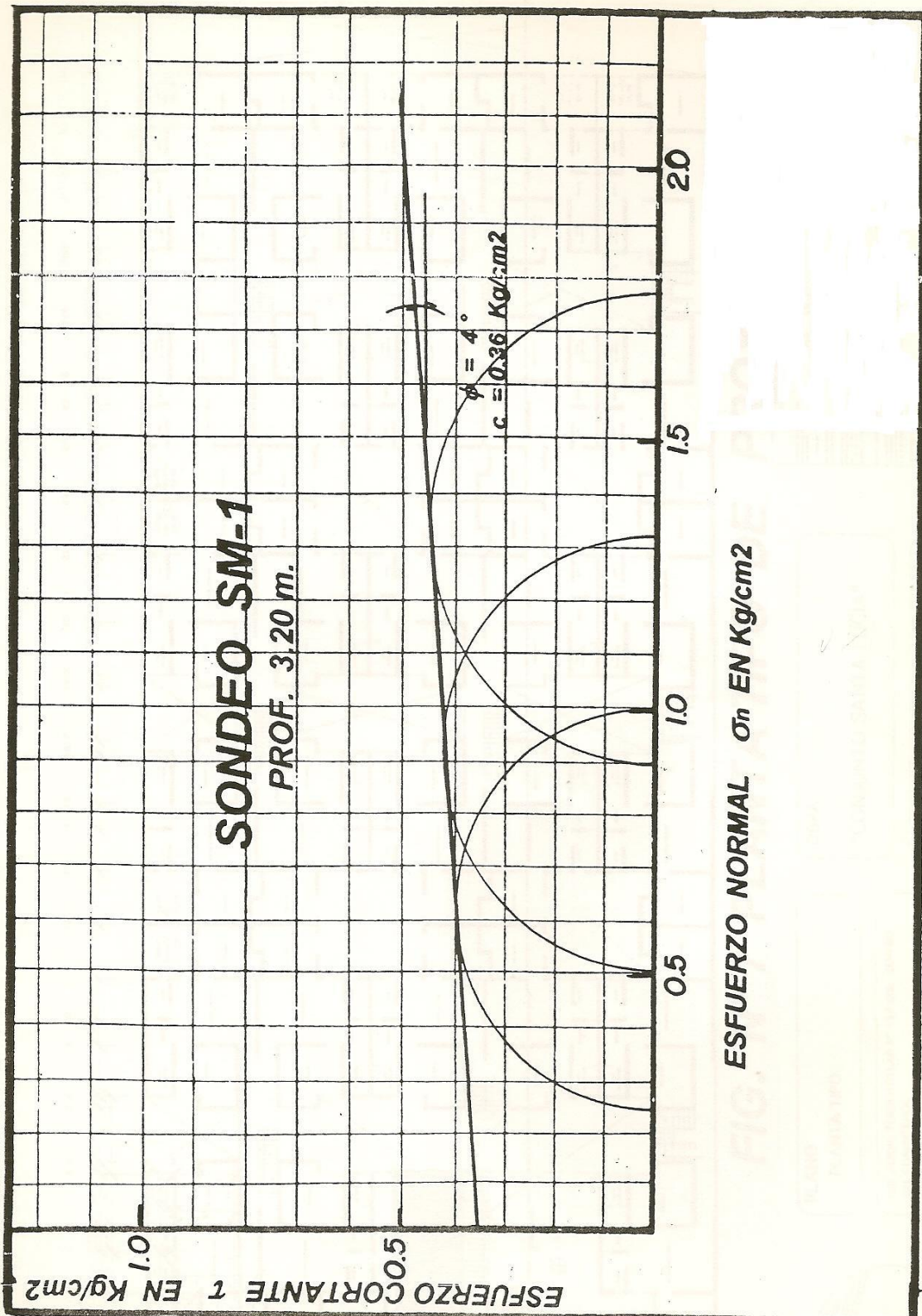


FIG. 15. Prueba triaxial.

2.2. Geología general de la zona.

El predio en estudio, se localiza en la denominada zona del lago (Lago Centro I, LC I), dentro de la zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

Estratigrafía de la zona del lago.

De acuerdo con el modelo estratigráfico inicialmente propuesto por Marsal y Mazari, la secuencia de los suelos de la antigua zona lacustre está integrada por:

- a) La costra superficial, la cual en muchas partes está cubierta con rellenos artificiales de espesor variable. Los más gruesos se encuentran en el Centro Histórico y tienen varios metros de espesor y es prácticamente inexistente en las orillas del lago.
- b) La formación arcillosa superior, con arcillas blandas a muy blandas.
- c) La capa dura, que separa las dos formaciones arcillosas.
- d) La formación arcillosa inferior, con arcillas más consolidadas.
- e) Los depósitos profundos, constituidas por materiales granulares.

Marsal y Mazari clasificaron cada tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, en lo cual intervienen su identificación visual y al tacto, sus contenidos de agua y los límites de consistencia. La base estadística de sus determinaciones se basa en un enorme número de ensayos de laboratorio. En la práctica actual para definir la estratigrafía de un sitio se recurre con mayor frecuencia al uso de sondeos de cono eléctrico los cuales permiten visualizarla rápida y certeramente. Incluso se pueden advertir los cambios que han sufrido los suelos por el efecto de cargas sostenidas o por los abatimientos de la presión de agua intersticial incluidos por el bombeo regional (Santoyo et al, 1989).

El corte estratigráfico de Zeevaert que atraviesa la ciudad de oriente a poniente fue una gran aportación para comprender la secuencia estratigráfica del subsuelo de la ciudad; ese corte complementado con información posterior obtenida de sondeos convencionales y de cono eléctrico se muestra en la figura N° 16.¹⁰ El orden, la uniformidad de los estratos así como las características principales del subsuelo se ilustran en la figura N° 17.

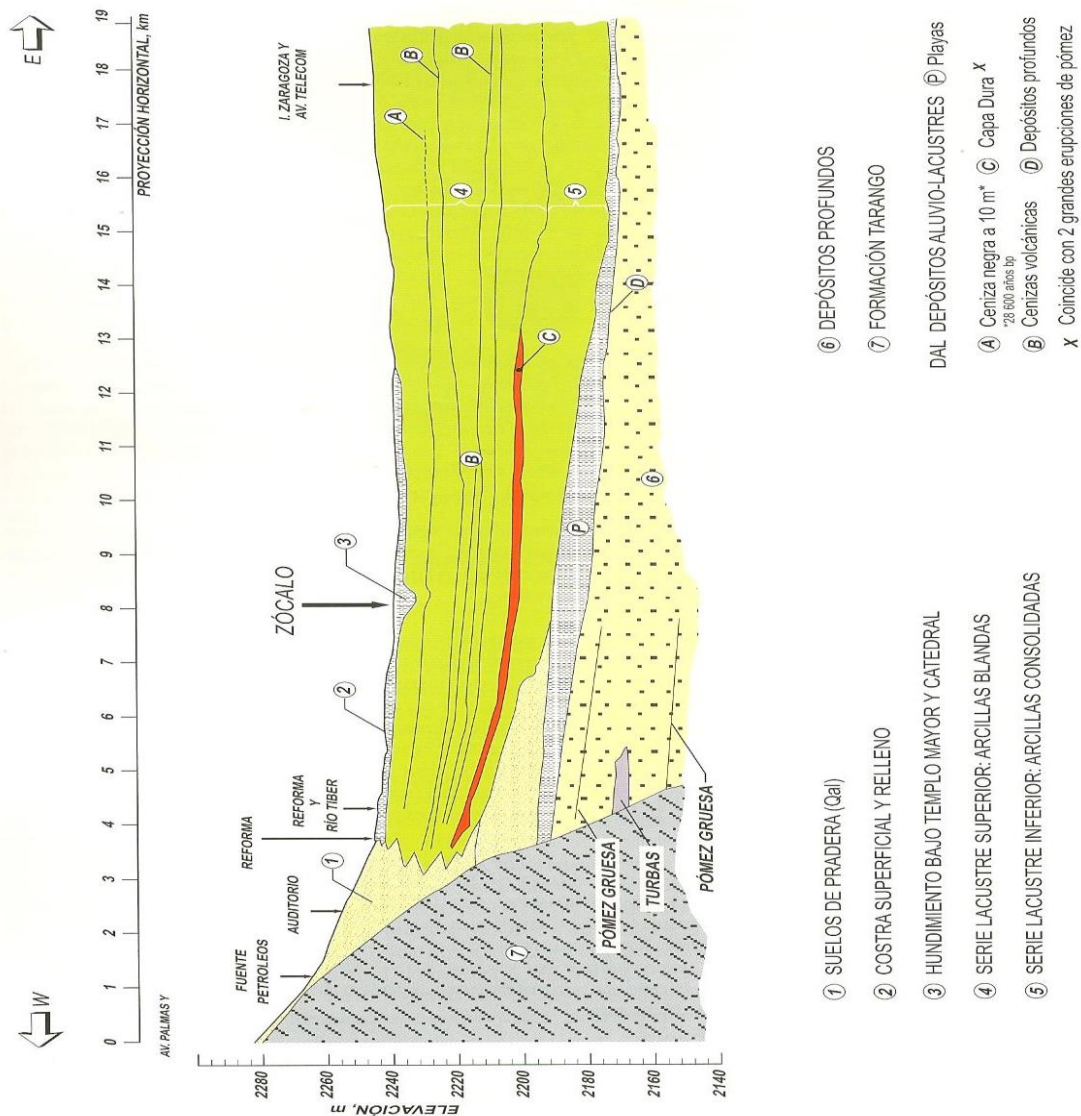


Fig. 16. Secuencia estratigráfica debajo de la Ciudad de México.

¹⁰ (Santoyo Villa Enrique, 2005)

A continuación se describen los estratos de estas figuras.

Costra superficial (CS). En general está formada por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos por un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- a) Relleno artificial (RA). Constituido por restos de construcción y por relleno arqueológico, su espesor varía entre 1 y 7 m en el centro de la ciudad aunque bajo la Catedral en ocasiones excede los 15 m. Este relleno es de unos dos metros en el resto del Centro Histórico y casi inexistente en las orillas del lago.
- b) Suelo blando (SB). Se le puede describir como un depósito aluvial blando de tan pequeño espesor que a veces pasa desapercibido. Fue el sedimento fangoso que se depositó en el fondo del último lago; suele tener intercalados lentes de material eólico, que en muchos sitios quedó atrapado bajo el relleno artificial.
- c) Costra Seca (CS). Se formó como consecuencia de un descenso del nivel del lago durante el cual quedaron expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares con lo cual la Costra Seca quedó fuertemente consolidada.

Formación arcillosa superior (FAS). Esta serie tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. Aunque es muy uniforme, se pueden identificar cuatro estratos principales, de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo. Dichos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

- a) Arcilla preconsolidada superficial (APS). Este estrato superficial se ha endurecido por efecto del secado solar, por el ascenso capilar del agua, las sobrecargas externas y las que producen los rellenos. Los árboles también han contribuido a consolidarlo

pues sus raíces absorben humedad, particularmente en las áreas pavimentadas en donde se dificulta la infiltración de agua pluvial.

- b) Arcillas normalmente consolidadas (ANC). Se localizan por debajo de la profundidad afectada por las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque continúan expuestas a un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- c) Arcilla consolidada profunda (ACP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales. Se debe aclarar que se trata de arcillas normalmente consolidadas en virtud de la pérdida continua de presión de agua que prevalece. Sólo en el remoto caso de que se recuperara la presión en el agua serían arcillas preconsolidadas.
- d) Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos o intercalados por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez cuyo espesor varía desde unos centímetros hasta cerca de 2 m. Es importante ubicarlos dentro de la secuencia estratigráfica debido a que: a) son marcadores de la estratigrafía lo cual permite diferenciar los substratos arcillosos, información útil para guiar el muestreo selectivo y para correlacionar los resultados de laboratorio; b) su presencia y la medición de sus resistencias son de interés en la determinación de la hincabilidad de pilotes y en la definición de la perforación previa necesaria; c) en general, son más permeables que las arcillas, por lo que influyen en la

velocidad de consolidación de éstas; d) su presencia debe tomarse en cuenta en la definición del bombeo de excavaciones y para cuantificar la subpresión.

Los cambios de resistencia de la arcilla como consecuencia del bombeo se ilustran en la Fig. N° 18, como un incremento de resistencia en la parte inferior.

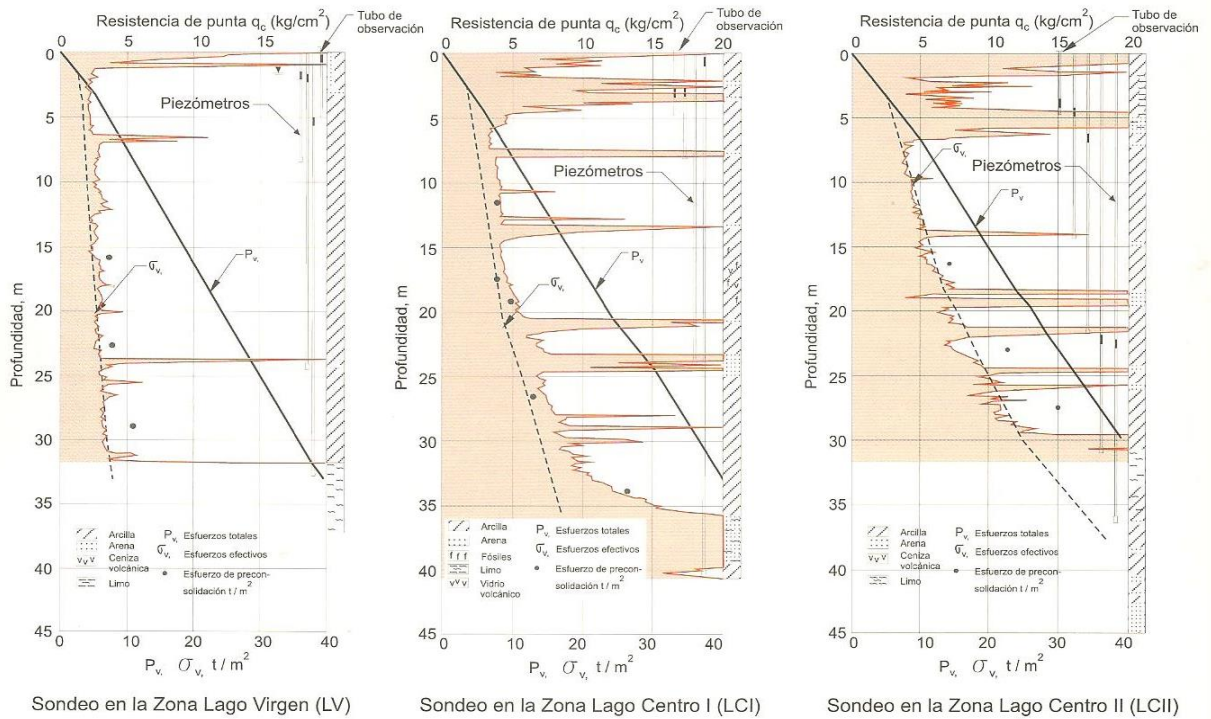


Fig. N° 18. Resistencia al corte de las arcillas en la zona del lago.

Capa dura (CD). Es un depósito heterogéneo que se desarrolló en el período climático del interglaciar Sangammon en el cual predominan limos arenosos con algo de arcilla y ocasionales gravas. Tiene una cementación muy errática y su espesor, variable, es muy delgada en la zona central del lago Texcoco que no llegó a secarse y alcanza unos 5 m en lo que fueros sus orillas. El espesor de la capa dura y su resistencia aumentan gradualmente

hacia el poniente y se reducen hacia el oriente. La capa dura desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas de la Ciudad de México, ya que para muchas estructuras sirve como apoyo de pilotes de punta, de control y de punta penetrante.

Formación arcillosa inferior (FAI). Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior. Su espesor es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

Depósitos profundos (DP). Constituyen una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida que la inferior, en donde se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

2.3. Zonificación geotécnica.

Los planos de zonificación han evolucionado abarcando áreas que en un principio no se incluían en el plano de Marsal y Mazari, en respuesta al crecimiento de la ciudad. La última versión del plano de zonas geotécnicas se incorporó A Las Normas Técnicas durante el transcurso del año 2004 y entró en vigor en octubre de ese año. A continuación se presenta la zonificación del Manual de Diseño Geotécnico del Metro, CONVITUR(Tamez et al 1987).

Plano de zonificación. En la Fig. N°19 se muestra la zonificación de CONVITUR (Tamez et al, 1987) con algunas pequeñas correcciones derivadas de un buen número de sondeos de cono eléctrico que precisan mejor las ubicaciones de las zonas consolidadas de las arcillas del lago.

Zona del lago. Se caracteriza porque en ella las arcillas blandas tienen grandes espesores. De acuerdo con la localización e historia de cargas se ha dividido en tres subzonas, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: 1) el espesor y propiedades de la costra superficial y 2) la consolidación inducida en cada sitio. En la Fig. N° 14 se pueden comparar las resistencias que alcanzan los suelos de las tres subzonas.

- a) Lago Virgen (LV). Aunque, a consecuencia de las acciones del hombre, ya no existen arcillas tan blandas como las que existieron hace 400 años, resulta razonable identificar como arcilla en condición virgen a las más blandas de lo que ahora es el vaso del exlago de Texcoco. Sin embargo, como consecuencia del reciente desarrollo de esa zona las sobrecargas en la superficie se han incrementado e intensificado el bombeo profundo.

- b) Lago Centro I (LCI). Corresponde al sector no colonial de la ciudad el cual se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre las del Lago Virgen y las del Lago Centro II. La resistencia de punta del cono eléctrico se ha incrementado por las sobrecargas.
- c) Lago Centro II (LCII). Esta subzona está limitada por la antigua traza de la ciudad y en ella la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable por lo cual se presentan las siguientes condiciones extremas: 1) arcillas fuertemente consolidadas por rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales; 2) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y 3) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la Fig. N°12.

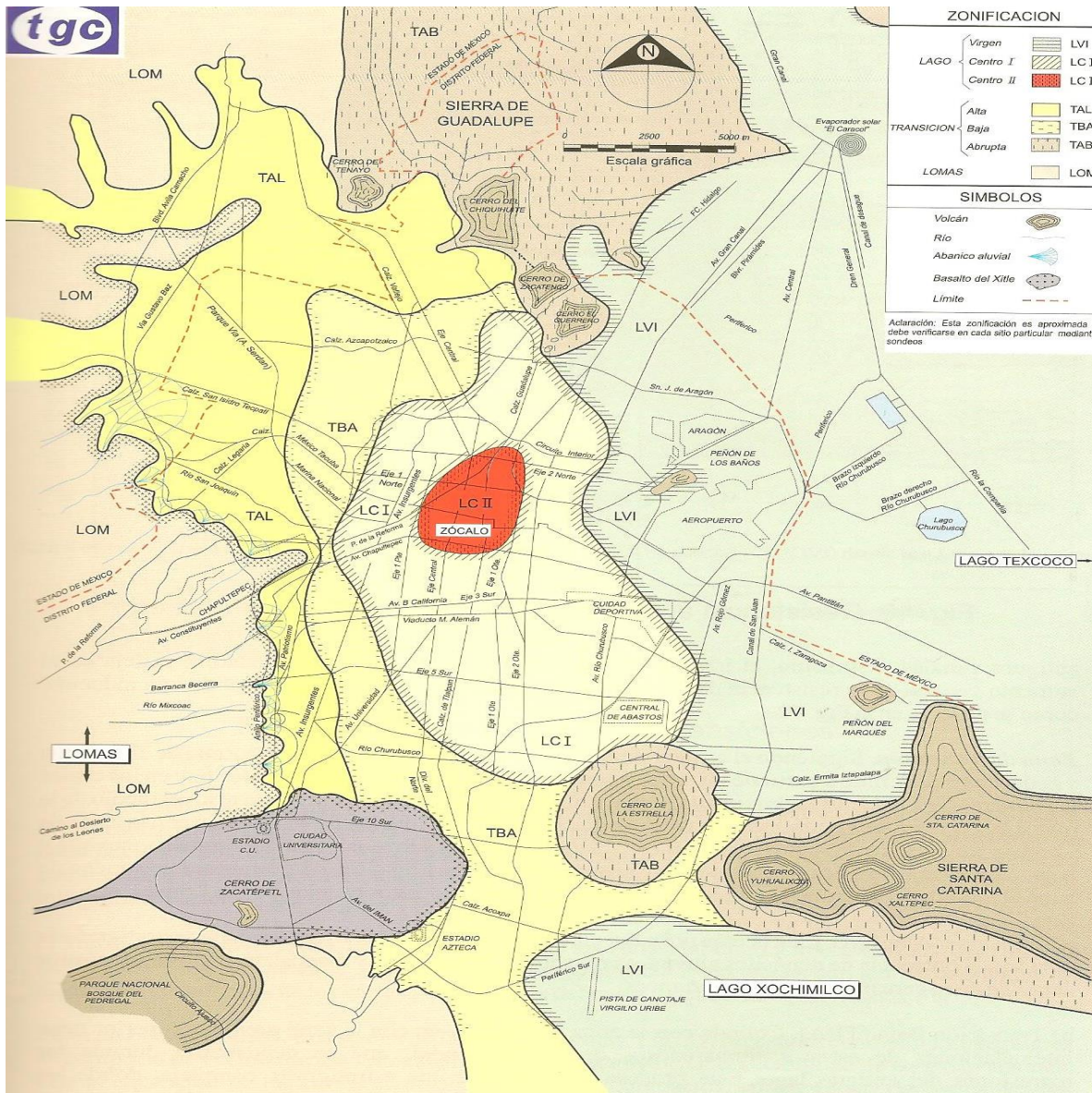


Fig. N° 19. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.¹¹

¹¹ (Santoyo Villa Enrique, 2005)

2.4. Geología particular de la zona.

El predio en estudio, se localiza en la denominada zona del lago, dentro de la zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

Superficialmente se localizaron pisos de concreto, desplantados sobre rellenos de 1.50 m. de espesor aproximadamente, colocados para nivelar la topografía original del predio, así como restos de cimentaciones de las antiguas construcciones en el predio.

Bajo los rellenos, se localizaron estratos intercalados de limos, limos arcillosos y lentes de arenas de pómez y arenas limosas color gris, que constituyen la denominada Costra o Manto superficial y que se profundiza hasta los 6.00 m. aproximadamente.

Bajo la Costra o Manto superficial, inician los potentes depósitos de arcilla lacustre de origen volcánico pertenecientes a la primera formación arcillosa, Arcilla Tacubaya, que se profundiza hasta los 28.25 m. La formación de Arcillas presenta intercalaciones de estratos delgados de limos, arenas y lentes de vidrio volcánico a los 9.00 m., 20.00 m y 22.30 m. de profundidad aproximadamente.

De sondeos cercanos se sabe que la primera capa dura presenta espesores de 3.00 m. a 4.00 m. y está compuesta de limos de mediana compacidad, a la cual le subyace la segunda formación arcillosa que se prolonga hasta cerca de los 42 metros, profundidad a la cual inician los denominados depósitos profundos.

Los suelos a mayor profundidad que la explorada, para el tipo y dimensión de la cimentación tratada aquí (cajón de cimentación), no influirán en el comportamiento de las estructuras de éste proyecto.

Estratigrafía.

La estratigrafía se determinó mediante el sondeo de exploración y los pozos a cielo abierto y es muy similar en toda el área del predio.

Superficialmente se localizaron bajo los pisos de concreto, rellenos hasta de 1.50 m. de profundidad, compuestos de limos arenosos y arcillosos, cascajo, pedacería de tabique rojo y que fueron colocados para dar los niveles de piso actuales en el predio.

Bajo los rellenos se localizaron los depósitos de la costra o manto superficial compuestos de limos arcillosos y poco arenosos que, hasta una profundidad de 3.00 m., presentan contenidos de humedad promedio de 60% incrementándose de los 3.00 m. a los 6.00 m. de profundidad a valores promedio de 110%, con resistencias a la penetración estándar de 2 a 6 golpes como máximo.

Subyaciendo al estrato anterior inician los suelos más suaves dentro del perfil estratigráfico los cuales limitan la capacidad de carga de cimentaciones superficiales y que se prolonga hasta los 15.00 m. de profundidad, compuestos estratos de arcilla lacustre colores, verde olivo y café rojizo, con contenidos de humedad de 370% en promedio, con máximos entre 6.00 m. y 7.00 m. de profundidad hasta de 459%; estos depósitos arcillosos, presentaron resistencias a la penetración estándar de uno a dos golpes como máximo.

De los 15.00 m. a los 20.00 m. de profundidad, continúan los estratos de arcilla lacustre con vetas de arena fina negra y arena de conchas, con contenidos de humedad de 240% en promedio y resistencias a la penetración estándar de un golpe en promedio, dentro de éstos estratos se localizaron vetas de arena de conchas.

De los 20.00 m. a los 28.25 m. de profundidad, se localizó un segundo estrato de arcilla lacustre compresible, pero más rígida, con contenidos de humedad máximos de 280% en promedio, con resistencias a la penetración estándar de uno a dos golpes.

De los 28.50 m. y hasta la máxima profundidad explorada, se localizaron estratos compactos de limos arenosos, arenas limosas y limos arcillosos, pertenecientes a la primera capa dura, presentando contenidos de humedad promedio de 25% y resistencias a la penetración estándar, que se incrementan hasta 46 golpes como máximo. El nivel freático se encontró a 2.50 m. de profundidad, pudiendo subir un poco en época de lluvias.

2.5. Capacidad de carga.

Se determinó la capacidad de carga, para la alternativa del cajón de cimentación, utilizando los parámetros obtenidos de Pruebas de Tipo Triaxial, realizadas en una muestra obtenida del sondeo M-1 a 3.2 m. de profundidad.

De la muestra obtenida se labraron tres probetas a las cuales se les dio diferente presión de confinamiento y posteriormente, se les aplicó un esfuerzo desviador hasta producir la falla, los resultados, graficados en círculos de Mohr, se presentan en la Fig. N° 13; en la gráfica se trazó una recta envolvente a los círculos cuya pendiente nos indica el ángulo de fricción interna y la ordenada al origen, el valor de la cohesión, observando valores del ángulo de fricción intergranular casi nulos y valores de la cohesión de $c=0.36 \text{ kg/cm}^2$.

Utilizando el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el cual considerando el suelo solo como material cohesivo, indica que la capacidad de carga está dada por la siguiente expresión:¹²

$$Q_{Fc} / A < C N_c Fr + P_v$$

En donde:

Q_{Fc} / A suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

C cohesión aparente del material de apoyo $c=0.36 \text{ kg/cm}^2$

N_c Factor de capacidad de carga

¹² (NTC, 2004)

Fr	Factor de reducción (0.35)
Pv	Presión vertical a la profundidad de desplante considerada, (6 T/m ²)

Sustituyendo tenemos que:

$$Q F_c / A < 10.3 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Por lo que, para un tipo de cimentación recomendada, la presión máxima permisible, no debe de sobrepasar las 10.30 Ton / m², en la combinación de cargas más desfavorable afectada por su respectivo factor de carga.

El edificio impondrá al subsuelo una presión del orden de 6.0 Ton/m² (Peso total del edificio, ya afectado por el factor de carga) en promedio, por lo que es posible desplantarlo superficialmente mediante un cajón de cimentación parcialmente compensado para reducir, los asentamientos totales y diferenciales debido a la presencia de los estratos de arcilla lacustre muy compresible dentro del perfil estratigráfico.

El diseño de una cimentación no tan solo está relacionado con la capacidad de carga admisible, sino también con los asentamientos que se verificaran con la presión de contacto recomendada, en nuestro caso, para tener asentamientos dentro del rango de asentamientos máximos permisibles, menores a 15 cm. , se tendrá que limitar la presión neta que se transmitirá al terreno a 2.50 ton/m², lo que implica una compensación del orden de 4.0 ton /m² mediante una excavación a 2.5 m. de profundidad aproximadamente.

Con una presión neta de 2.5 ton /m², se calculó el asentamientos al centro del edificio, obteniendo valores del orden de 12 cm., lo cual se considera aceptable.

$$\Delta H = M_v p H^{13}$$

Teniendo $M_v = 0.053 \text{ cm}^2/\text{cm}^2$

$P =$ Presión neta (2.5ton/m²=0.25 Kg/ cm²)

$H =$ Espesor de capa arcilla compresible (900 cm)

$$\Delta H = 11.92 \text{ cm}$$

La profundidad del cajón de cimentación, estará dada por la siguiente expresión:

Usando la definición para una cimentación parcialmente compensada:¹⁴

$$P_n = P_e - P_t$$

Dónde: $P_n =$ Incremento neto de carga aplicada al suelo subyacente a la Losa de cimentación.

$P_e =$ Peso de la estructura.

$P_t =$ Peso de la tierra excavada.

Si se tiene que..... $P_t = \gamma h$; en donde:

$\gamma =$ Peso específico del suelo (1.5Ton/m³)

$h =$ profundidad requerida para desplantar cajón de cimentación.

Despejando h , tenemos: $h = \frac{P_e - P_n}{\gamma}$

Si conocemos: $P_e = 6 \text{ ton/m}^2$ (Presión que impondrá al suelo el edificio)

$P_n = 2.5 \text{ ton/m}^2$ (Presión neta que se quiere imponer a el edificio)

Sustituyendo datos, tenemos $h = 2.33 \text{ m} \approx 2.50 \text{ m}$.

¹³ (Tamez González, 2001)

¹⁴ (Tamez González, 2001)

Capítulo 3. Preliminares.

3.1. Demolición.

Siendo el día 02 de febrero de 2012 y teniendo a la mano copia de Licencia de Construcción Especial N° 6/06/071/2011 con fecha de expedición de 15 de Junio de 2011 y con fecha de vencimiento de 18 de Junio de 2012 se inician los trabajos de demolición en el predio ubicado en la calle de Alfonso Herrera N° 67.

Los cuales consisten en el desmantelamiento del inmueble de puertas, ventanas, baños, herrería y demás materiales recuperables. Procediendo posteriormente a la demolición de los elementos estructurales, comenzando con el rompimiento de las losas inferiores hasta la de azotea, para proseguir con la demolición de trabes y después las columnas.

Contando para ello con el personal y equipo de seguridad adecuados (cascos, chalecos, zapatos de seguridad, guantes, tapabocas, extinguidores, botiquín de primeros auxilios, botes de basura y señalamientos adecuados de evacuación y prevención (Foto N° 5 y 6).



Foto 5. Personal con equipo de seguridad.



Foto 6. Demolición de losas existentes.



Foto 7. Carga con equipo mecánico de material de demolición.

Los trabajos de demolición se realizaron manualmente y solo se usó equipo para la carga del mismo y su posterior retiro en camiones a un lugar autorizado oficialmente para recibir estos escombros (en este caso se depositaron en el Municipio de Huixquilucan (Ejido de la Magdalena Chichicarpa, C. Delfino De La Cruz Pérez) (Foto N° 7).

Se demolió la estructura existente anterior; la cual consistía en una agencia de venta de carros, “Volkswagen O’Farril”. Las construcciones existentes consistían en una construcción de 2 plantas que fungía como área de ventas y otra gran área para diversos servicios, la cual era una estructura con traveses metálicas y techumbre de láminas, la cual se desmontó y se recuperaron todos los elementos metálicos para su posterior reciclado.

Para la protección de las colindancias de los edificios vecinos se usaron tapias para que no sufrieran la caída de algún resto de la demolición.

Controlando también la polución de polvos con el riego de agua tratada.

Se terminan los trabajos de demolición el día 24 de marzo del 2012.

Excavación manual de calas en colindancias.

Para conocer el tipo de cimentación que nos podríamos encontrar en los edificios colindantes se realizaron varias calas manualmente, encontrándose que estaban desplantados en cimentaciones someras de piedra braza (Fotos N° 8 y 9).

Estos trabajos se realizaron con sumo cuidado y manualmente ya que en la colindancia izquierda se encontró con tres edificios que tiene entrada por la calle de Manuel Altamirano con los números 34, 39 y 41 y que se construyeron como si fuera un solo edificio, esto es no tiene juntas constructivas entre edificio y edificio y más bien comparten elementos

estructurales como muros y traveses de liga. Este edificio es muy antiguo con más de 60 años de construido por lo que ya presenta algunos daños visibles en sus muros como son fisuras e intemperismo de los tabiques y del mortero de sus juntas. Para ello se colocó una malla tipo “gallinero” y se aplicó un repellado con cemento gris-arena 1:4.



Foto 8. Cala manual en colindancia.



Foto 9. Demolición de traves de cimentación existentes.

3.2. Trazó de los ejes principales

Se procede a trasladar las medidas de los planos arquitectónicos en el terreno en el cual se va a construir, auxiliándonos de los muros de los edificios colindantes y algunas crucetas de madera para trazar en ellos un nivel, en este caso 1.0 metro sobre el nivel de nuestra banqueta, este nivel lo trasladamos sobre todos los lados perimetrales de nuestro terreno y sobre este nivel marcamos los ejes principales del proyecto en forma visible y con algún tipo de pintura de aceite (Fotos N° 10).

Se debe tener en cuenta que las medidas y colindancias deben encontrarse conforme a escrituras y planos, aunque frecuentemente puedan variar.

Escoger un banco de nivel ya definido e inamovible para que sirva en toda la construcción y no se presenten errores por variaciones en dicho banco, dicho nivel deberá estar ubicado en un punto de fácil acceso para poder recurrir a él en cualquier momento, mientras estemos en construcción.

Las medidas del trazo deben corroborarse constantemente para evitar errores en los siguientes procesos constructivos.

Corroborar que las distancias sean idénticas a las marcadas en el plano para evitar que algún elemento quede fuera de lugar.



Foto 10. Ubicación de ejes principales.

Capituló 4. Excavación.

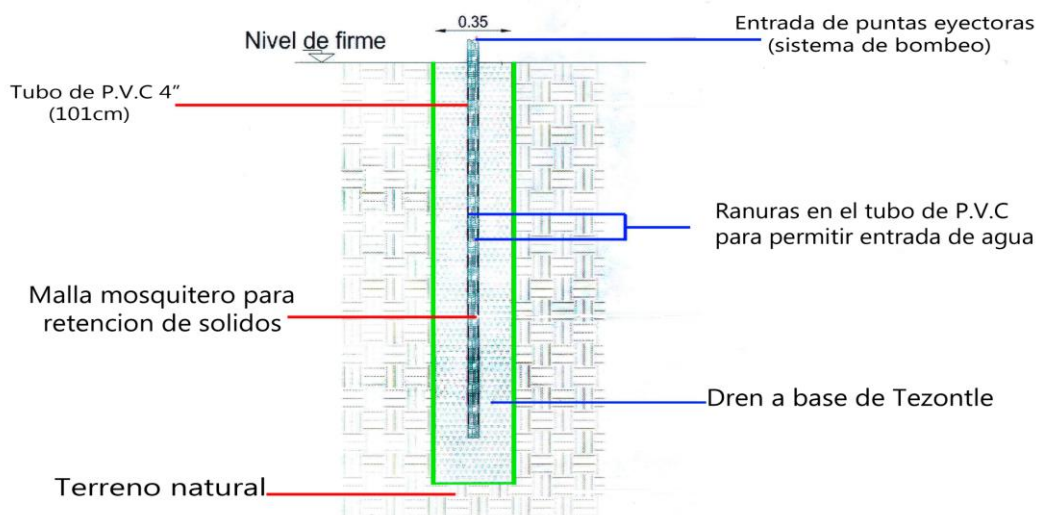
Ya que se tienen trazados los ejes principales del proyecto se procedió a efectuar una excavación la cual consistió en un cajón de 42.0 x 54.0 metros, llegando a -3.50 metros debajo del nivel de la banqueta, excavándose 5 centímetros más para la plantilla de cimentación (Foto N° 11).

La excavación se realizó en dos etapas, empezando en la colindancia del lado este hasta unos 30 metros aproximadamente, dejando unos 15 metros pendientes para la otra etapa de excavación.

En este caso se encontró el nivel de aguas freáticas a -2.8 metros debajo del nivel de la banqueta, por lo que se tuvo la necesidad de usar 2 bombas sumergibles de 1 hp para abatir el nivel freático y poder trabajar. Usando para ello de pozos como el que se muestra a continuación.

DETALLE DE EXTRACCIÓN DE AGUA DEL MANTO FREÁTICO LIBRE DE SOLIDOS

PROYECTO: " ALFONSO HERRERA N° 67"



Se excavo toda la planta hasta el nivel -1.50 m. que es el nivel donde estará ubicado el semisótano y ahí estará el estacionamiento del edificio. A partir de aquí se fueron ubicando las ares libres, las cuales no tendrán cimentación y había que dejar estos volúmenes sin excavar. Llegando entonces hasta el nivel de -3.50 m. (Foto N° 12).

La excavación mecánica se realizó por medio de una máquina excavadora 320 Caterpillar que cargo el material en camiones tipo "torton" con capacidades de 14 m³ mínimo (Foto N° 11). El material excavado se retiró de la obra a un lugar autorizado oficialmente en este caso el lugar donde se depositaron fue en el municipio de Huixquilucan (ejido de la Magdalena Chichicaspa, C. Delfino De La Cruz Pérez).

El volumen excavado fue de 8,512.48 m³ medidos en banco.



Foto 11. Excavación mecánica.



Foto 12. Áreas sin cimentación.

En este caso en los vacíos o áreas libres arquitectónicos, los planos estructurales nos marcaron que no llevaban cimentación por lo que se quedaron estos mogotes de tierra; ya en la práctica las caras de estos mogotes se usaron como cimbra para colar las trabes, previo forrado de sus caras con malla de gallinero y mezcla de cemento arena en proporción 1:6 (Foto N° 12).

El afine del desplante de la plantilla se efectuó manualmente, así como el perfilado de los mogotes de tierra que no se excavaron (Foto N° 13).



Foto 13. Afine de piso.

Capítulo 5. Protección de colindancias.

En este proyecto, fue necesario proteger los cimientos de los edificios ubicados en las colindancias hacia el Este y el Oeste.

Como parte de la protección a las cimentaciones de las construcciones colindantes; se dejó una Berma de tierra en forma trapezoidal teniendo un metro en su parte superior y en el fondo 1.5 metros, este pateo se fue retirando posteriormente en forma alternada para poder recimentar las estructuras colindantes con base en un muro de concreto armado de 20 centímetros de espesor con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y armado con varilla de 3/8" en ambos sentidos y empotrado 30 centímetros después del desplante de la cimentación de nuestro edificio.

Las cimentaciones de los edificios colindantes que se encontraron en este caso fueron cimentaciones de piedra braza, encontrándose su desplante a -1.50 m. del nivel de banquetta.

Por lo tanto los muros armados que usamos como recimentación, tenían una altura de 2.0 metros más 30 cm que se les dio de empotre.

Estas recimentaciones se fueron haciendo en forma alternada, hasta que se recimentaron todas las estructuras colindantes.

En la colindancia del lado derecho de nuestro terreno (lado oeste), se recimentaron las cimentaciones de estos edificios en su totalidad antes de efectuar la excavación ya que se encontró con edificios muy antiguos algunos de más de 60 años que ya observaban daños muy visibles de diversas fisuras y con junteos entre mampostería ya muy degradados y

algunos muros inclusive con reparaciones (se observaron castillos añadidos a la estructura y algunas reparaciones), (Fotos N° 14 y 15).



Foto 14. Muros de edificios colindantes.



Foto 15. Muros de edificios colindantes.

Capítulo 6. Proceso constructivo.

6.1. Plantilla de cimentación.

Para lograr una superficie a nivel para el desplante de la cimentación, para tener un área donde la gente pueda trabajar sin dificultad, como cimbra para el colado de losa de cimentación, como base para el desplante de la cimentación se fue colando una plantilla de cimentación de 5 centímetros de espesor con un concreto de un $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ hecho en obra; esto conforme fue avanzando la excavación. Previniendo un hundimiento del terreno a causa de quitarle peso se previó colar esta plantilla 4 centímetros más debajo del nivel de proyecto (Foto N° 16).

Perfilado de áreas libres no excavadas (“mogotes”).

Estos volúmenes que corresponden a las áreas libres del edificio, se fueron afinando manualmente y posteriormente se protegieron con una malla tipo “gallinero” que a su vez se recubrió con un repellado rustico de mortero cemento-arena 1:6 para que las caras de esos “mogotes” sirvieran como cimbra para contener las trabes de cimentación que colindan con estos.



Foto 16. Colado de plantilla.

6.2. Cajón de cimentación

Para empezar, se ubicaron los trazos de los ejes principales a la plantilla, se ubican los elementos estructurales del cajón como son las trabes, se ubicaron las columnas auxiliándose por un estribo que se clava a la plantilla para darles la ubicación exacta a los oficiales fierros de la posición de las columnas.

Primero se colocan las varillas de $\frac{1}{2}$ " del lecho inferior de la losa; luego se van armando las trabes de cimentación comenzando por las varillas del lecho superior y ya cuando se tienen armadas las trabes se anclan las varillas de las columnas en el cruce de las trabes en donde lo indiquen los planos estructurales.

En el presente proyecto el armado del cajón de cimentación consistió en una losa fondo armada con varilla de $\frac{1}{2}$ " en dos parrillas con menor separación en la capa superior, quedando @ 14 cm y en el lecho inferior @28 cm. con bastones en los extremos. El armado de esta losa al contrario de una losa normal de entrepiso que tiene su refuerzo principal en el lecho inferior. Posteriormente las trabes de los cajones están armadas con estribos de Var. $\frac{1}{2}$ " @15cm y Varillas de 1" en el sentido longitudinal y Var. $\frac{1}{2}$ " en ambas caras @18 como refuerzo por temperatura. La tapa de este cajón es una losa maciza de 12 cm de espesor, armada con Var. $\frac{3}{8}$ " @18 cm. Las columnas con una sección de concreto de 40 x 60 cm, ubicadas en la intersección de trabes y de las cuales se contaba con 3 tipos; C1 con 12 varillas #8 y estribos #3 @20 cm en 3 juegos; C2 con 14 varillas #8 y estribos #3 @20 cm en 4 juegos y C3 con 18 varillas #8 y estribos #3 @ 20 cm en 5 juegos.

En el presente proyecto todo el acero usado en la cimentación fue G42 con un $f'y= 4,200$ kg/cm² de fluencia y el concreto con un $f'c=250$ kg/cm².

En este proyecto se usaron técnicas muy tradicionales (Fotos 17 y 18). Por ejemplo en los habilitados y armados de acero, la habilitación fue en bancos de madera y en “muertos” de concreto donde previamente se colocaron varillas de 1” para usarlos como pasadores y poder doblar las varillas. Para el corte de las varillas se usaron cortadoras manuales y arco con segueta.

El acero de la parrilla en contacto con la plantilla se calzo con pollos y la segunda parrilla con silletas para dar la separación correcta, antes de colar.

Para la continuidad de las varillas de los todos elementos estructurales se usó el traslape normal, respetando las medidas marcadas en el RCDF¹⁵ y en los propios planos.

Asimismo no se traslapo más del 30 % del refuerzo en un solo punto, para ello al comenzar el armado de algún elemento estructural se fueron alternando varillas de diferente medida para poder cumplir con este punto.

Todo el habilitado y armado se realizó siguiendo exactamente los planos estructurales y sus especificaciones en cuanto a sus ganchos, bastones, anclajes, traslapes, distancias entre varillas ,distancias entre estribos, juegos de estribos, calzas, silletas, recubrimientos necesarios ,etc.(Fig. N° 20 y 21).

¹⁵ (Arnal Simón Luis, 2005)RCDF 2.1.5 Fuerza cortante; f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal.

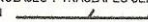
NOTAS GENERALES
 CONCRETO $f_c=250$ Kg/cm²
 ACERO $f_y=4200$ Kg/cm²
 TODOS LOS ANCLAJES Y TRASLAPES SERAN DE 40ϕ
 LA INDICACION  SIGNIFICA CORTE DE VARILLA
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES
 DISTANCIAS DEFINITIVAS EN PLANOS ARQUITECTONICOS
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 NIVELES EN METROS
 NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA
 LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO

TABLA DE VARILLAS		
DIAMETRO EN PULGADAS	#	ANCLAJES Y TRASLAPES(cm)
1/4	2	25
5/16	2.5	35
3/8	3	40
1/2	4	50
5/8	5	65
3/4	6 </td <td>80</td>	80
7/8	7	90
1	8	100

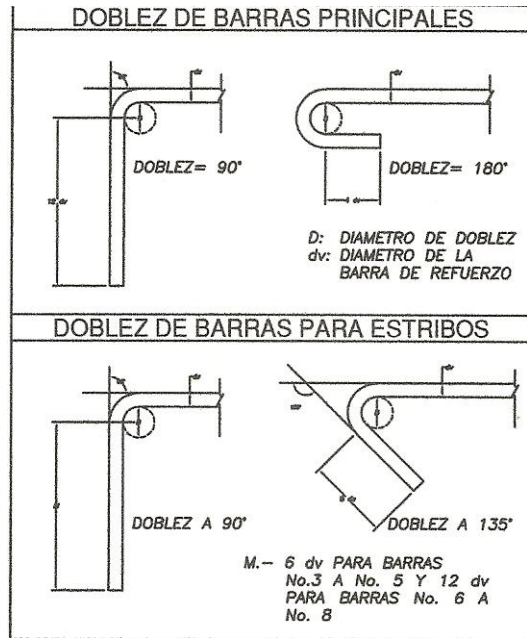


Fig. 20. Especificaciones de dobles de varillas.



Foto 17. Armado de traves de cimentación.



Foto 18. Armado de parrillas en losa de cimentación.

El proceso de colado de el cajón de cimentación fue el siguiente; ya teniendo armadas las trabes de cimentación, ancladas las varillas de las columnas y la doble parrilla de la losa fondo de cimentación. Se procedió a colar la losa fondo con un concreto con un $f'c=250$ kg/cm² con un impermeabilizante integral y usando una banda ojillada en todos los cortes de colado, esto para evitar en lo posible filtraciones en el futuro del agua freática. Posteriormente se cimbraron las trabes de cimentación y se colaron; para finalmente cimbrar la losa tapa de cimentación y colarla (Fotos N° 19 y 20). En esta etapa fue importante supervisar que se vibrara bien al colarlas.

Después de colar la losa fondo de cimentación se fueron colocando pasos para drenar las posibles filtraciones que llegase a presentarse de agua que penetre dentro del cajón por medio de tubos de pvc de 15 cm de diámetro entre las trabes.

Asimismo como la planta de estacionamiento tenía de proyecto una red de registros para captar algún escurrimiento, también se fueron dejando pasos para cruzar esta red por entre las trabes. Posteriormente se fueron ramaleando estas tuberías entre los registros y sujetando por debajo de la losa tapa de cimentación por medio de abrazaderas y tornillos con su debida pendiente.

La mayoría de los registros se colaron monolíticamente con la losa tapa (colgados).

En las trabes de cimentación se dejó un paso hombre de 60 x 60 cm para poder y sacar por ahí la cimbra de la losa tapa, la cual se cimbra con hojas de triplay que se cortaron a la mitad en el sentido corto quedando tramos de triplay de 0.60 x 2.40 metros y así se puedan recuperar por el paso hombre que se dejó en las trabes.



Foto 19. Cimbra de losa tapa del cajón de cimentación.

Después de colada la losa tapa de cimentación; lo que prosiguió fue colar el muro de contención perimetral y columnas, los cuales se colaron hasta el nivel +0.80 que es el nivel de desplante de la losa encasetonada con un peralte efectivo de 70 centímetros que descansara sobre estas columnas y será el soporte de los departamentos (Foto N° 21).

El muro de contención en este caso tenía un refuerzo vertical de Var. #4 @15 cm en ambas caras y en el sentido horizontal Var #3 @18 cm en ambas caras (Foto N° 22).

Por cuestiones técnicas y de políticas de la Empresa Constructora, el avance de los colados fue en pequeños tramos lo que obligó a cortarlos al 5° del claro siguiente, para que en la

medida de lo posible cortar en donde teóricamente los valores de los momentos se aproximan a cero.



Foto 20. Colado de losa fondo de cimentación.



Foto 21. Cimbra de columnas de 0.60x0.40 de sección.



Foto 22. Cimbra de muro de contención perimetral.

6.3. Losa fuerte o nervada.

Esta losa, la cual es una losa plana aligerada está ubicada a 1.50 m. sobre el nivel de la banquetta (Fig. N° 22 y 23).

Ya teniendo las columnas y en su caso el muro de contención se procede a cimbrar para armar la losa fuerte, trazando sobre la cimbra los elementos como son los muros que quedaran anclados en este, así como todas las nervaduras que contenga el tramo a colar.

Se comienza por armar las nervaduras principales en ambos sentidos de acuerdo a los planos estructurales. El armado general de las nervaduras principales consta de Var. # 6 en el sentido longitudinal con estribos # 3 o en nervaduras secundarias estribos # 2.

En los huecos o vacíos entre las nervaduras se colocaron casetones de poliestileno de 65 centímetros de espesor que se usaron como cimbra perdida y como la losa fuerte en total tendrá 70 centímetros, se tienen entonces 5 centímetros de espesos de una capa de compresión.

En donde se marcaba que debía haber un muro; como en el caso de este proyecto los muros fueron de block de concreto de 12 x 20 x 40 cm con huecos, reforzado verticalmente con varillas del # 3 @ 80 cm y horizontalmente con Var G60 3/16" @ 2 hiladas, se dejaron ancladas en esta losa fuerte tales varillas verticales en donde lo indicara el plano estructural correspondiente esto es en todo remate de muro, en la intersección de muros y @ 80 cm en zonas intermedias.

En las instalaciones hidrosanitarias se dejaron ahogados todos los ramaleos necesarios para los departamentos como w.c., lavabo, coladera cespól de área de regadera, lavadero y

preparaciones para la lavadora. Los ramaleos de las alimentaciones para estos elementos se realizaron con tubería de cobre y para las descargas de tubería sanitaria de pvc. En la instalación eléctrica se dejaron ahogadas las cajas, chalupas y poliductos necesarios para conectar los apagadores, contactos y salidas de centro o arbotante (Fotos N° 23, 24 y 25).

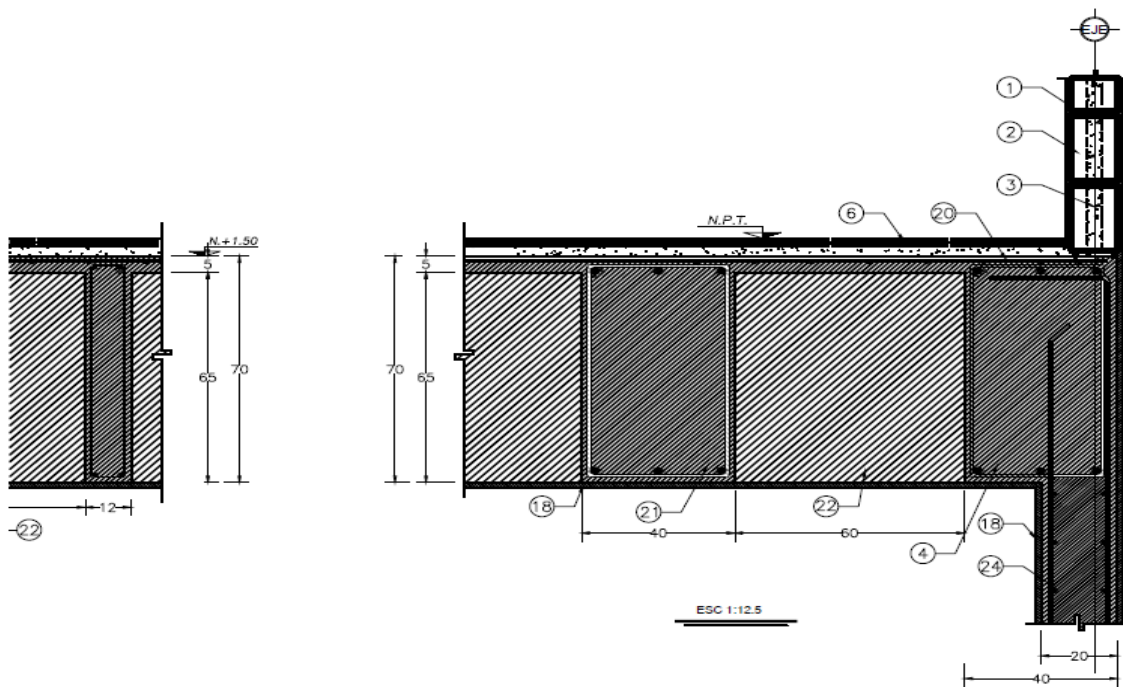


Fig. 22. Sección de losa aligerada.



Foto 23. Colado de losa aligerada.



Foto 24. Ramaleo de instalaciones hidrosanitarias.



Foto 25. Losa plana aligerada.

6.4. Entrepisos.

De la Losa Fuerte (planta baja) hasta la última planta (sexto piso); están estructurados en base a muros de block de concreto de 12 x 20 x 40 cm. reforzados interiormente con varillas del # 3 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ en remates de muro, intersecciones de muro y @ 80 cm. en zonas interiores en el sentido vertical así como varillas de 3/16" $f_y=6,000 \text{ kg/cm}^2$ @ 2 hiladas en el sentido horizontal (Fotos N° 26 y 27).

Como remate de estos muros lleva una cadena de 12 x 30; con 4 varillas # 3 y estribos #2 @20 cm.

Después se tiene una losa maciza de concreto reforzado de 10 y 12 cm de espesor; reforzada con varilla del # 3 $f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$ @ 20 y en algunos casos @ 15 cm.

De igual manera antes de colar la losa, se anclan las varillas del refuerzo vertical de los muros del siguiente nivel a base de varillas del # 3.

En este caso como se tenían entrepisos de 2.50 m., se cortaban las varillas de 3.00 m. para aprovechar los 12 metros de la varilla completa.

En el caso de las instalaciones, los ramaleos hidrosanitarios se ahogaron en los lugares indicados en los planos. En la mayoría de los casos; como la distribución de los prototipos se mantuvo igual en todos los 6 niveles del edificio, las instalaciones quedaron visibles abajo del piso de cada nivel, por lo que se tuvo la necesidad de colocar falsos plafones para ocultar tales instalaciones.

La alimentación del cuadro de toma del agua potable se realizó en todos los casos en el área del patio de servicio y de aquí se ramaleo hacia el baño y cocina.

Los poliductos para la instalación eléctrica, se ahogaron en la losa, continuando su camino por los muros (Fotos N° 28- 30).



Foto 26. Fachada principal.



Foto 27. Fachada posterior.



Foto 28. Losa maciza tipo.



Foto 29. Losa de entrecimpo.



Foto 30. Colado de losa de entrecimpo.

6.5. Azoteas.

En el caso de este proyecto se contempló vender las áreas comunes de la azotea para asignárselas a algún condómino, por lo que los muros de todo el perímetro del edificio así como de todos los vacíos se remataron a una altura de 1.10 m. para que sean circulables.

La terminación de la losa de azotea, en este caso será a base de un relleno de tezontle y un entortado de mezcla cemento-cal-arena en proporción 1:1:6, con pendientes hacia las coladeras de pretil o de cúpula con una pendiente del 2%. Después del entortado tendrá un sistema de impermeabilización a base de un primer, 2 capas de emulsificante y una malla de polyester como refuerzo, acabado con un riego de arenilla. Al final se colocara un enladrillado escobillado para que pueda ser transitable.

Las áreas de azoteas que son áreas comunes para todos los condóminos, se aprovecharon para la ubicación de los tanques estacionarios de gas “lp” y de los medidores de gas para cada departamento.

También se ubicara el cuarto de máquinas de los elevadores que tendrá una escalera de acceso metálica.

En la parte superior del cuarto de máquinas se colocara una antena maestra para dar señal de T.V. a todos los departamentos (Fotos N° 31 y 32).



Foto 31. Tanque de gas y medidores en azotea.



Foto 32. Cuarto de máquinas de elevador en azotea.

Capítulo 7. Proceso de supervisión.

El papel de supervisión que se realizó en este proyecto fue como Residente de Obra y

Se efectuó sustancialmente en 2 etapas:

1ª etapa: Antes de comenzar la construcción.

2ª etapa: En el transcurso de la construcción.

La primera etapa comenzó desde que se recibieron los planos del proyecto y se empezó a estudiar todos los planos, principalmente los arquitectónicos y estructurales para poder checar desde coincidencia de medidas, incongruencias entre estos, faltantes, especificaciones de construcción respecto a materiales y equipo, instalaciones.

En esta etapa se debe revisar todos los documentos del proyecto para familiarizarse con éste y hacer las recomendaciones pertinentes.

Es menester en esta etapa verificar algunos puntos:

- Obtener la última versión de planos.
- Verificar que las escalas marcadas en los planos sean las correctas para evitar errores al momento de trasladar dichas medidas a la construcción.
- Estudiar todos los planos y verificar que no contengan errores lógicos, es decir, muros que estén desfasados, coincidencia de medidas entre los diferentes planos, puertas muy pequeñas y algún faltante para poder solicitarlo.

- Verificar cuáles ejes son colindantes y cuáles son medianeros, para que al momento de trazar no se vaya a cometer algún error de medición.
- Siempre trasladar la medida del plano al terreno, corroborándola varias veces para que no haya ningún elemento desfasado u otro problema en la construcción.
- Tomar siempre medidas a “ejes”, es decir, no es correcto tomar de un extremo medida “a ejes” y en otro extremo, medida “a paño”.
- Identificar los diferentes elementos constructivos, como espesores de muros, ventanas con antepecho, ventana del piso a techo, proyección de volados, áreas libres, etc.
- Dimensiones y armados de todos los elementos estructurales; en este caso, trabes de cimentación, columnas, losas y muros.
- Especificaciones de todos los elementos a construir, incluyendo acabados.
- Generar volumetría de obra, para poder programar avance de obra y suministros de material y equipos a usar.

Esta etapa es básica; ya se sabe que se va hacer (planos del proyecto), como se va hacer (especificaciones) y cuando se va hacer (programa de obra).

Es pues fundamental conocer todos los documentos, planos e información que se tenga de todo el proyecto como la siguiente:

De proyecto se decidió usar acero normal con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en toda la estructura, menos en las cadenas de remate de los muros en donde de proyecto nos pedían usar un armado con 4 varillas de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ de $3/8''$ y estribos de alambión con $f_y=2300 \text{ kg/cm}^2 @ 20 \text{ cm}$. Se decidió usar un elemento prefabricado en este caso una armadura electro-soldada 12x30-4 Para una sección de colado de $12 \times 30 \text{ cm}$ que es la necesitamos y la cual tiene como refuerzo horizontal 4 varilla de $1/4''$ y estribos con $5/32''$ de acero de $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. N° 24).

Comprobación de Igualdad de Cargas

		EQUIVALENCIAS	COMPARACION DE RESISTENCIAS		
		DA 6000 = Grado 42	Resistencia a la Fluencia	Area de Acero	Carga
5/16" 7.94 mm		DA 6000 5/16"	6,000 kg/cm ²	0.495 cm ²	2,970 kg
3/8" 9.5 mm		Grado 42 3/8"	4,200 kg/cm ²	0.710 cm ²	2,982 kg
1/4" 6.35 mm		DA 6000 1/4"	6,000 kg/cm ²	0.317 cm ²	1,902 kg
5/16" 7.9 mm		Grado 42 5/16"	4,200 kg/cm ²	0.495 cm ²	2,079 kg
5/32" 3.97 mm		DA 6000 5/32"	6,000 kg/cm ²	0.124 cm ²	744 kg
1/4" 6.35 mm		Alambión 1/4"	2,300 kg/cm ²	0.317 cm ²	729 kg

Fig. 24. Comparativa de resistencias entre acero G42 Y DA 6000.

En la segunda parte de esta supervisión lo primero fue tener todos los documentos importantes del proyecto en la obra como son la licencia de construcción, alineamiento y número oficial, uso de suelo, estudio de impacto ambiental, contrato colectivo de trabajo con algún sindicato, Aviso de alta ante el IMSS, bitácora de obra foliada.

Además se instalaron 2 w. c. para el personal y colocaron los instrumentos preventivos y de seguridad para laborar en la obra como son el tener un botiquín de primeros auxilios, extintores distribuidos en la obra, rutas de reunión y de evacuación, cuarto de residuos peligrosos, aviso de uso obligatorio de casco de seguridad, listado de clínicas y hospitales cercanos a el área de la obra.

Se colocó un tapial sobre la acera de todo el frente de la obra en la calle de Alfonso Herrera, en este caso con postes de polín con hojas de triplay a una distancia menor a 50 centímetros que nos ordena el RCDF. También se colocaron tapias de protección en colindancias con los edificios vecinos.

Ya en la etapa de construcción para poder conseguir el objetivo de cumplir las especificaciones con un buen control de calidad, básicamente fue al realizar la recepción de cada actividad, revisando en cada una que se cumpla al pie de la letra con sus especificaciones.

Por ejemplo con la cantidad de varillas, diámetro correcto, traslapes con medidas correctas, medidas y niveles requeridos, cimbras correctamente colocadas, concretos con el

revenimiento adecuado así como un adecuado curado en el caso de los elementos de concreto reforzado.

Para el caso de los muros, requirió una constante verificación de él armado tanto horizontal como vertical y más que nada para que se colocarán las grapas de alambón de ¼” en los remates de muros y en cruces así como que se colarán los huecos de los bloque de concreto con refuerzo vertical cada 3 hiladas; igual se verifico que las instalaciones quedaran alojadas en medio del block y que se rompiera lo menos posible y solo en los lugares indicados para las salidas eléctricas o en su caso alimentaciones hidráulicas o descargas sanitarias, resanándose adecuadamente de ser necesario (Foto N° 33).

En el trascurso se implementaron los controles de calidad de los materiales que intervinieron en la construcción como son la verificación de las resistencias de acero, concreto, morteros y block.

En el caso de las instalaciones hidráulicas se fue haciendo una prueba hidrostática con bomba manual y manómetro antes y después del colado, dejándose la red cargada a una presión de 7 kg/cm²(Foto N° 34).

En suma es importante darle seguimiento a cada actividad para que cumpla con todos los requerimientos en cuanto a niveles, medidas y calidad en general para que la siguiente actividad no tenga problemas para proseguir correctamente.

El programa original para la terminación del edificio fue de 24 meses desde la demolición hasta la terminación total (fig. N° 25 Y 26).

Como la excavación se programó en dos etapas; con una primera etapa excavando aproximadamente $2/3$ partes del terreno y dejando una $1/3$ parte para zona de maniobras. Esto nos dividió varias actividades también en dos etapas, logrando unir las ya al final del programa de obra.

Para poder cumplir con los tiempos del programa de obra, se programaron todas las actividades con muy poca holgura entre el inicio de una actividad y el inicio de la siguiente actividad con tiempos de hasta 1 día, por ejemplo la colocación de muros de block, fue al día siguiente del colado del respectivo nivel de desplante.

Igualmente para poder mantener el avance de este programa de obra, se programó un suministro de materiales y equipo de acuerdo a la demanda.

Aun así, el programa se fue reprogramando hasta llegar a los 25 meses en que se terminó el edificio. Esto esencialmente por fallas en suministro de materiales, específicamente de varillas de refuerzo.



Foto 33. Colado de huecos en muros de block.



Foto 34. Prueba de ramaleos hidráulicos.

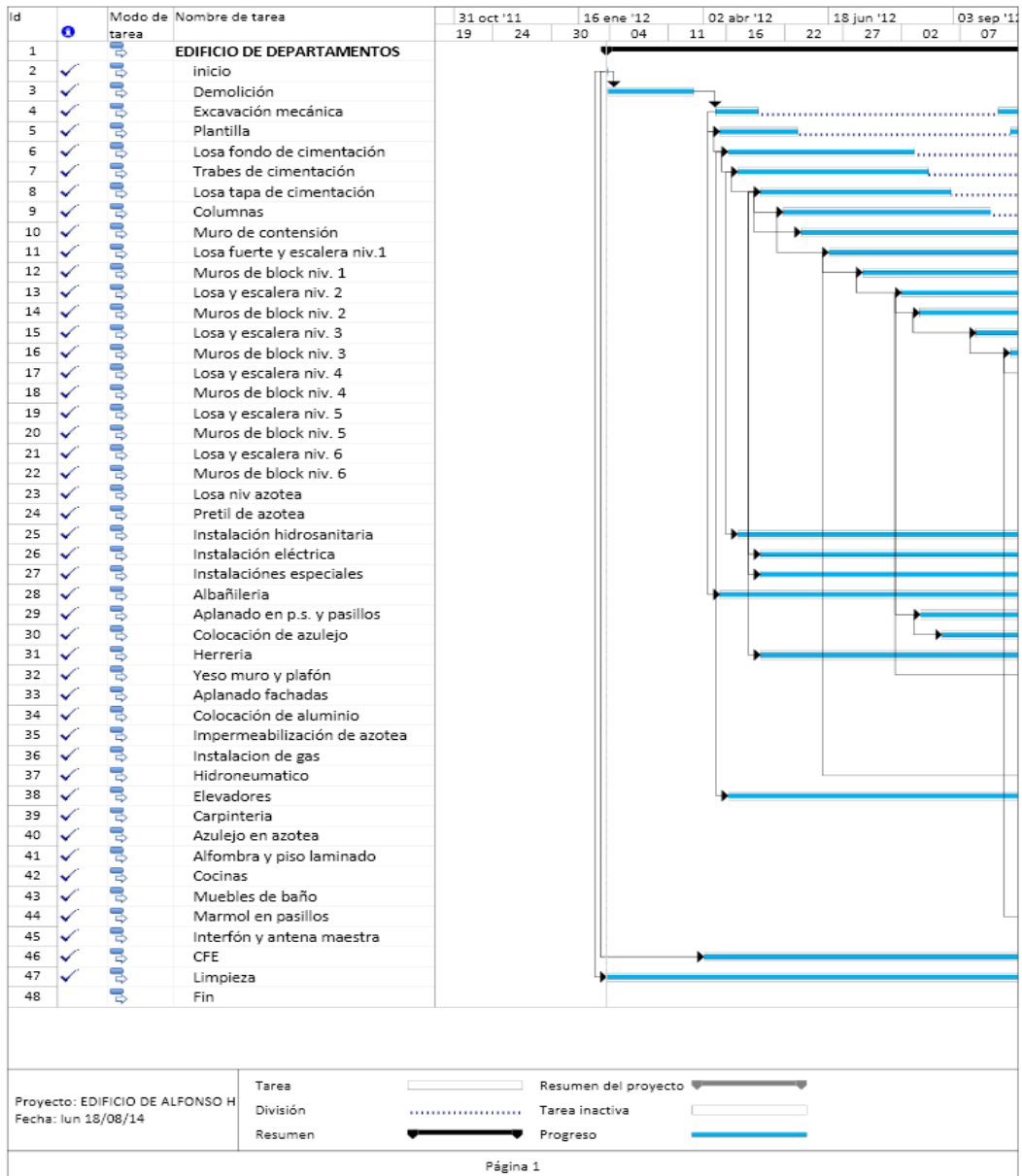


Fig. 25. Programa de obra.

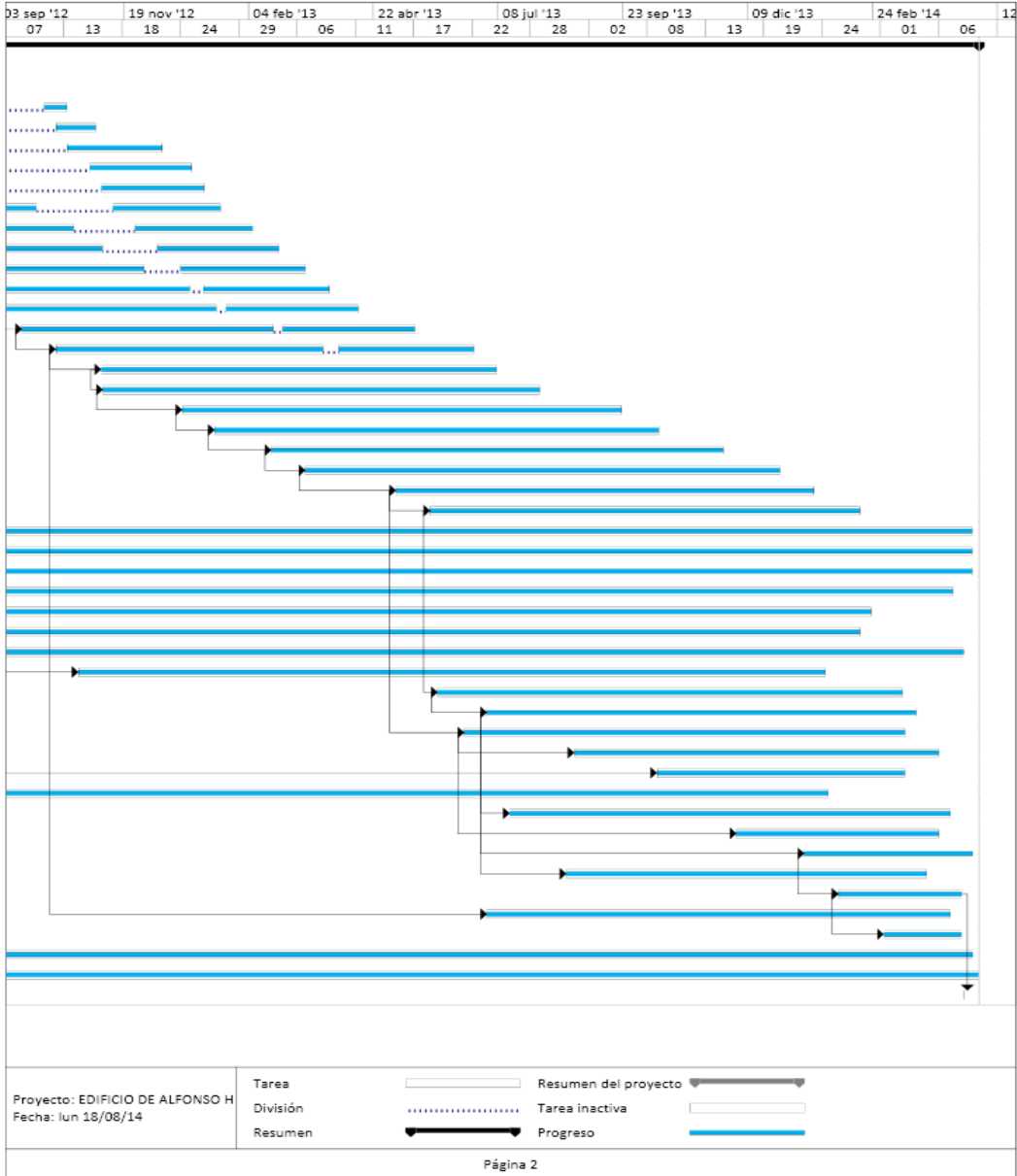


Fig. 26. Programa de obra, continuación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones.

El uso de la cimentación parcialmente compensada, empleando para ello un cajón de cimentación formado por 2 losas y una retícula de trabes resulta en una solución que consiste en efectuar una excavación tal que los esfuerzos originales del subsuelo; en el desplante de la cimentación se conservan constantes después de construir el inmueble, de manera que si la construcción de la cimentación y del edificio en conjunto se hacen con la suficiente rapidez y con las debidas precauciones no se producirán incrementos de esfuerzos ni de hundimientos sustanciales al subsuelo.

En los suelos saturados y poco permeables, como las arcillas de la cuenca del Valle de México, se aprovecha este principio para realizar cimentaciones como es el caso del presente caso.

Desde luego teniéndose las debidas precauciones; principalmente en la etapa de la excavación, esto es protegiendo las cimentaciones colindantes y llevando un estudio de asentamientos aceptables del propio edificio así como de los edificios colindantes.

En la construcción de este edificio de departamentos se usaron técnicas tradicionales de construcción como usar varillas de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ con traslapes normales y amarradas con alambre recocido en elementos de concreto reforzado, así como usar madera de pino de 3ª como cimbra y equipos básicos como vibradores, malacates, etc.

El proceso de supervisión es fundamental en todo proyecto de construcción y en este caso no fue la excepción; básicamente se realizó en 2 etapas , la primer etapa en la cual se efectuó la excavación y hubo que tener bastante cuidado con la protección de las colindancias así como de la recimentación de las cimentaciones de los edificios vecinos y se comenzó con la construcción de el cajón de cimentación, seguido del colado de columnas y muro de contención perimetral hasta llegar a la losa fuerte o encasetonada de 70 centímetros de peralte que es donde comienza el uso de muros de block reforzados tanto horizontal como verticalmente. Esta etapa fue fundamental ya que se definieron tanto niveles, como ubicaciones de columnas, pasillos, desplante de foso de elevador, escalera, accesos vehiculares y peatonales al edificio.

En la segunda etapa consistió en la construcción de muros y losas de entrepisos, en donde por el sistema de construcción que se usó, esto es muros de block de concreto de 12x20x40 cm tipo pesado reforzados con varillas vertical de 3/8” con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, varillas de 3/16” de $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$ @ 2 hiladas en el sentido horizontal, así como el uso de ganchos y de escuadras en remates e intersecciones del muro requirió de una extremada supervisión para lograr de su adecuada colocación y del colado de los huecos que debían de colarse adecuadamente.

Para cumplir y exceder las especificaciones requeridas es menester darle igual importancia a todos los conceptos que componen nuestro proyecto, para no seguir con la siguiente actividad sin antes verificar la presente en cuanto a medidas, niveles y especificaciones requeridas. Esto es darle siempre valor a todos los procesos de la obra.

Recomendaciones.

- Nunca verter el concreto si el acero de refuerzo está contaminado con tierra u otro material que pueda generar oquedades o empobrezca la calidad de este.
- El recubrimiento del acero de refuerzo debe ser el requerido por proyecto; de no cumplirse con esta norma, el acero se encontrara en el punto neutro y perderá toda su capacidad de carga y resistencia a la tensión.
- El acero de refuerzo debe estar perfectamente vibrado, evitando así de oquedades que pudieran generar humedades en las varillas y por tanto corrosión.
- Verificar escuadras, ganchos y traslapes en el acero de refuerzo, de acuerdo a el RCDF, para prevenir que pueda haber algún deslizamiento.
- El acero de refuerzo deberá de estar calzado, para que la revoltura recubra totalmente el acero.
- El mortero cubrirá las caras horizontales y verticales de las piezas de block, para evitar agrietamientos por asentamientos.
- La junta en las hiladas de block será no menor de 6 mm ni mayor de 1.5 cm para evitar que las piezas se desprendan.
- El mortero y las mezclas que se realicen no se realizarán en contacto directo con tierra o sin control de dosificación con el fin de lograr una mayor calidad.
- Verificar el correcto colado de los huecos de block que van reforzados con varilla de acero.
- Verificar el colado de refuerzo horizontal de los muros @ 2 hiladas.

- Verificar que al colocar instalaciones dentro de los huecos de los muros, no se rompa innecesariamente de más.
- Verificar el correcto vibrado de todos los elementos, durante el vaciado de concreto.
- Verificar el plomo de las cimbras, antes y después del vaciado de concreto.
- La madera de la cimbra deberá de humedecerse antes del vaciado de concreto, para evitar que se deshidrate el concreto que se agregue.
- El curado de los elementos de concreto deberá de ser constante, con el fin de que no se deshidrate y por ende pierda capacidad de carga.

REFLEXIONES DEL TRABAJO PROFESIONAL REALIZADO.

Así como en muchas otras actividades la experiencia sumada a otros factores como son la perseverancia, el ingenio, la coordinación, la programación y un propósito constante de seguir aprendiendo hacen que se pueda tener la capacidad de participar en el proyecto, planeación, construcción o supervisión de algún elemento que represente algún beneficio para el ser humano o la naturaleza.

En mi caso particular, mi experiencia laboral como la mayoría de los casos, empezó siendo auxiliar de ingeniero civil en proyectos habitacionales, que consistían básicamente en casas de 2 a 3 pisos y edificios de departamentos de interés social.

La labor consistía básicamente en programar actividades, suministro de materiales, supervisión de trabajos ejecutados y avances de obra para programar estimaciones.

Después hubo oportunidad de trabajar con 1 DRO del Distrito Federal, apoyándolo desde el trámite ante algunas dependencias así como el avance general de sus obras.

Posteriormente y hasta la fecha he laborando en la construcción como residente de obra en varios proyectos habitacionales, participando desde la generación de volúmenes de obra hasta la construcción y en muchos casos la entrega personal del departamento o casa al cliente.

A lo largo del camino he tenido la ocasión de presenciar diversos sistemas constructivos y de verificar sus ventajas y desventajas.

Es así como en mis inicios cuando solo participaba en la entrega y posterior detallado de las casas y departamentos pude darme cuenta de los errores que frecuentemente se llevan a

cabo en la construcción, desde la falta de una correcta elaboración del presupuesto, para no dejar ningún elemento sin considerar hasta la infinidad de conceptos mal ejecutados ya sea por la mala calidad de los materiales o por una mala ejecución por falta de una correcta supervisión. Reflejado todo ello en la aparición temprana de diversas fisuras, (principalmente en los desarrollos donde se usaron muros reforzados interiormente) desprendimientos de acabados y diversas irregularidades. Causados todos ellos por no cumplir con las mínimas especificaciones, como es el caso de los muros reforzados interiormente donde se podían encontrar sin colar o colados deficientemente, o acabados de yeso desprendiéndose por falta de no usar algún elemento de liga con la losa.

Después de varias experiencias con errores y aciertos podemos afirmar que para poder construir algo, se tiene que establecer que se va a construir, como se va a construir (especificaciones claras y completas) pero principalmente supervisar que todas las actividades realmente se ejecuten con la calidad y especificaciones esperadas.

Esto en coordinación con las demás áreas que pueden intervenir en algún proyecto, esto es proyectistas, estructuristas, instaladores, contratistas, etc.

En la descripción del presente trabajo de un edificio para departamentos, podemos mencionar básicamente dos puntos que a mi parecer merecen la pena recalcar.

Uno es la protección de cimentaciones a las colindancias de los edificios vecinos antes y después de la excavación. En el caso de este proyecto se usaron dos opciones; una donde se fue excavando y dejando un pateo de tierra como protección y que posteriormente y en forma alternada se fue quitando en tramos para colocar una recimentación, la otra opción consistió en recimentar antes de efectuar la excavación. La decisión de recimentar antes de

la excavación como ya se mencionó antes fue por estado ya muy deteriorado de estos edificios, donde no se recimento se juzgó que no había necesidad de hacerlo, dejando solo el pateo de tierra como protección.

Lógicamente el usar el primer método, esto el recimentar desde antes implica un mayor costo que algunas constructoras consideran no realizar.

Esta decisión conlleva mucha incertidumbre ya que en este caso no se realizó un estudio minucioso para verificar que este pateo soporte el empuje horizontal del terreno adyacente al corte durante la excavación.

En lo personal, no he tenido problemas cuando se dejó algún pateo de suelo como protección, pero supe de casos en donde inclusive las recimentaciones que se realizaron fueron botadas poniendo con ello en peligro la estabilidad de construcciones vecinas.

Es por ello que se recomienda siempre realizar algún tipo de muro pantalla o tablestacado antes de realizar la excavación. Evitando con ello riesgos innecesarios a las colindancias.

El otro punto importante es el uso de muros de carga en base a piezas de concreto huecas con refuerzo tanto horizontal como vertical el cual a juicio personal proporciona un buen avance de obra y además proporciona un buen elemento estructural. Esto se logra solo si efectivamente se cuelan todos los huecos que tienen refuerzo y se colocan adecuadamente los ganchos requeridos en remates de muros, esquinas e intersecciones y colocando adecuadamente el refuerzo horizontal, en este caso varmil G60 de 3/16" @2 hiladas.

Esto lógicamente implica la necesidad de ser un sistema que requiere una supervisión constante para verificar que se cumplan con estas especificaciones.

BIBLIOGRAFIA

Arnal Simón Luis Betancourt Suárez Max REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL [Libro]. - México, D. F. : Trillas, 2005. - Quinta.

Carlos Crespo Villalaz MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES [Libro]. - México D.F. : LIMUSA, 2006.

Carlos Ortiz Fimbres Estudio de mecánica de suelos [Informe]. - México D.F. : [s.n.].

Celso Barrera Chávez Apuntes de clase de Cimentaciones. [Informe]. - 1993.

Juárez Badillo E Rico A. MECANICA DE SUELOS TOMO I [Libro]. - México D.F. : LIMUSA.

Juárez Badillo E Rico A. MECANICA DE SUELOS TOMO II [Libro]. - México D.F. : LIMUSA.

Meli Piralla Roberto Diseño Estructural [Libro]. - México, D.F. : Limusa, 1990. - Tercera : págs. 493-503.

NTC Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones [Libro]. - México D. F. : Diario Oficial, 2004.

Santoyo Villa Enrique Ovando Shelley Efrain, Mooser Federico, León Plata Elvira SÍNTESIS GEOTÉCNICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO [Libro]. - México D.F. : TGC GEOTECNIA, 2005.

Tamez González Enrique Ingeniería de Cimentaciones [Libro]. - México D.F. : TGC Geotecnia S. A. DE C.V., 2001.