



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

UNIDAD ZACATENCO

**“ESTABILIZACIÓN DEL SUELO Y RECUPERACIÓN DEL EDIFICIO 2
DE LA ESCUELA SECUNDARIA 250 “JESÚS M. SOTELO INCLÁN”**

T E S I S

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

Presenta

Castro Soriano Juan

Director de tesis:

Ing. Carlos Magdaleno Domínguez



México, Distrito Federal

Junio del 2013

Agradecimientos

Quisiera comenzar agradeciendo todos los apoyos recibidos por la
Delegación Xochimilco

En especial al Director General de Obras y Desarrollo Urbano de la delegación
Xochimilco.

Ing. Salvador José Raymundo Navarro Trovamala

Por la autorización para desarrollar este proyecto y todo el apoyo en la ejecución
del mismo.

A todos los integrantes de la empresa
5 Sol Geoconsultores S.A. de C.V.

Que colaboraron activamente aportando sus experiencias, comentarios y opiniones
en este proyecto. En especial al
Ing. Marco Vinicio Rodríguez Guerrero

Por su apoyo y asesorías proporcionado en el proceso de dicho proyecto.

Sin olvidar, tampoco, a todos los miembros que integran mi familia, a mis padres,
hermanos, amigos y todas aquellas personas que me dieron su apoyo incondicional
y estuvieron a mi lado en cada paso de mi vida.

ÍNDICE

Introducción.	4
Antecedentes.	6
Metodología.	8

CAPÍTULO UNO

Descripción del proyecto

1.1 Visita al sitio.	9
1.2 Topografía.	11
1.3 Descripción del proyecto arquitectónico.	15
1.4 Sistema estructural.	19
1.5 Materiales de construcción.	26

CAPÍTULO DOS

Estudios de mecánica de suelos

2.1 Geología local.	39
2.2 Exploración Geofísica.	43
2.3 Exploración Geotécnica.	56
2.4 Evaluación del riesgo Geotécnico.	61

CAPÍTULO TRES

Revisión estructural del edificio

3.1 Acciones permanentes.	63
3.2 Acciones variables.	68
3.3 Acciones Accidentales.	71
3.4 Interacción suelo estructura.	75
3.5 Dictamen estructural.	77

CAPÍTULO CUATRO

Procedimiento para estabilizar el suelo y renivelar el edificio

4.1 Preparación del inmueble.	84
4.2 Mejoramiento del suelo de sustentación.	91
4.3 Excavación de las cepas para colocar los gatos hidráulicos.	96
4.4 Mejoramiento de suelo para las bases de concreto.	99
4.5 Construcción de las bases de concreto para equipos neumáticos.	100
4.6 Liberación total de la estructura.	106
4.7 Fabricación de los soportes de acero.	108
4.8 Circuito de gatos hidráulicos.	114
4.9 Renivelación de la estructura a base de gatos hidráulicos.	121
4.10 Estabilización y aseguramiento de la estructura.	135

CAPÍTULO CINCO

Análisis de resultados

5.1 Resultados esperados.	140
5.2 Resultados Obtenidos.	141
Conclusiones.	146
Recomendaciones.	148
Bibliografía.	150
Anexos.	
Índice de figuras.	152
Índice de Fotografías.	154
Índice de tablas.	156
Índice de ejemplos.	156

Introducción

A la largo del tiempo, se han presentado problemas de hundimientos en la ciudad de México, los que genera que se dañan las estructuras y terminen inservibles, y para poder recuperarlas se requiere de inversiones elevadas.

Observando esta problemática se ha diseñado un sistema de recuperación de estructuras a base de equipos neumáticos que nos permiten renivelar las estructuras, pero esto no soluciona la inestabilidad del suelo, por lo que se ha empleado un método para Inyectar mortero al suelo y así evitar el hundimiento diferencial.

Capítulo Uno

Para iniciar con los trabajos previos a la recuperación de una estructura es necesario realizar un reporte de las condiciones en las que se encuentra el lugar, levantamientos topográficos y altimétricos, que nos indiquen cómo se comporta la estructura y si es posible, recopilar información histórica del comportamiento topográfico del lugar en estudio.

Capítulo Dos

Es importante determinar cuál fue o es el principal problema que genera el hundimiento diferencial así como el deslizamiento por lo que es necesario recopilar información histórica de la geología local del lugar, o cuáles eran las condiciones del sitio antes de ser construida la estructura, para poder recopilar mayor información de las propiedades geomecánicas es necesario realizar estudios de geofísica y de mecánica de suelos para poder tener mayor información del tipo de material que nos podemos encontrar y poder determinar más acertadamente cual es el verdadero origen del problema de inestabilidad.

Capítulo Tres

Para determinar si la estructura es posible de recuperar, se tiene la necesidad de realizar un dictamen de seguridad estructural para determinar si la estructura soportara los esfuerzos ejercidos por los equipos neumáticos, revisando conexiones, elementos estructurales y no estructurales, si es necesario reforzar la

estructura para disipar los esfuerzos o si es necesario sustituir o reparar algunos elementos estructurales.

Para analizar la estructura se debe de tomar en cuenta su peso propio de la estructura (cargas Muertas) así como el peso de las instalaciones, muros, losas, pasillos y todos aquellos pesos extra que pueda tener la estructura. El RCDF nos indica que se deben de tomar cargas vivas, para el análisis de la estructura se tomara en cuenta la carga viva media y se despreciaran las demás, esta carga solo será para determinar el peso de la estructura y poder concluir que tipo de equipo se utilizara.

Capítulo Cuatro

Para poder estabilizar el suelo de sustentación, se determinara una batería de pozos para inyectar mortero-agua al suelo, la inyección se mezclara con el suelo, rellenando las fisuras y las grietas que puedan llegar a tener y los vacíos que pueda llegar a tener el suelo, con este procedimiento se evita tanto el deslizamiento como el hundimiento porque se hace más homogéneo el suelo.

Para recuperar la estructura se debe de mejorar el suelo de sustentación, aunque se realicen los trabajos de recuperación, el problema principal en los hundimientos es el suelo por lo que se debe realizar los trabajos de estabilización antes de cualquier otro.

En este método para recuperar la estructura, se debe liberar completamente la cimentación y excavar por debajo de ella, las excavaciones por debajo de la cimentación deben de ser estratégicamente seleccionadas para una mejor reacción de la estructura, teniendo las excavaciones por debajo de la cimentación se procederá a realizar bases de concreto, que nos soportaran el peso que ejerce la estructura y es donde se colocarán los dispositivos neumáticos para su renivelación, al finalizar la renivelación se estabilizara la estructura a base de relleno fluido, esto le dará mayor rigidez a la cimentación y evitara posibles movimientos.

Para finalizar se debe de realizar un estudio de geofísica, esto para asegurarse la reacción que tuvo la inyección con el suelo.

Antecedentes

Uno de los mayores problemas en la ciudad de México son los hundimientos diferenciales que se han presentado a lo largo del tiempo en la ciudad de México, esto principalmente ocasionado por la explotación excesiva de agua del subsuelo y el no haber un equilibrio hidráulico en la extracción del aguas subterráneas ocasionada porque se extrae más agua del subsuelo de la que se filtra, esto ocasiona que el volumen de agua sea sustituido por aire y al construir sobre el suelo ocasiona un esfuerzo al suelo liberando las partículas de aire y consolidando el suelo.

La ciudad de México se ubica a 2,236 metros sobre el nivel del mar, existen unos 1,600 pozos en operación así como innumerables pozos clandestinos; la extracción de agua es de unos 76.6 m³/s.

La ciudad de México se ha hundido desde 1856 casi 9.00 metros, según la referencia de la Catedral Metropolitana, que se hunde actualmente con 6 a 7 cm/año¹.

Con el paso de los años los hundimientos se notan a simple vista, muchas calles tienen lomos que no se apreciaban antes y cada vez es más notorio el desplome en un gran número de edificios en toda la Ciudad de México, algunas zonas que antes se consideraban exentas de los efectos del fenómeno, como la del Valle y la Roma, presenta edificios con evidentes inclinaciones y daños.

En los últimos años las autoridades de la delegación de Xochimilco, han realizado monitoreo de los planteles educativos ya que por diferentes motivos han sufrido problemas de inestabilidad en sus inmuebles, por lo que, como producto de este trabajo de prevención, se da como resultado que en días pasados se ordenó la inhabilitación del edificio No. 2 de la Secundaria No. 250. El monitoreo realizado posteriormente al sismo del mes de diciembre, el edificio 2 mostró un aumento repentino en el hundimiento diferencial que ha venido afectando desde hace tiempo. Por tal circunstancia, y con la firme convicción de dar solución al problema de inestabilidad estructural de dicho inmueble, se solicitó el realizar una propuesta

¹ Enrique Santoyo Villa. "Hundimiento en la ciudad de México, Shanghái y Bangkok" Historia y actualidad del hundimiento regional de la Ciudad de México, pp. 2

para recuperar de manera inmediata el estado físico del edificio y así poder garantizar la seguridad de alumnos y personal que labora en dicho plantel.

En el año de 1960 se inicia la disminución de la extracción de agua en el centro de la ciudad de México y a su vez el inició de la explotación acuífera en el sur (XOCHIMILCO Y CHALCO)²

² Dirección General de construcción y operación hidráulicas. "Extracción de aguas subterránea y hundimientos del terreno" El hundimiento del terreno en la ciudad de México y sus implicaciones con el sistema de drenaje, pp. 2

Metodología

Estabilización del suelo y recuperación del edificio

- Planteamiento del problema
- Revisión visual
- Dictamen estructural
- Topografía
- Inyecciones de mortero
- Excavación
- Construcción de bases de concreto
- Construcción de soportes de acero
- Liberación total de la estructura
- Renivelación
- Estabilización y aseguramiento de la estructura
- Estudio de geofísica

CAPÍTULO UNO

Descripción del proyecto

1.1 Visita al sitio

En compañía del personal técnico y autoridades de la dependencia, se realizó una visita al sitio donde se ubica el edificio motivo del presente trabajo. Con el objeto de observar la problemática presente y llevar a cabo los comentarios y observaciones técnicas con respecto a la viabilidad de recuperación del inmueble.

Esta visita fue realizada por el Director del proyecto y los ingenieros especialistas en dichos trabajos, quienes deberán acreditar con la experiencia suficiente en la ejecución de este tipo de proyectos, la experiencia en estos trabajos será fundamental en las observaciones y comentarios que se viertan con respecto a las intenciones de la dependencia de recuperar el inmueble.

Con la visita a la escuela secundaria, se recopiló la información necesaria para dictaminar si la estructura es factible a ser recuperado o usar algún otro procedimiento para beneficio de la comunidad estudiantil, se pudo observar que dicho plantel, presenta problemas de inestabilidad estructural en dos de sus cuatro edificios que componen al plantel.

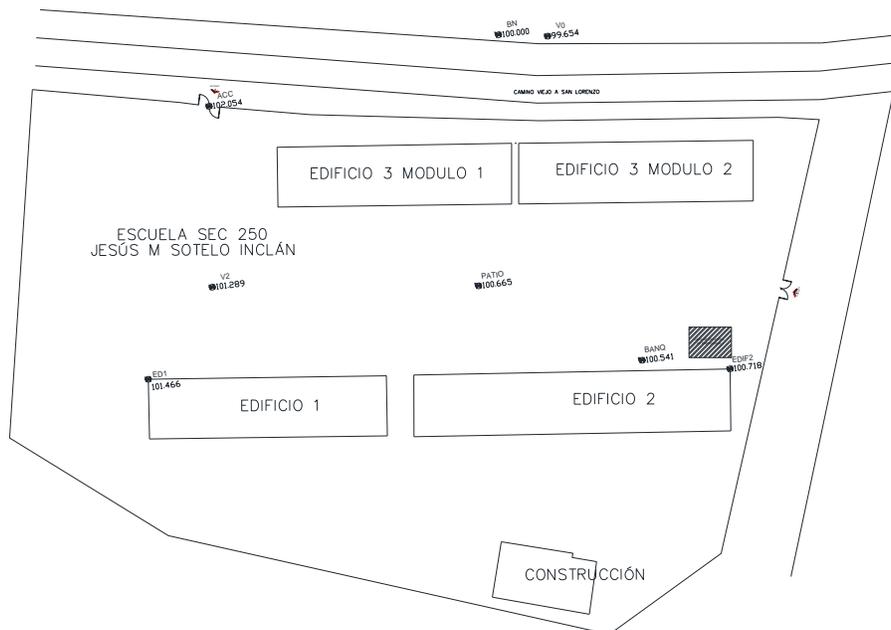


Figura 1.1 Escuela Secundaria "Jesús M Sotelo Inclán".

De acuerdo a lo observado en la visita, se pudo observar que los dos edificios, cuentan con problemas de asentamiento diferencial asociado a un deslizamiento general del terreno que afecta principalmente a los edificios que albergan las aulas, los laboratorios y talleres, es decir, el edificio 2 y al módulo 1 del edificio 3, por lo que, la importancia de conocer el grado de afectación, así como también, la potencial evolución de los movimientos en un futuro, proporciona a las autoridades delegacionales información necesaria en la toma de decisiones en función del grado de riesgo que represente esta alteración en la estabilidad de los edificios, con lo que, evidentemente no solo se pondría en riesgo la seguridad estructural de los mismo, sino también, la seguridad, tanto de los alumnos como del personal docente que integran la población educativa.

La inestabilidad estructural de los inmuebles es muy evidente ya que se pudo observar que existe un desnivel considerable, principalmente del edificio 2, ubicado al Sur del predio donde se edificó el plantel, este desnivel, presenta a su vez, un asentamiento en dirección a el callejón de Camino Viejo a San Lorenzo hasta de 51 centímetros desde el extremo norponiente al extremo nororiente de dicho edificio.

A pesar de existir este movimiento combinado, la estructura de este edificio, así como, de los demás, no presentan daños, lo que se convierte en un factor de vital importancia para considerar en lo inmediato la recuperación de los inmuebles y principalmente el edificio donde se localizan las aulas y la biblioteca.

El origen de estos movimientos se debe fundamentalmente a una falla en las características geomecánicas del suelo, así como también, a la ubicación geográfica del predio, se encuentra ubicado dentro de una depresión producto de la intermitente actividad volcánica, por donde corría una corriente fluvial, la cual, depositó sedimentos de tamaños diversos, produciendo un depósito fluvial inestable, conocido como de Pie de Monte, además de la presencia de una estructura de captación de aguas fluviales existente por debajo del plantel educativo y que no fue demolido previamente a la construcción del mismo.

Siendo este el origen de los sedimentos que constituyen al depósito donde se asienta parte del plantel escolar, lo estrecho del valle fluvial permite que otra parte de la construcción del inmueble, se desplante en terreno rocoso, lo que produce un potencial hundimiento diferencial si no se realizaron rellenos controlados con materiales de mejoramiento.

Cabe resaltar que a pesar de los problemas presentes en las estructura, se puede observar que la construcción del plantel en general, se realizó en forma adecuada, pero la presencia de un drenaje natural, el cual, pasa actualmente por debajo del plantel, puede generar reacomodo de sedimentos tanto naturales, como también, aquellos que fueron utilizados para nivelar al terreno, siendo este proceso de erosión subterránea, el proceso causal de los movimientos que alteran estructuralmente los inmuebles.

Con el objeto de mostrar la evolución y remarcar la inmediata estabilización del edificio 2, se tiene que este problema de estabilidad estructural de los edificios de dicho plantel ha sido una preocupación por las diferentes autoridades de la delegación Xochimilco, ya que desde 1991 se ha estado realizando trabajos de evaluación de riesgo en la zona de Nativitas, donde se tiene que en 1991, la empresa Geotec S. A. de C. V., reporteo que en dicho edificio se presentaba un desnivel en sus extremos norte de 29.30 centímetros, mientras que en sus extremos sur de 15.60 centímetros, en este informe se destaca que el edificio mostraba una torsión teniendo en su centro el punto de flexión partiendo hacia los extremos del inmueble.

1.2 Topografía

Con el objeto de conocer las condiciones de deformación y hundimiento del edificio, una brigada de topografía, realizó los trabajos de ubicación de niveles y desplomes presentes en el edificio por recuperar, así como de los demás inmuebles que constituyen al plantel educativo, ya que es de gran importancia conocer estas condiciones físicas de los inmuebles para valorar el grado de afectación en general, así como de establecer los parámetros requeridos en los trabajos de recuperación del edificio.

Durante la ejecución de estos trabajos, se ubicaron de los bancos de referencia tanto generales, como en particular del edificio, los cuales serán considerados a lo largo del desarrollo de los trabajos de recuperación del edificio.

Otra de las actividades de esta brigada fue la ubicación de los puntos de referencia necesarios en el levantamiento y recuperación de los niveles de servicios del edificio.

Es importante considerar que la brigada de topografía llevó a cabo los trabajos de monitoreo del inmueble, cada dos semanas para determinar el grado de movilidad que presente el edificio durante el desarrollo del proyecto.

Para analizar y poder tomar una decisión adecuada y precisa sobre las condiciones en las que se encuentra nuestra estructura es necesario hacer un levantamiento topográfico y altimétrico, el cual nos da la información necesaria para determinar las condiciones en las cuales se encuentre la estructura así como los desniveles y desplomes que pueda llegar a tener la estructura, ya que esto es de vital importancia para la toma de decisión sobre el proceso que tendrá la estructura.

Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es un análisis preciso de las condiciones del área en estudio, se realiza con el fin de determinar las condiciones del terreno en estudio y poder proporcionar la mayor información sobre el área que se esté analizando.

Con el objeto de conocer el grado de alteración estructural, tanto en general, como en particular de los ejes estructurales del edificio Número 2, se llevaron a cabo los trabajos de topografía necesarios para conocer los niveles existentes principalmente en los 13 ejes transversales, de acuerdo a la información obtenida durante los trabajos realizados por la empresa Geotec, S. A. de C. V., en 1991, para el caso específico del edificio de la Secundaria 250, reporto que dicho edificio presentaba los niveles siguientes:

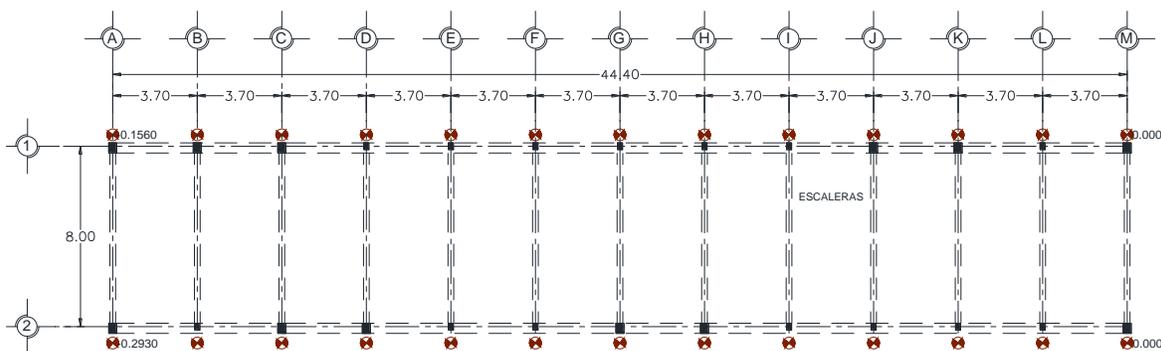


Figura 1.2 Niveles de los extremos del edificio Número 2, levantamiento en el año de 1991, por la empresa Geotec S. A. de C. V.

Como es posible observar en la figura anterior, ya para 1991, se manifestaba un desnivel de 29.30 centímetros en el extremo nororiente, mientras que en el extremo suroriente, el desnivel era de 15.60 centímetros, así mismo, esta misma empresa reportó en ese mismo trabajo que de acuerdo a las nivelaciones realizadas en dicho edificio, manifestaba movimiento combinado de levantamiento hacia el centro de la estructura, mientras que hacia los extremos, se manifestaba un hundimiento principalmente hacia el norte del edificio.

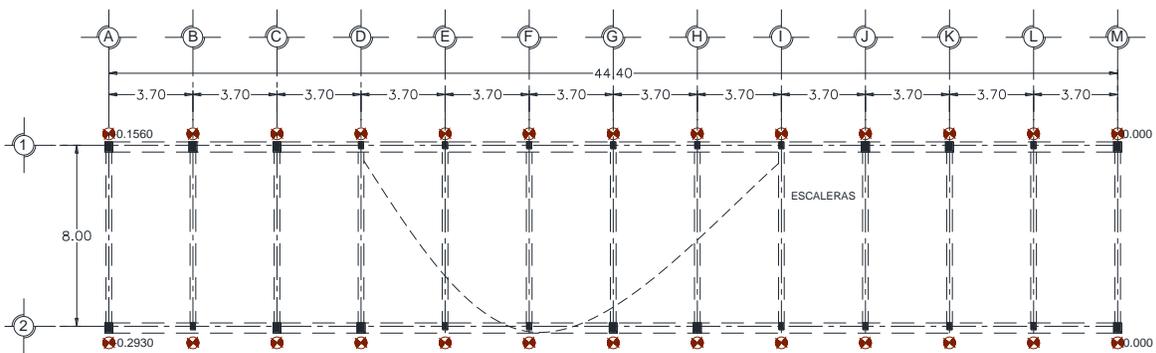


Figura 1.3 Se muestran los puntos que de acuerdo a los niveles levantados en 1991, se encontraban con ligero levantamiento, manifestando una torsión del edificio principalmente hacia el centro del mismo.

Uno de los aspectos sobresalientes reportados por la empresa Geotec S. A. de C. V., en su informe, es el referente a los niveles correspondientes a los extremos del edificio, dichos niveles, darían los resultados siguientes:

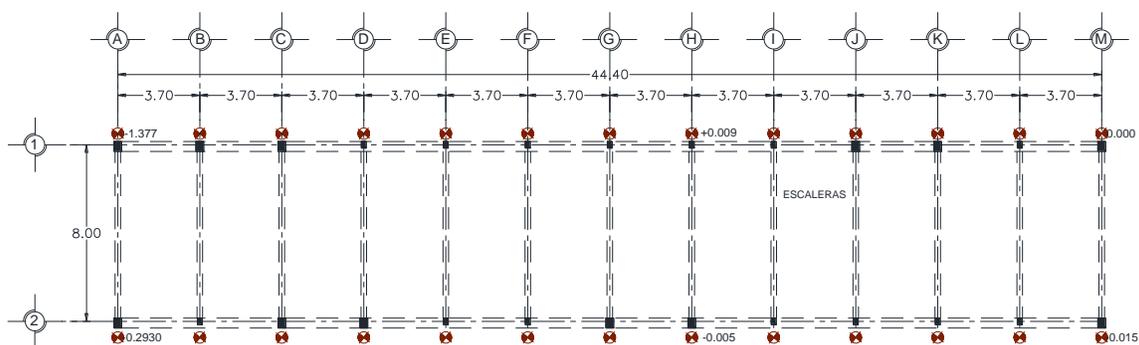


Figura 1.4 Niveles de las bases de las columnas de los ejes transversales del edificio.

Levantamiento por Geotec, S. A. de C. V. en 1991, donde se tomó como banco de nivel, al extremo sur poniente del edificio, lo que genera que se manifieste un

hundimiento del extremo suroriente del edificio de hasta 1.377 metros, lo que nos conllevaría a suponer que el edificio ha recuperado cerca de 1.22 metros en un período de 21 años, es decir, 5.80 centímetros por año.

Como es posible observar en la figura anterior, los niveles que reporta Geotec S. A. de C. V., para los ejes transversales M, H y A, muestran que el hundimiento máximo para 1991, se presentaba en el extremo suroriente del edificio, muestra que actualmente, se presenta en el eje extremo nororiente, lo que indica la extraordinaria movilidad que presenta dicha estructura lo que es posible debido al arreglo estructural por el que fue construido.

Este comportamiento del edificio, de hundirse y levantarse, se seguía manifestando, lo que seguramente era la causa de las fracturas presentadas en la corona de la trabe de liga de la cimentación, así como también, del cambio de posición de los ejes de torsión hasta donde actualmente se presentan.

Esta dinámica combinación de movimiento del edificio, se pudo observar actualmente con los niveles levantados desde el mes de enero con los del mes de marzo del 2012, ya que es posible observar, que los extremos del oriente del edificio, lograron una recuperación mínima pero representativa de los movimientos que presenta dicho edificio.

Cabe hacer mención que esta información altimétrica registrada durante los últimos meses, es considerada para determinar los trabajos tanto de reforzamiento previo, como posteriormente a los trabajos de nivelación, con el objeto de estabilizar a la estructura y evitar que en un futuro siga manifestando no solo hundimiento sino también, torsión, disminuyéndolos al máximo, tanto el levantamiento de los marcos estructurales, como del edificio en general.

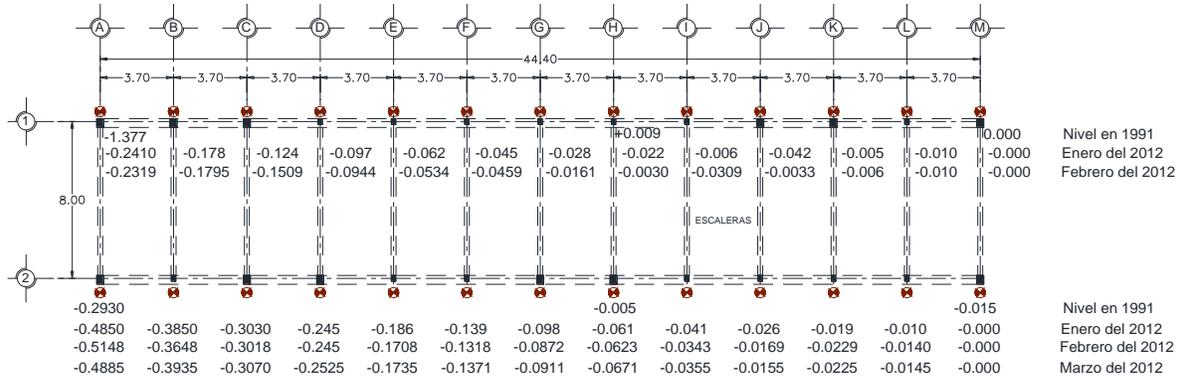


Figura 1.5 Trabajos de topografía del edificio No. 2, desde 1991.

1.3 Descripción del proyecto arquitectónico

Debido a no contar con los planos arquitectónicos y estructurales del plantel en general y de acuerdo a lo observado en el sitio, se pudo observar que existen diferentes tiempos de construcción del inmueble, los cuales incluyen a su vez el reforzamiento del mismo, el cual se realizó después del pasado sismo de 1985, según información proporcionada por las personas del lugar y personal de proyectos de la delegación.

Lo que genera la necesidad de llevar a cabo un levantamiento tanto arquitectónico, como estructural para poder llevar a cabo los trabajos de evaluación del estado de afectación del inmueble.

Ubicación geográfica.

La Escuela secundaria No. 250, Jesús M. Sotelo E. Inclán, se encuentra ubicada al Sur de la Ciudad de México, en el Pueblo conocido por Santa María Nativitas, Delegación de Xochimilco. En la calle de Camino Viejo a San Lorenzo y la esquina de la cerrada y la calle de La Herradura.

El predio de 2,918.86 metros cuadrados, donde se ubica la Escuela Secundaria 250, fisiográficamente, se localiza dentro de un valle ínter montañoso con un cauce profundo y estrecho, por donde fluía una corriente natural, la cual, fue sepultada mediante rellenos artificiales, con el objeto de nivelar al terreno y construir casas. Este drenaje natural (Arroyo Nativitas), se constituye de dos afluentes, el primero; localizado sobre una cañada con profundidad de poco más de 100 metros al

Poniente del plantel, la cual, actualmente solo se puede observar en parte, ya que la construcción de casas sobre su ladera no permite evidenciar sus dimensiones originales, esta cañada, se puede observar bajando sobre el camino Viejo a San Lorenzo, viniendo de San Lorenzo, hacia Santa María Nativitas. Dos predios antes de llegar a la Secundaria, se puede observar no solo a lo que queda de esta cañada, sino también, de la forma en que se azolvó al cauce por donde corría el drenaje fluvial. Una segunda escorrentía, se localizaba al Suroriente del plantel, exactamente en el lugar donde se ubica el jardín de Niños Tepetenchin, ascendiendo con rumbo al sureste sobre una ladera de fuerte pendiente, la cual, aún conserva en su cabecera superior vegetación abundante y original.



Fotografía 1.1 Localización de la Escuela Secundaria No. 250.

Descripción arquitectónica del plantel.

El plantel educativo, está conformado por dos salidas, la principal se encuentra en la calle de Camino Viejo a San Lorenzo, utilizada para la entrada de los estudiantes, la segunda puerta está a un costado del plantel, utilizada para la salida de los estudiantes y cuatro edificios, uno para las oficinas administrativas y los otros son para la comunidad estudiantil, donde se encuentran las aulas, los laboratorios, talleres y la biblioteca.

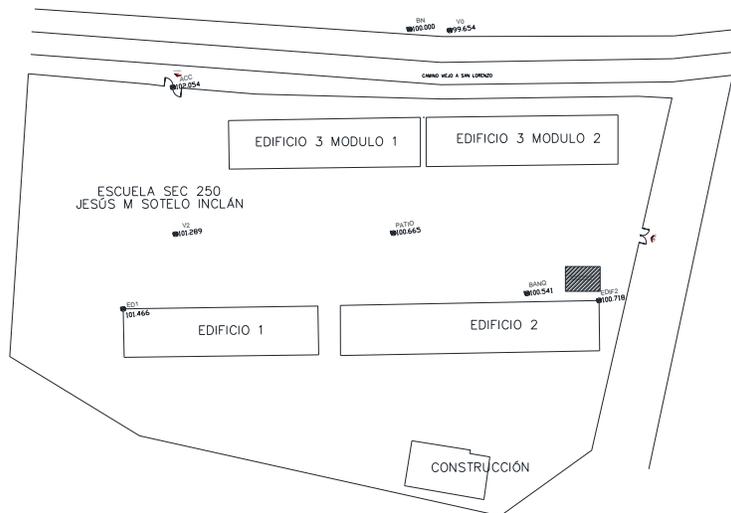


Figura 1.6 Distribución arquitectónica.

El edificio número uno está ubicado en el extremo sur, construido de dos niveles (planta baja y primer nivel) ubicado en el centro poniente, usado para labores administrativas, donde está ubicada la dirección del plantel, y las oficinas que llevan a cabo la documentación del cuerpo estudiantil.



Fotografía 1.2 Edificio número uno (Edificio Administrativo)

En el centro oriente, se construyó el edificio número dos, de tres niveles (Planta baja, primer nivel y segundo nivel), destinado para albergar aulas en el primer y segundo nivel, en la planta baja utilizado para laboratorio y una biblioteca. En la parte poniente del edificio número tres, donde se encuentra la cooperativa y los baños de los estudiantes, este edificio cuenta con dos escaleras una junto a la

cooperativa y la segunda como escalera de emergencia en la parte oriente del edificio. Este edificio, fue construido mediante marcos de acero estructural articulado, con losas de entrepisos del tipo losacero.

Un tercer edificio, constituido por dos módulos de tres niveles cada uno. Construido mediante marcos estructurales de concreto y acero de refuerzo, con losas de concreto y muros de block, destinados para albergar aulas el primer y segundo nivel, en la planta baja es para los diferentes talleres que conforman las actividades del plantel y un conjunto de baños para la comunidad estudiantil.

También cuenta en la parte central de las instalaciones de la escuela un patio de usos múltiples, el cual está conformado por diferentes instalaciones físicas para la comunidad estudiantil.



Fotografía 1.3 Conjunto de edificios, administrativo y de aulas, que componen al Plantel Educativo.

Cabe mencionar que, el conjunto de edificios, ya fue reforzado en su estructura, ya que tanto el edificio 2, como el edificio 3 conformado por dos módulos, presentan muros de concreto y columnas de concreto de evidente construcción posterior a la original. Este reforzamiento fue realizado posteriormente al sismo de 1985, para reforzamiento de las instalaciones.

1.4 Sistema estructura

Como se menciona en capítulos anteriores, el plantel educativo cuenta con tres edificios.

El primero para asuntos administrativos, el cual cuenta con una estructura de marcos de concreto armado los cuales tienen una dimensión de 45 cm X 35 cm en las columnas y de 65 cm X 35 cm las travesaños los cuales conforman los marcos de concreto armado, contiene muros divisorios de mampostería los cuales son utilizados para dividir las diferentes oficinas administrativas, a su vez cuenta con muros por cortante de concreto armado de 15 cm de espesor, los cuales fueron construidos después del pasado sismo de 1985, según información proporcionada por las personas del lugar y personal de proyectos de la delegación.

El edificio número tres, también cuenta con una estructura de marcos de concreto armado, teniendo una dimensión de 45 cm X 35 cm en las columnas y de 65 cm X 35 cm formando marcos de concreto armado, contiene muros divisorios de mampostería los cuales son utilizados para dividir las diferentes aulas y talleres donde se imparten las diferentes clases a la comunidad estudiantil, a su vez cuenta con muros por cortante de concreto armado de 15 cm de espesor, construidos después del pasado sismo de 1985, según información proporcionada por las personas del lugar y personal de proyectos de la delegación.

El edificio de nuestro interés es el edificio número 2, en el que nos basaremos para el proyecto, así que es en el que nos enfocaremos con mayor interés.

Súper Estructura del edificio N° 2.

El edificio número 2, cuentan con una superestructura consistente en marcos de acero estructural, que presenta un mayor problema de desnivel, estos marcos estructurales en un inicio fueron diseñados mediante columnas de acero de tipo IPR de 12" de peralte con un patín de 9" y espesor 1 ½", unidas mediante travesaños transversales con IPR prefabricado de 17" de peralte con patín de 9" y espesor de ½". Estos marcos estructurales a su vez, están unidos por travesaños longitudinales de acero estructural prefabricado tipo IPR de 17" de peralte con patín de 4" y ¼" de espesor.

Es importante resaltar que la estructura original de acero, fue prefabricada y presenta tanto uniones atornilladas, así como, soldadas, lo que hace pensar que desde su construcción, fue posible que se presentaran deformaciones.



Fotografía 1.4 Unión entre las columnas y las traves, notándose que estas uniones fueron tanto con tornillos y soldadura.

Las losas de entre piso consisten de losacero con espesor de 0.10 metros, las cuales carecen de vigas secundarias, descansando directamente sobre las traves transversales, cuya sección en promedio es de 3.70 metros de eje a eje.

Además que el sentido de los canales de la losacero se orienta totalmente al sentido de los ejes longitudinales del edificio, siendo que debió haber sido en el sentido transversal, ambas deficiencias de diseño y construcción de las losas, produce que estas presenten deformaciones que afectan de manera directa no solo la estabilidad del edificio, sino también a los pisos, ya que estos pisos se encuentran totalmente fracturados.



Fotografía 1.5 Fachada del edificio 2, donde se puede observar el tipo de diseño estructural, es decir, los marcos estructurales de acero y las losas a base de losacero de 0.10 metros de espesor.

Estas características del diseño estructural original del edificio para los tres niveles que lo conforman, se vieron modificadas posteriormente al sismo de 1985, la reestructuración, tuvo como idea principal rigidizar la estructura, de tal forma que se realizaron trabajos de engrosamiento de las columnas de acero y la sustitución de algunos muros de block, por concreto armado.

Para rigidizar la súper estructura se optó por sustituir algunos muros de mampostería por muros de concreto armado de 15 cm de espesor y forrar las columnas de acero estructural en los extremos de los muros con concreto, revistiendo a las columnas de acero con sección de 45 X 35 centímetros, las cuales, se construyeron hacia los extremos de la súper estructura, mientras que en los ejes interiores del edificio, solamente se revistieron las columnas de los ejes que al parecer manifestaban hundimiento hacia el extremo oriente, y levantamiento en los ejes del centro y sur poniente del edificio.

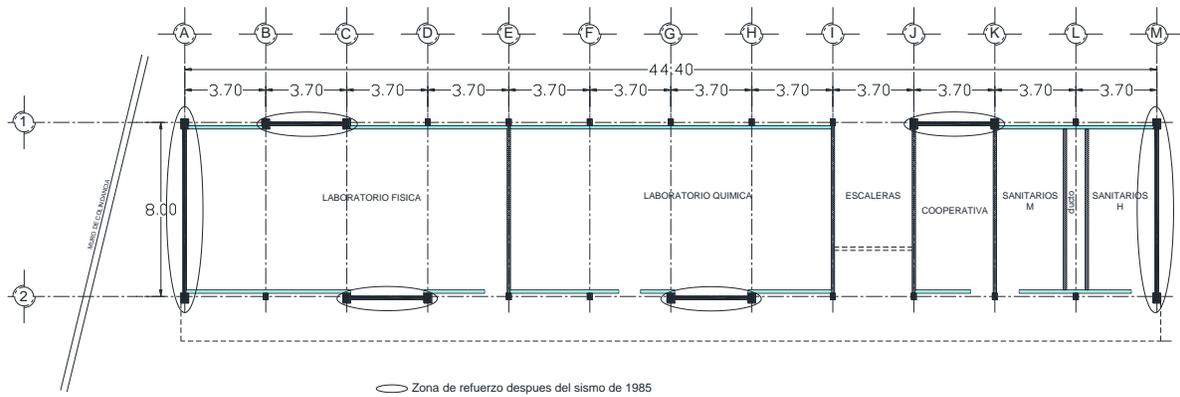


Figura 1.7 Refuerzo de la súper estructura con columnas de concreto y muros por cortante hechas con concreto armado después del sismo de 1985

Con estos nuevos elementos estructurales, se logró rigidizar la estructura, pero también se logró incrementar el peso de la estructura. Por lo que, actualmente estas nuevas condiciones en la estructura de la súper estructura, han generado que este, se levante donde se realizó la construcción tanto de los muros de concreto, como del aumento en la sección de las columnas.

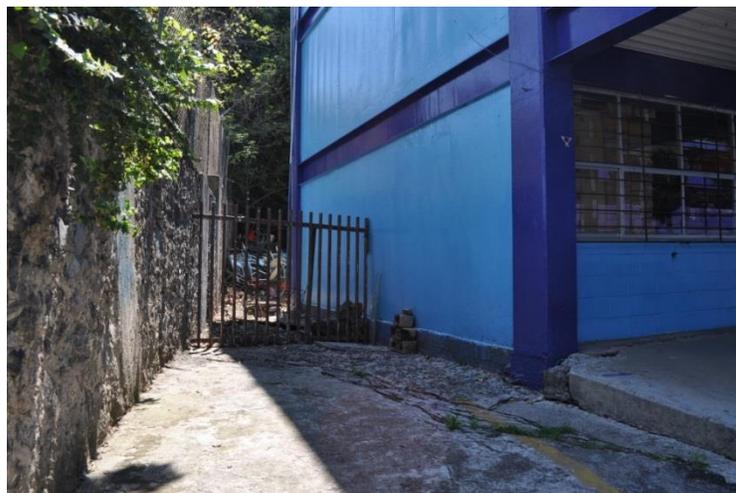


Fotografía 1.6 Unión de las traves metálicas con las columnas de concreto



Fotografía 1.7 Muros y columnas de concreto, ambos elementos estructurales que fueron construidos para rigidizar la estructura.

Esta torsión de la estructura, se suma al gradual hundimiento registrado por la misma, nada más, que ahora, la estructura registra un hundimiento y un levantamiento en forma diferencial, generándose la torsión, combinada con un desnivel, dando como producto que toda la estructura se desplace en el sentido al Nororiente del terreno.



Fotografía 1.8 Deformaciones del terreno existentes en la zona oriente del edificio, las cuales, indican el deslizamiento de la estructura.

Subestructura del edificio N° 2.

El desplante de los marcos estructurales de los edificios se llevó a cabo sobre una cimentación conformada por zapatas corridas con traveses de liga.

Este diseño de la cimentación se infiere por el comportamiento de la estructura, ya que las estructuras presentan desniveles diferenciales, habiendo hundimientos y levantamientos en los ejes de los marcos estructurales, tanto en el sentido longitudinal, como en el transversal de la estructura.

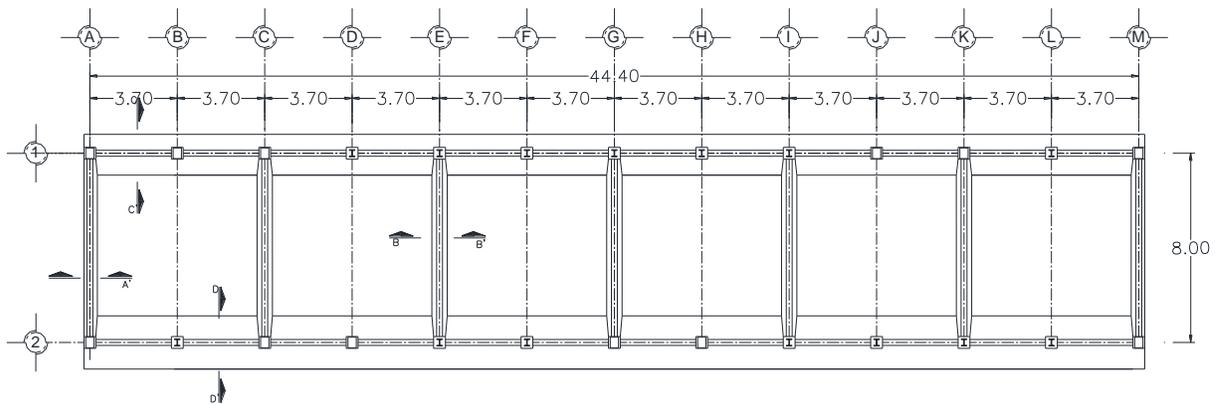


Figura 1.8 Cimentación del edificio 2

La cimentación del edificio número 2 presenta las dimensiones siguientes: Las zapatas corridas longitudinales en el eje 1 fueron desplantadas a 1.40 metro de profundidad, con una zapata de 1.85 metros de ancho, un peralte de 0.20 metros y una trabe de 0.80 metros de altura con 0.25 metros de corona. Así como también se encontraron dados de concreto armado con secciones tipo de 0.50 X 0.50 metros de ancho, con una altura de 0.80 metros desplantadas sobre la zapata.

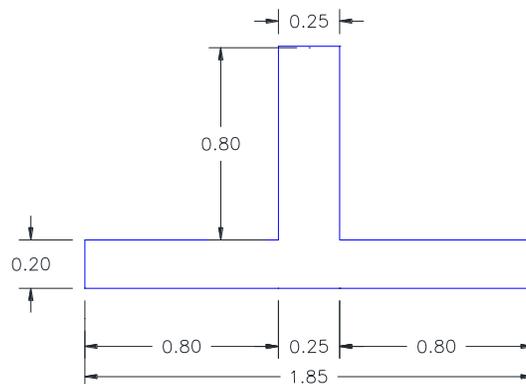


Figura 1.9 Zapata corrida longitudinal en el eje 1

Las zapatas transversales fueron desplantadas a 1.40 metros de profundidad, con una zapata de 0.60 metros de ancho un peralte de 0.20 cm y una trabe de 0.80 metros con 0.20 metros de corona.

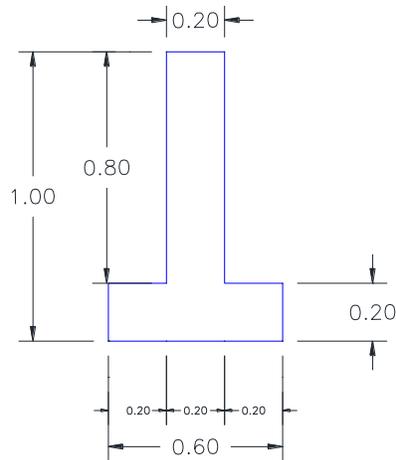


Figura 1.10 Zapata corrida transversal

Las zapatas corridas longitudinales en el eje 2 fueron desplantadas a 1.40 metro de profundidad, con una zapata de 2.30 metros de ancho, un peralte de 0.20 metros y una trabe de 0.80 metros de altura con 0.30 metros de corona. Así como también se encontraron dados de concreto armado con secciones tipo de 0.50 X 0.50 metros de ancho, con una altura de 0.80 metros desplantadas sobre la zapata.

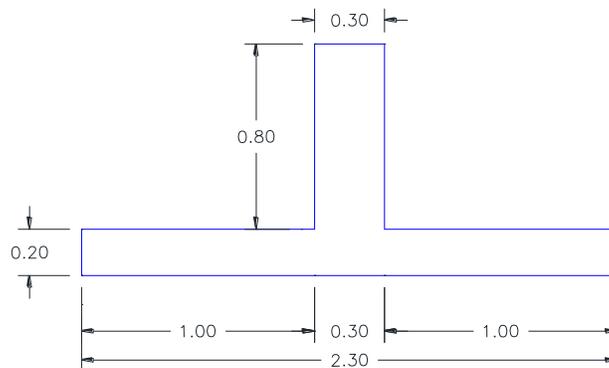


Figura 1.11 Zapata corrida longitudinal en el eje 2

Se tienen placas base de 18" X 18" X 1 5/16", se encuentran 4 anclas de 1" por cada columna desplantada.

1.5 Materiales de construcción

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Aquí sólo se destacarán algunas peculiaridades del comportamiento estructural de los materiales usados en nuestros elementos estructurales³.

Concreto reforzado

El concreto reforzado es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. Manejando de manera adecuada la posición y cuantía del refuerzo, se puede lograr un comportamiento notablemente dúctil en elementos sujetos a flexión. Por el contrario, el comportamiento es muy poco dúctil cuando la falla esté regida por otros estados límite como cortante, torsión, adherencia y carga axial de compresión. En este último caso puede eliminarse el carácter totalmente frágil de la falla si se emplea refuerzo transversal en forma de zuncho. El concreto está sujeto a deformaciones importantes por contracción y flujo plástico que hacen que sus propiedades de rigidez varíen con el tiempo. Estos fenómenos deben ser considerados en el diseño, modificando adecuadamente los resultados de los análisis elásticos y deben tomarse precauciones en la estructuración y el dimensionamiento para evitar que se presenten flechas excesivas o agrietamientos por cambios volumétricos.

Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan. El monolitismo es una característica casi obligada del concreto colado en sitio; al prolongar y anclar el refuerzo en las juntas pueden transmitirse los esfuerzos de uno a otro elemento y se logra continuidad en la estructura.

³ Meli Piralla, " Principales materiales estructurales" en Diseño Estructural. Segunda edición, pp. 273

Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras de este material y en el de las cimentaciones que las soportan. Los concretos elaborados con agregados ligeros se emplean con frecuencia en muchos países para reducir la magnitud del peso propio. Se incrementan, sin embargo, en estos casos las deformaciones por contracción y flujo plástico y se reduce el módulo de elasticidad para una resistencia dada.

Mediante una dosificación adecuada de los ingredientes, puede proporcionarse la resistencia a compresión más conveniente para la función estructural que debe cumplirse. Aunque para las estructuras comunes resulta más económico emplear resistencias cercanas a 250 kg/cm², éstas pueden variarse con relativa facilidad entre 150 y 500 kg/cm². La curva esfuerzo-deformación se vuelve más frágil a medida que aumenta la resistencia.

Una modalidad más refinada del concreto reforzado permite eliminar, o al menos reducir, el inconveniente del agrietamiento del concreto que es consecuencia natural de los esfuerzos elevados de tensión a los que se hace trabajar el acero de refuerzo. Este problema se vuelve más importante a medida que los elementos estructurales son de proporciones mayores y aumentan las fuerzas que se quieren desarrollar en el acero, como es el caso de vigas de grandes claros para techos y para puentes. Esta modalidad es el concreto presforzado, que consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar en tensión y así lograr que bajo condiciones normales de operación, se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y por tanto, no se produzca agrietamiento. Las compresiones se inducen estirando el acero con que se refuerza la sección de concreto y haciéndolo reaccionar contra la masa de concreto. Para evitar que el presfuerzo inicial se pierda en su mayor parte debido a los cambios volumétricos del concreto, se emplea refuerzo de muy alta resistencia (superior a 15 000 kg/cm²).

Otras modalidades de refuerzo del concreto han tenido hasta el momento aplicación limitada, como el refuerzo con fibras cortas de acero plástico o vidrio, dispersas en la masa de concreto para proporcionar resistencia a tensión en cualquier dirección, así como alta resistencia al impacto; o como el refuerzo con

placas de acero pegadas en el exterior del elemento con resinas epóxicas de alta adherencia.

Trabajabilidad.

Este término se refiere, en general, a la propiedad del concreto húmedo mezclado para ser manipulado, colocado en las cimbras y darle un acabado mientras aún es fluido. Un cierto grado de trabajabilidad es esencial para el cimbrado y acabado adecuado del material, Sin embargo, la naturaleza fluida de la mezcla queda determinada, en gran parte, por la cantidad de agua presente, por lo que la manera más fácil de volverla más manejable es añadir agua. Hasta cierto punto esto puede ser aceptable, pero el agua adicional por lo común significa menor resistencia, mayor porosidad y mayor contracción, que son en general propiedades indeseables. A menudo se utilizan la vibración, los aditivos y otras técnicas para facilitar el manejo del concreto sin incrementar el contenido de agua, a fin de obtener el concreto de la mejor calidad.

Impermeabilidad.

En general, es aconsejable tener un concreto no poroso. Éste puede ser primordial para muros o para pisos, compuestos de losas de pavimentación, pero por lo común es bueno para proteger el refuerzo de la corrosión. La impermeabilidad se obtiene al fabricar un concreto bien mezclado de alta calidad (con bajo contenido de agua, etc.), bien colado en las cimbras y con superficies densas con poco agrietamiento o huecos. Sin embargo, si está sometido a la presencia continua de agua, el concreto se saturará por ser absorbente. Cuando la penetración del agua deba ser evitada de manera definitiva, deben usarse barreras a prueba de humedad o impermeables.

Densidad.

El peso unitario del concreto, en esencia, está determinado por la densidad del agregado grueso (comúnmente, dos tercios o más del volumen total) y por la cantidad de aire en la masa de concreto terminado. El concreto que fragua al aire pesa alrededor de 145 lb/pe^3 , con agregado de grava ordinaria y el aire limitado a no más del 4% del volumen total. El uso de agregados fuertes pero ligeros puede reducir el peso de 100 lb/pe^3 , con resistencias comparables, en general, con las obtenidas cuando se utiliza grava. Las densidades bajas se alcanzan con la inclusión

de aire de hasta un 20% del volumen y mediante el uso de agregados muy ligeros, pero la resistencia y otras propiedades se reducen con rapidez.

Resistencia al fuego.

El concreto es incombustible, por lo que su naturaleza aislante y protectora contra el fuego se utiliza para preservar el refuerzo de acero. Sin embargo, cuando se expone durante periodos largos al fuego, el material se deforma y agrieta, lo cual produce el colapso estructural o una capacidad reducida que requerirá el reemplazo o reparación después del fuego. El diseño para resistencia al fuego requiere las siguientes consideraciones básicas:

1. Espesor de las partes. Las losas o muros delgados se agrietarán con rapidez, lo que permite la penetración del fuego o gases.
2. Recubrimiento del refuerzo. Se requiere que sea más grueso para tener una resistencia mayor al fuego.
3. Naturaleza del agregado. Algunos son más vulnerables que otros a la acción del fuego.

Contracción (producida por la reducción de la humedad).

Los materiales mezclados con agua, como el yeso, el mortero y el concreto, tienden a contraerse durante el proceso de endurecimiento. En el caso del concreto simple, la contracción es, en promedio, de aproximadamente un 2% del volumen. Por lo general, el cambio dimensional real de los miembros estructurales es menor debido a la presencia de varillas de acero; sin embargo, es necesario hacer algunas consideraciones en cuanto a los efectos de la contracción. Los esfuerzos provocados por ésta son, en cierto modo, similares a los provocados por los cambios de temperatura; la combinación origina especificaciones de refuerzo mínimo en dos direcciones en muros y losas. Para la estructura en general, la contracción casi siempre se maneja limitando el volumen de cada vaciado de concreto, ya que la contracción mayor por lo común se produce rápidamente en el concreto fresco. En situaciones especiales, es posible modificar el concreto con

aditivos o cementos especiales que provocan una ligera expansión para compensar la contracción normal⁴.

Madera

La madera tiene características muy convenientes para su uso como material estructural y como tal se ha empleado desde los inicios de la civilización. Al contrario de la mayoría de los materiales estructurales, tiene resistencia a tensión superior a la de compresión figura. Su buena resistencia, su ligereza y su carácter de material natural renovable constituyen las principales cualidades de la madera para su empleo estructural. Su comportamiento es relativamente frágil en tensión y aceptablemente dúctil en compresión, en que la falla se debe al pandeo progresivo de las fibras que proporcionan la resistencia. El material es fuertemente anisotrópico, ya que su resistencia es notablemente mayor en la dirección de las fibras que en las ortogonales a ésta. Sus inconvenientes principales son la poca durabilidad en ambientes agresivos, que puede ser subsanada con un tratamiento apropiado, y la susceptibilidad al fuego, que puede reducirse sólo parcialmente con tratamientos retardantes y más efectivamente protegiéndolas con recubrimientos incombustibles. Las dimensiones y formas geométricas disponibles son limitadas por el tamaño de los troncos; esto se supera en la madera laminada pegada en que piezas de madera de pequeño espesor se unen con pegamentos de alta adhesión para obtener formas estructuralmente eficientes y lograr estructuras en ocasiones muy atrevidas y de gran belleza.

La unión entre los elementos de madera es un aspecto que requiere especial atención y para el cual existen diferentes procedimientos. Las propiedades estructurales de la madera son muy variables según la especie y según los defectos que puede presentar una pieza dada; para su uso estructural se requiere una clasificación que permita identificar piezas con las propiedades mecánicas deseadas. En algunos países el uso estructural de la madera es muy difundido y se cuenta con una clasificación estructural confiable; en otros su empleo con estos fines es prácticamente inexistente y es difícil encontrar madera clasificada para fines estructurales.

⁴ Parker, Ambrose. "Propiedades del concreto" En Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición, pp 34

Cimbra

La cimbra es una estructura auxiliar que sirve para sostener provisionalmente el peso de un arco o bóveda, así como de otras obras de cantería, durante la fase de construcción. Suele ser una cercha de madera. Esta estructura, una vez montadas las dovelas y la clave se desmonta, en una operación denominada descimbrada.

Tipos de cimbra

- Cimbra corrediza. La que se corre cambiándola de sitio.
- Cimbra de tendido. La empleada en las galerías de mina formada por una camada horizontal de estemples sobre los cuales se colocan rollizos y escombros.
- Cimbra fija. La que tiene uno o más apoyos en el espacio o clavo que hay entre los estribos o pilas de la bóveda.
- Cimbra mixta. La que siendo en su forma o armazón general recogida, recibe luego los puntos de apoyo intermedios a los estribos como las fijas.
- Cimbra peraltada. Aquélla cuyo eje es superior a la mitad de la cuerda del arco que la forma.
- Cimbra rebajada. Aquélla en que la altura del eje es menor que la mitad de la cuerda del arco.
- Cimbra flexible o recogida. La que no tiene apoyo alguno intermedio y solo va a apoyada en las fábricas de los estribos o pilas

Acero Estructural

De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de sollicitación. Las resistencias en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío. Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por ello, en las estructuras normales la resistencia de los aceros no excede de $2\ 500\text{ kg/cm}^2$ mientras que para refuerzo de concreto, donde no existen problemas de pandeo,

se emplean con frecuencia aceros de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ y para presfuerzo hasta de $19,000 \text{ kg/cm}^2$. La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las solicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

Por ser un material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad. Coeficientes de variación del orden de 10 por ciento son típicos para la resistencia y las otras propiedades. Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material. La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos. Las extraordinarias cualidades estructurales del acero, y especialmente su alta resistencia en tensión, han sido aprovechadas estructuralmente en una gran variedad de elementos y materiales compuestos, primero entre ellos el concreto reforzado y el presforzado; además en combinación con madera, plásticos, mampostería y otros.

La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso de concreto reforzado en algunas estructuras que deben quedar expuestas a la intemperie, como los puentes y ciertas obras marítimas, aunque en acero podría lograrse una estructura más ligera y de menor costo inicial.

Acero de refuerzo.

El acero empleado en el concreto reforzado consiste en varillas redondas, en su mayoría del tipo corrugado, con rebordes o salientes en sus superficies. Las deformaciones en la superficie ayudan a producir una mayor adherencia entre el concreto y el acero. Los grados más comunes de acero de refuerzo son el 42 y el 60, con esfuerzos de fluencia de $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ y de $6,000 \text{ Kg/cm}^2$, respectivamente.

Tabla 1.1

Es necesario proteger al concreto mediante un recubrimiento al acero de refuerzo. El recubrimiento se mide como la distancia de la cara externa del concreto al borde de una varilla de refuerzo. En el caso del refuerzo próximo a superficies no expuestas al suelo o a la intemperie, el recubrimiento no debe ser menor a 19 mm para losas, muros y viguetas, y 38 mm para vigas, trabes y columnas.

Cuando las superficies terminadas queden expuestas a la tierra o a la intemperie, el recubrimiento debe ser de 35 mm para varillas del No. 5 y más pequeñas y de 50 mm para varillas del No. 6 en adelante. Para cimentaciones colocadas directamente sobre el suelo, sin cimbras, el recubrimiento debe ser de 70 mm].

En los casos en que se utilizan muchas varillas en los miembros (lo cual es la situación más común), existen tanto límites superiores como inferiores en la separación entre las varillas. Los límites inferiores tienen como objetivo permitir, de manera adecuada, las transferencias de esfuerzos del concreto al acero y facilitar el flujo del concreto húmedo durante el colado. Para columnas, la distancia mínima libre entre las varillas se especifica como 1.5 veces el diámetro de las varillas, o bien un mínimo de 1.5 pulg. En otros casos, el mínimo es un diámetro de varilla, o bien 1 pulg.

Para muros y losas, la separación máxima de centro a centro entre las varillas se especifica como tres veces el espesor del muro o losa, o bien un máximo de 18 pulg. Esto es válido en el caso del refuerzo que se diseña para resistir esfuerzos calculados. Con respecto al esfuerzo necesario para controlar el agrietamiento provocado por contracción o cambio de temperatura, la separación máxima es cinco veces el espesor del muro o losa, o bien un máximo de 18 pulg.

Para lograr la colocación adecuada del concreto, el tamaño máximo del agregado grueso no debe ser mayor que tres cuartos de la distancia libre entre las varillas.

El objetivo esencial del acero de refuerzo es evitar el agrietamiento del concreto producido por esfuerzos de tensión. En el diseño de las estructuras de concreto, el análisis se realiza para determinar previamente las acciones estructurales que producirán el esfuerzo de tensión, principalmente las acciones de flexión, cortante y torsión. Sin embargo, la tensión también puede ser provocada por la contracción del concreto durante su desecación después del colado inicial. Las variaciones de temperatura también pueden producir tensión en varios casos. Para resistir estas

acciones, el RCDF requiere una cantidad mínima de refuerzo en miembros como muros y losas, incluso cuando las acciones estructurales no indican ninguna necesidad. Estos requisitos se analizan en las secciones en que se estudia el diseño de estos miembros.

En el diseño de la mayoría de los miembros de concreto reforzado, se determina la cantidad de acero de refuerzo que se requiere por medio de cálculos y representa la cantidad necesaria para resistir la fuerza de tensión requerida en el miembro. En varias situaciones, sin embargo, existe una cantidad mínima de refuerzo que es conveniente tener, la cual en ocasiones puede exceder la determinada con los cálculos. El RCDF establece disposiciones con respecto a tal refuerzo mínimo en columnas, vigas, losas y muros. El refuerzo mínimo puede especificarse como un porcentaje mínimo del área de la sección transversal del miembro, como un número mínimo de varillas, o como un tamaño mínimo de varilla. Estos requisitos se analizan en las secciones en que se estudia el diseño de los diversos tipos de miembros⁵.

Tabla 1.1 Propiedades de varillas de refuerzo corrugadas estándar.

Varilla no.	Diámetro en plg.	Diámetro en mm.	Área en cm ²	Peso en ml.	Perímetro en cm
2.00	¼	6.40	0.32	0.25	2.00
2.50	5/16	7.90	0.49	0.38	2.50
3.00	3/8	9.00	0.71	0.56	3.00
4.00	½	13.00	1.22	1.00	4.00
5.00	5/8	16.00	1.93	1.57	5.00
6.00	¾	19.00	2.84	2.26	6.00
8.00	1	25.00	5.03	4.00	8.00
10.00	1 ¼	32.00	7.87	6.27	10.00
12.00	1 ½	38.00	11.35	9.02	12.00

⁵ Parker, Ambrose. "Acero de refuerzo" En Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición, pp. 35

CAPÍTULO DOS

Estudios de mecánica de suelos

Los estudios de mecánica de suelos nos sirven para determinar el conjunto de características que nos permitirán obtener una concepción razonable del comportamiento mecánico del suelo en estudio, como capacidad de carga, asentamientos probables y sugerencias acerca del sistema de cimentación al Ingeniero Especialista en Estructuras, para la realización de las obras civiles.

Las muestras que se obtienen durante la exploración son trasladadas a un laboratorio, donde son identificadas cada una de las propiedades.

Reconocimiento del sitio

Para fines de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal en vigencia, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales⁶.

Zona I

Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

Zona II

Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

⁶ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. "fracción 2 Investigación del subsuelo" pp. 4

Zona III

Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Para nuestro proyecto nos enfocaremos a la “ZONA II” ya que es el tipo de zona que le corresponde a nuestro proyecto según el mapa de zonificación geotécnica de la ciudad de México, En la figura 2.1 (Tomada de las NTC Cimentaciones) Se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

Sismicidad.

Según la carta de regionalización sísmica de la República Mexicana, la Ciudad de México, se localiza en la zona sísmica B y el tipo de suelo a considerar para el proyecto, será de tipo II. Clasificación según Reglamento de construcción del Distrito Federal⁷

⁷ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. “fracción 2 Investigación del subsuelo” pp. 5

especiales, y especialmente en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas por las NTC⁸.

Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo según las NTC

Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA II

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m^2), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m^2), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2)

⁸ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. "fracción 2 Investigación del subsuelo" pp. 6

Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA II

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

2.1 Geología local

El contexto geológico presente en la zona donde se ubica el plantel escolar, se caracteriza por la presencia de coladas lávicas de composición litológica del tipo volcánico básico, las cuales, son parte de la conocida formación volcánica Chichinautzin (Figura 2.2). La fluidez de este tipo de lavas conforma mesetas de extensiones importantes, terminando con frentes de lava con fuerte pendiente. Por el alto gradiente de temperatura, al cual, fluyo este tipo de materiales volcánicos, su descenso de temperatura debió haber sido en un principio en forma drástica, generando que estos cuerpos se fracturaran intensamente, lo que produjo fragmentos rocosos de dimensiones diversas.

Esta condición aumento las fracturas de las rocas, convierte a las laderas de los flujos lávicos en zonas de altos potencial de presentar procesos gravitacionales, tales como, los desprendimientos de rocas, deslizamientos de materiales y derrumbes. La presencia de estos procesos de erosión gravitacional, convierten a las laderas en zonas de Alto Riesgo, tanto Geológico, como Geotécnico, ya que a pesar de que la construcción de un inmueble, se realice mediante nivelaciones en terrazas, muros de contención y cimentación adecuada para las cargas generadas por la construcción, las intensas fracturas de las rocas, no solo, facilita la inyección de sedimentos en las fracturas, sino también, su alto poder permeable capta en volúmenes importantes agua de lluvia, lo que produce acomodo de bloques, lo que en conjunto, conforma materiales sumamente inestables esperando poder generar un movimiento de masas con magnitudes variadas.



Figura 2.2 Secundaría 250, Zona de lomerío volcánico de la Sierra Chichinuatzin.

El paleo cauce del arroyo Nativitas.

De acuerdo a las características morfológicas conformadas por la intensa actividad volcánica de la Sierra Chichinautzin, las diversas efusiones que dieron como producto la irregular topografía existente en la zona donde se asienta el inmueble escolar, genero un valle ínter montañoso de fuertes pendientes, cauce angosto y profundo. Este cauce fluvial, desaguaba las aguas pluviales que tienen su origen en los terrenos de Santa Cecilia Tepetlapa, es decir, a unos dos kilómetros aguas arriba

del cauce principal, que a pesar de no tener nombre, para fines de este trabajo lo llamaremos, "Arroyo Nativitas".

El Arroyo Nativitas, conforma una micro cuenca, con una red hidrográfica de largos y profundos cauces fluviales que corren en los límites de las coladas de lava, los cuales confluyen en una depresión de más de 100.00 metros de profundidad hasta salir y desaguar al antiguo lago.

Esta depresión, conformo un valle fluvial estrecho y profundo, el cual, se rellenó con los sedimentos transportados por los afluentes ubicados aguas arriba de la micro cuenca. De acuerdo a la fuerte pendiente por la que corría el agua hacia esta depresión, la fuerte energía de las aguas conformaba un torrente con alta capacidad, tanto de transporte, como de acumulación, en consecuencia, los sedimentos depositados en la zona del canal de desagüe, constituyen un depósito de materiales muy inestable, por su diversa constitución en tamaño y forma de los sedimentos.

Toda esta condición natural, actualmente ha sido modificada por la gente del lugar, generando sobre todo en el lugar donde se encontraba la depresión que servía como zona de desagüe de la micro cuenca del Arroyo Nativitas, rellenos artificiales sin cuidar la salida de las aguas captadas en la parte superior de la micro cuenca, mediante el entubamiento del cauce, evitando con esto que dichas aguas corran subterráneamente generando mayor inestabilidad en el depósito.

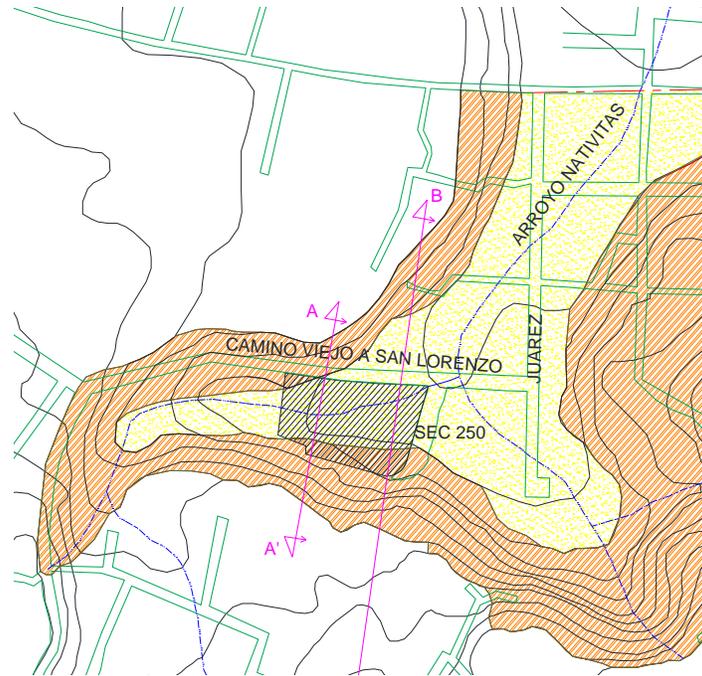
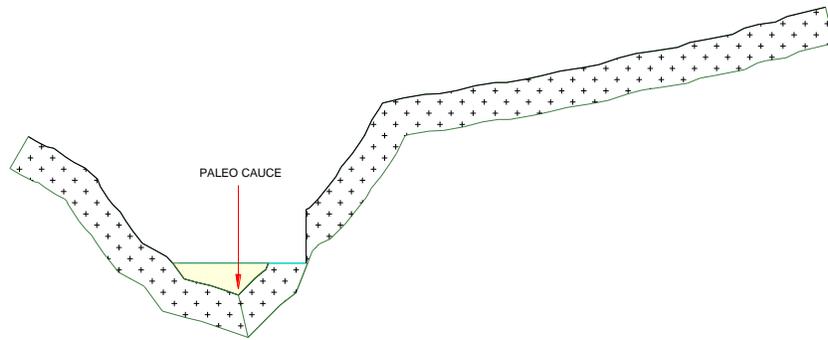


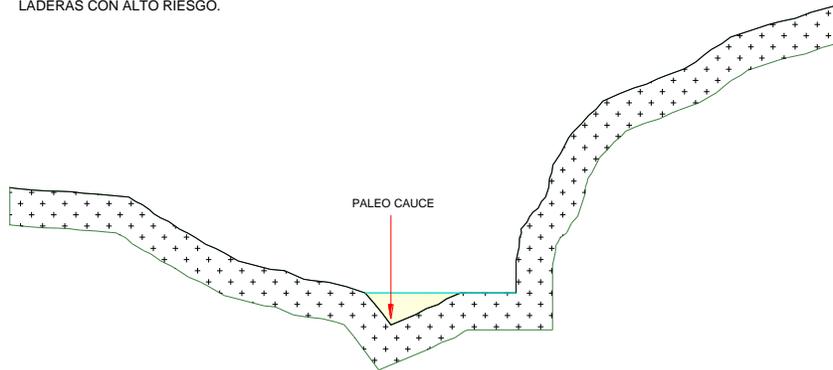
Figura 2.3 El “Arroyo Nativitas”, afecta la construcción del Plantel Educativo en el sentido nororiente, de acuerdo a como se registran los movimientos los edificios que componen a dicho plantel.

Este proceso de corriente subterránea que se produjo al azolvar al cauce natural, se favorece por la presencia del paleo cauce existente en el fondo de los rellenos, lo que produce que el terreno presente altas posibilidades de hundimiento diferencial, proceso que generó que los inmuebles del plantel, así como, seguramente pasa en otros inmuebles construidos dentro de la zona de depósito por influencia del paleo cauce y su flujo de agua subterránea.



SECCION A - A'

EL TERRENO SE UBICA TANTO EN SUELO INESTABLE COMO EN LAS LADERAS CON ALTO RIESGO.



SECCION B - B'

LA MAYOR PARTE DEL TERRENO SE UBICA SOBRE SUELO INESTABLE

Figura 2.4 Perfiles del terreno en el que se desplantó al edificio 2 y en general el plantel escolar.

Donde se puede observar, que la ubicación de los edificios, coinciden con una asociación de rellenos y roca lo que permite acentuar al hundimiento diferencial del suelo.

2.2 Exploración Geofísica

Se llevó a cabo la ubicación de las líneas donde se realizaron los sondeos de tipo geofísico, que de acuerdo a las condiciones observadas en el sitio, se propone sean realizadas mediante la aplicación del método de Dipolo – Dipolo, ya que este método permite establecer un conocimiento del suelo bajo una perspectiva de escaneo, con lo cual, se abarca una mayor extensión en el suelo pudiendo obtener mayor conocimiento de los materiales y anomalías existentes.

Para la adecuada ejecución de estos trabajos, fue necesario contar con un ingeniero geofísico y dos técnicos especializados que cuenten con experiencia en este tipo de trabajos, así como del equipo, programas para el procesamiento de la información y materiales adecuados.

Antecedentes.

La exploración geofísica en los últimos años ha tenido una gran importancia en la investigación del subsuelo, sobre todo en el área petrolera, minera, geohidrológica, ambiental y geotécnica, con la cual se obtienen resultados de una manera rápida los estratos del subsuelo y los cambios geológicos a profundidad, siempre y cuando estén apoyados con un levantamiento geológico a detalle y la metodología geofísica adecuada. En este caso se utilizó la técnica de resistividad eléctrica en la modalidad de Sondeo Eléctrico Vertical.

La Escuela Secundaria No. 250, ubicada en Santa María Nativitas, Delegación Xochimilco, Distrito Federal, actualmente presenta problemas de asentamientos de terreno, los cuales repercuten directamente en el plantel escolar, motivo por el cual, se realizó un estudio Geofísico en la modalidad de Sondeos Eléctricos Verticales de apoyo Geotécnico, con la finalidad de determinar los motivos del comportamiento anómalo del subsuelo donde está ubicado dicho plantel.

Objetivo.

El presente estudio geofísico es de apoyo geotécnico y el objetivo principal es registrar de manera indirecta las unidades geológicas del subsuelo y de manera particular espesores, callamientos y localizar al paleo cauce que de acuerdo al Dictamen de Riesgo Geotécnico contenido dentro de este proyecto, fue la causa principal del comportamiento y falla de los materiales contenidos en el subsuelo.

Actividades realizadas.

Para cumplir con los objetivos propuestos, se realizó primeramente un recorrido geológico con la finalidad de observar la estratigrafía del área de estudio y sus principales estructuras, posteriormente se programó la exploración geofísica que consistió en 6 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV).

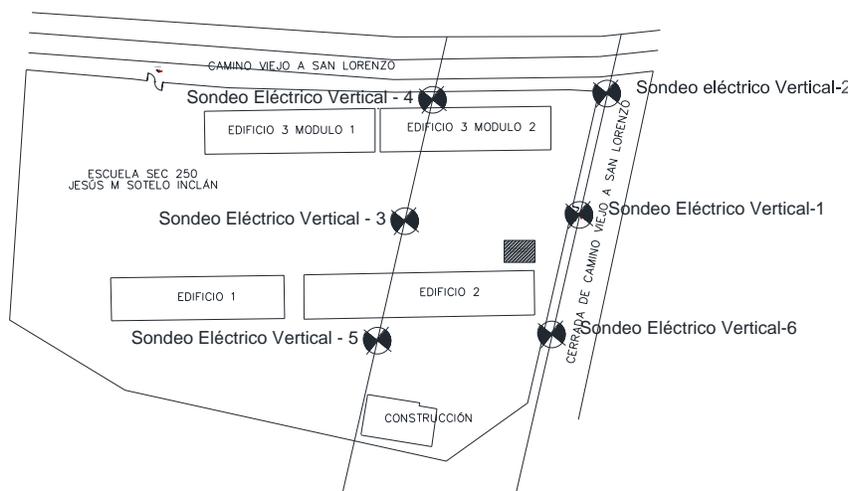


Figura 2.5 Localización de los Sondeos Eléctricos Verticales y Sección Geoeléctrica.

El primer sondeo SEV-1, se realizó a 3 metros frente a la entrada que se encuentra en la calle Cerrada de Camino Viejo a San Lorenzo, tiene una abertura $AB/2= 40$ metros,

El segundo sondeo realizado SEV-2, se encuentra en la esquina de Camino Viejo a San Lorenzo y Cerrada de Camino Viejo a San Lorenzo, tiene una abertura $AB/2= 40$ metros.

El tercer sondeo, SEV-3, se ubica dentro de la escuela, aproximadamente a 32 metros de la entrada, frente a las jardineras ubicadas en los baños, tiene una abertura $AB/2= 32$ metros.

El cuarto SEV-4 se encuentra dentro de la escuela, en la parte trasera del edificio 3, y es la que presenta mayor afectación y grietas, tiene una abertura $AB/2= 32$ metros.

El quinto sondeo eléctrico SEV-5, se encuentra en la parte trasera del edificio 2, tiene una abertura $AB/2= 32$ metros.

El último sondeo, SEV-6, se ubica fuera de la Escuela Secundaria, a 40 metros del primer sondeo y tiene una longitud $AB/2= 32$ metros.

Exploración geoelectrica, fundamentos teóricos del método de resistividad eléctrica.

El Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) permite obtener información en una dimensión del terreno mediante la aplicación de pulsos de corriente directa como estímulo y obtener al mismo tiempo el registro de la diferencia de potencial generada por el terreno a modo de respuesta.

Este método permite caracterizar el subsuelo, detectar capas subterráneas, definir el estado del basamento rocoso, conocer la distribución geológica de las rocas, determinar fallas y fracturas, etc. que pudieran ser de importancia para el objetivo del estudio.

Un (SEV) puede realizarse sobre cualquier combinación de formaciones geológicas, sin embargo para que la curva de resistividad aparente sea interpretable, el subsuelo debe estar formado por capas horizontales y homogéneas. En muchos casos la realidad se acerca lo suficiente a esta descripción teórica para que los resultados sean confiables.

La aplicación del método exige el conocimiento de las propiedades electromagnéticas de las rocas y minerales que constituyen la estructura del subsuelo. Estas se expresan fundamentalmente en tres características físicas: la resistividad eléctrica (ρ) o su inversa la conductividad (σ), la constante dieléctrica o permitividad (ϵ) y la permeabilidad magnética (μ). De éstas la más importante es la resistividad cuya distribución se estudia en el subsuelo.

El estudio del comportamiento eléctrico de los materiales se fundamenta en la ley de Ohm, que establece la relación entre una corriente (I) al pasar por un cuerpo, generando una caída de potencial (V), debido a la resistencia (R) que se opone al paso de ella. Matemáticamente se expresa como sigue:

$$V = IR$$

Está plenamente demostrado que si una corriente eléctrica uniforme fluye a través de un cilindro de composición homogénea en dirección de su eje (figura 2.6), la resistencia eléctrica que presenta se manifiesta directamente proporcional a su longitud L e inversamente proporcional a su sección transversal A , dando por resultado que la resistencia eléctrica medida está dada según la siguiente relación:

$$R = \rho \frac{L}{A}$$

Dónde: R = resistencia

ρ = resistividad; depende de la naturaleza y estado físico del cilindro

L = longitud del cilindro

A = sección transversal perpendicular a la dirección de la corriente

J = densidad de corriente (la flecha indica la dirección)

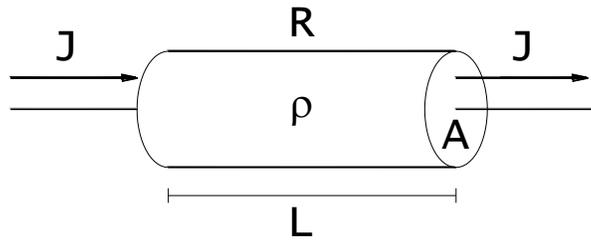


Figura 2.6 Flujo de corriente a través de un circuito.

Una vez que se obtiene el valor de I y ΔV , se calcula la resistividad aparente mediante la relación:

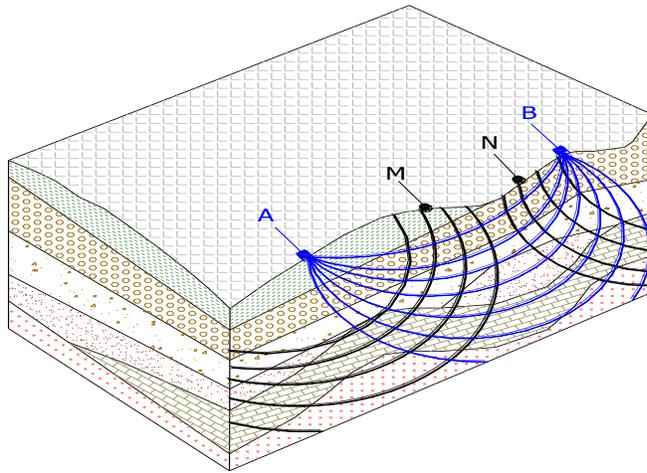
$$\rho_a = k \frac{\Delta V}{I}$$

Donde k es un coeficiente que depende únicamente de la geometría del dispositivo eléctrico, cuyas dimensiones son las de una longitud:

$$k = \pi \frac{AM \cdot AN}{MN}$$

En la ejecución de cada SEV, con los electrodos MN de “potencial” se obtiene en la superficie el gradiente de potencial (ΔV) que se produce al introducir un campo eléctrico de corriente directa por medio de los electrodos AB de “corriente” que también están en contacto con la superficie. En el arreglo tetrapolar Schlumberger que aquí se utilizó, los electrodos A y B permanecen en línea con los electrodos M y N habiendo independencia entre ellos; durante el levantamiento de datos, A y B cambian simétricamente de distancia. Cuando la lectura del gradiente de potencial (ΔV) se vuelve muy pequeña, es necesario incrementar la separación entre los electrodos M y N para aumentar la resolución de las mediciones, teniendo en cuenta la restricción $AB \geq 5 MN$, que es característico del dispositivo utilizado.

El espaciamiento de electrodos de corriente (AB) depende de los objetivos que se busquen, conforme se abren A y B la profundidad de investigación es mayor, teóricamente se considera que dicha profundidad es la distancia $AB/2$ sin embargo realmente es mucho menor, lo cual dependerá de la geología del área de estudio. Las aberturas utilizadas de $AB/2$ en este proyecto son: 1, 2, 3, 5, 7, 10, 13, 16, 20, 25, 32, 40 metros; aunque puede incrementarse o decremento de la distancia entre los electrodos AB.



Líneas de corriente —————
 Líneas de potencial ————

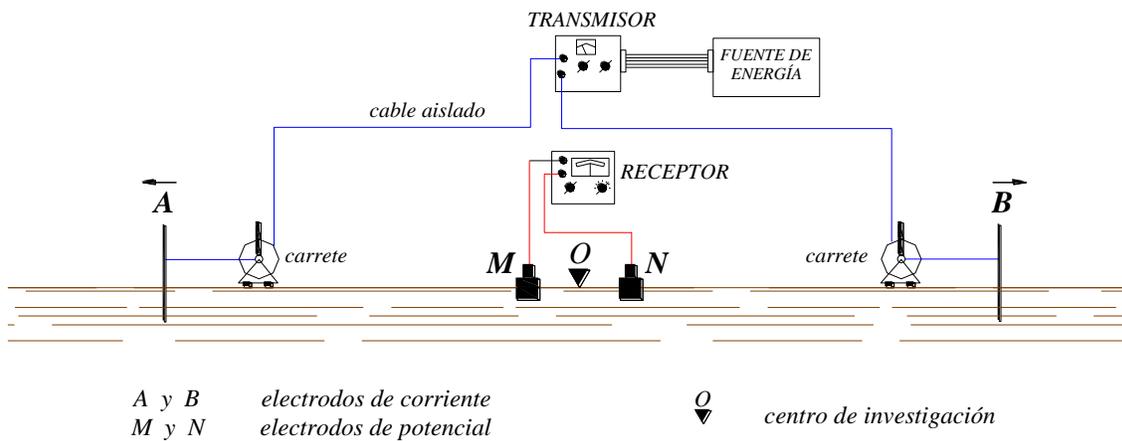


Figura 2.7 Arreglo tetrapolar Schlumberger.

Los valores de resistividad de una roca están determinados más que por su composición mineralógica, granulometría, cantidad y calidad del agua de formación, fundamentalmente por la porosidad y por la salinidad del agua. Todo esto hace que la resistividad de cada tipo de roca presente una gran variación. En general en campo encontraremos los valores que se aproximan en los intervalos que se muestran en la Tabla 2.1

Tabla 2.1 Intervalos de resistividad de rocas, suelos y agua (Tomada del libro Ingeniería Geológica de Luís I. González de Vallejo).

roca/suelos/agua	RESISTIVIDAD $\Omega - m$
arcillas	1 - 20
arenas	50 - 500
areniscas	50 - 5,000
aluviones	50 - 800
arenas y gravas secas	1,000 -10,000
arenas y gravas con agua dulce	50 – 500
arenas y gravas con agua salada	0.5 – 5
arenas arcillosas	50 – 300
arenas cuarcíticas	30 -10,000
aguas subterráneas en granito y rocas metamórficas	20 – 100
aguas subterráneas en calizas y acarreos	20 – 50
aguas salobres	1 -10
agua potable superficial	20 – 300
agua de mar	<.02
agua destilada	>500
conglomerado	1,000 - 10,000
calizas	300 - 10,000
esquisto grafitoso	0.5 – 5
esquisto arcilloso o alterado	100 – 300
esquisto sano	300 - 3,000
granito	300 - 10,000
gneis y granito alterado	100 - 1,000
gneis sano	1,000 - 10,000
gravas	100 - 10,000
limos	30 – 500
margas	50 - 5,000
lavas (andesitas , basaltos y riolitas)	300 - 10,000

Secciones de isorresistividad aparente.

La finalidad de éstas secciones es la de mostrar en forma objetiva el comportamiento vertical y la distribución horizontal de la resistividad a lo largo de la sección, para inferir cualitativamente rasgos estructurales y variaciones litológicas del subsuelo a la profundidad investigada.

Secciones geoelectricas o electro estratigráficas.

Los parámetros que se utilizan en los modelos geoelectricos estratificados (resistividades-espesores) son reales, por lo que se forman secciones geoelectricas a manera de una sección geológica elaborada con perforaciones. En tales secciones las unidades de resistividad real reproducen cercanamente la posición, forma y otras características del subsuelo tales como fallas. La evaluación en este caso es cuantitativa, deduciéndose los rasgos geológicos principales con la ayuda de afloramientos de roca.

Procesamiento de datos

Para cada sondeo eléctrico se graficaron los valores calculados de resistividad ρ contra la distancia $AB/2$ en papel bilogarítmico, resultando la curva de resistividad aparente (ρ); posteriormente se hace un ajuste por “empalme”, convirtiendo las curvas de cada SEV en trazos continuos. En estas gráficas se observa que los puntos de inflexión característicos corresponden a cambios en las propiedades físicas del subsuelo y están directamente relacionados a cambios litológicos, esta información analizada adecuadamente asociada a la información geológica, es de gran importancia, pues de ello depende una interpretación acertada de la conformación litológica del subsuelo.

Una vez obtenidas las curvas de resistividad aparente para cada SEV, se genera un modelo con el método de punto auxiliar, empleando curvas patrón de dos capas y sus correspondientes gráficas auxiliares A, H, K y Q; realizando los cálculos correspondientes se obtienen las resistividades verdaderas.

Finalmente el modelo de SEV preliminar fue ajustado con el programa de cómputo O'Neill-12. Con el cual se generaron los cortes geoelectricos para cada SEV y finalmente se conformaron las secciones geoelectricas correspondientes.

La interpretación cualitativa consiste en obtener una distribución espacial de resistividades generadas por la respuesta de las anomalías y estructuras litológicas. Esta interpretación se realizó configurando los datos de resistividad aparente en función de su profundidad, en este caso se utilizó el programa Surfer para realizar las configuraciones y así obtener las secciones de isorresistividad aparente.

La interpretación cuantitativa consiste en obtener las resistividades verdaderas y espesores, con ellos se genera un corte geoelectrico o sección geoelectrica a partir de las curvas de resistividad verdadera. Esta última puede hacerse por métodos gráficos, numéricos o mixtos, siendo este último el empleado para la interpretación de este trabajo.

Resultados alcanzados.

Con base a la interpretación de los seis Sondeos Eléctricos Verticales, se realizaron dos secciones geoelectricas distribuidas como lo muestra las figuras 2.8 y 2.9, las unidades geoelectricas y sus características geoelectricas por lo que se presentan a continuación la descripción de las secciones geoelectricas y de isorresistividad:

Sección isorresistividad A-A'.

Este perfil muestra tres anomalías geofísicas principales y se deben a los cambios litológicos más representativos, estructuralmente no se observan fallas geológicas o fracturas. Los colores azules representan a las resistividades más bajas, geológicamente corresponden con los materiales arcillo-arenosos, se ubican principalmente en la parte media de la sección A-A' y más representativo en el SEV-4. En la parte superior se presentan tonos verdes-amarillos-rojos, asociados con los depósitos areno-arcillosos; finalmente en la parte inferior de la sección se presentan los tonos rojizos que corresponden basalto, como lo muestra la Figura 2.8.

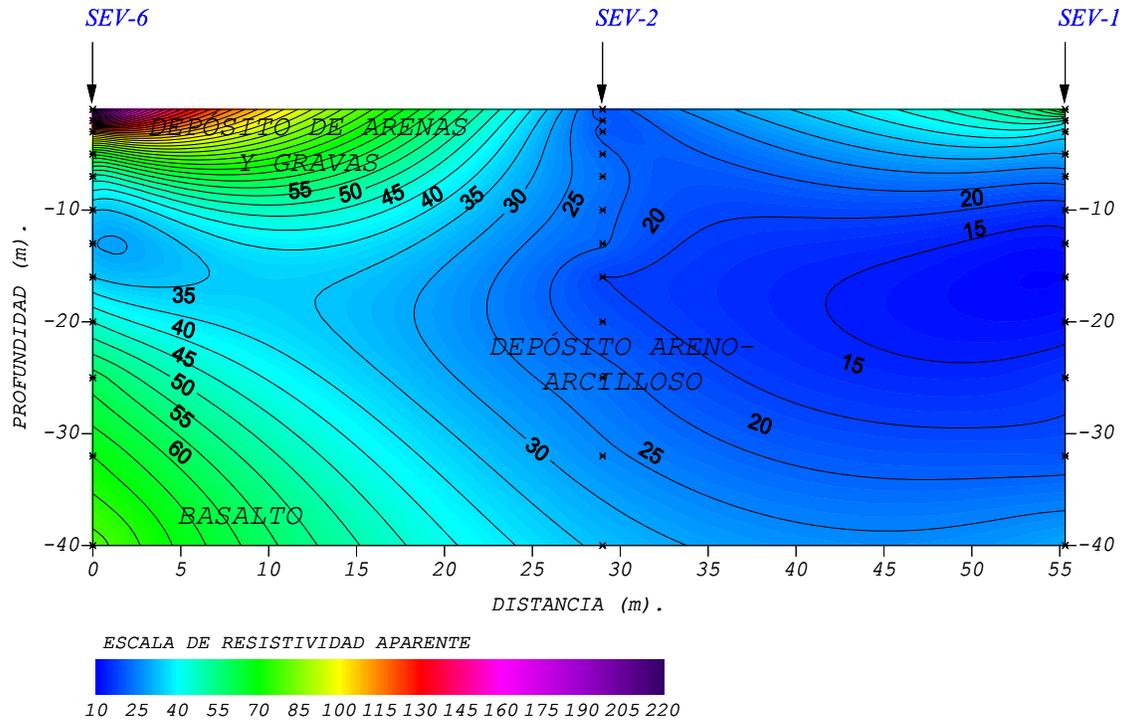


Figura 2.8 Sección de isorresistividad A-A'

Sección isorresistividad B-B'.

Este perfil es muy similar al anterior y muestra tres anomalías geofísicas principales y se deben a los cambios litológicos más representativos, estructuralmente no se observan fallas geológicas o fracturas. Los colores azules representan a las resistividades más bajas, geológicamente corresponden con los materiales arcillo- limosos y se ubican principalmente en la parte donde se ubica el SEV4. En la parte media y superior se presentan tonos verdes-amarillos-rojos, que se asocian con depósitos areno-arcillosos; finalmente en la parte inferior de la sección se presentan tonos amarillos y rojos que se asocian a basaltos

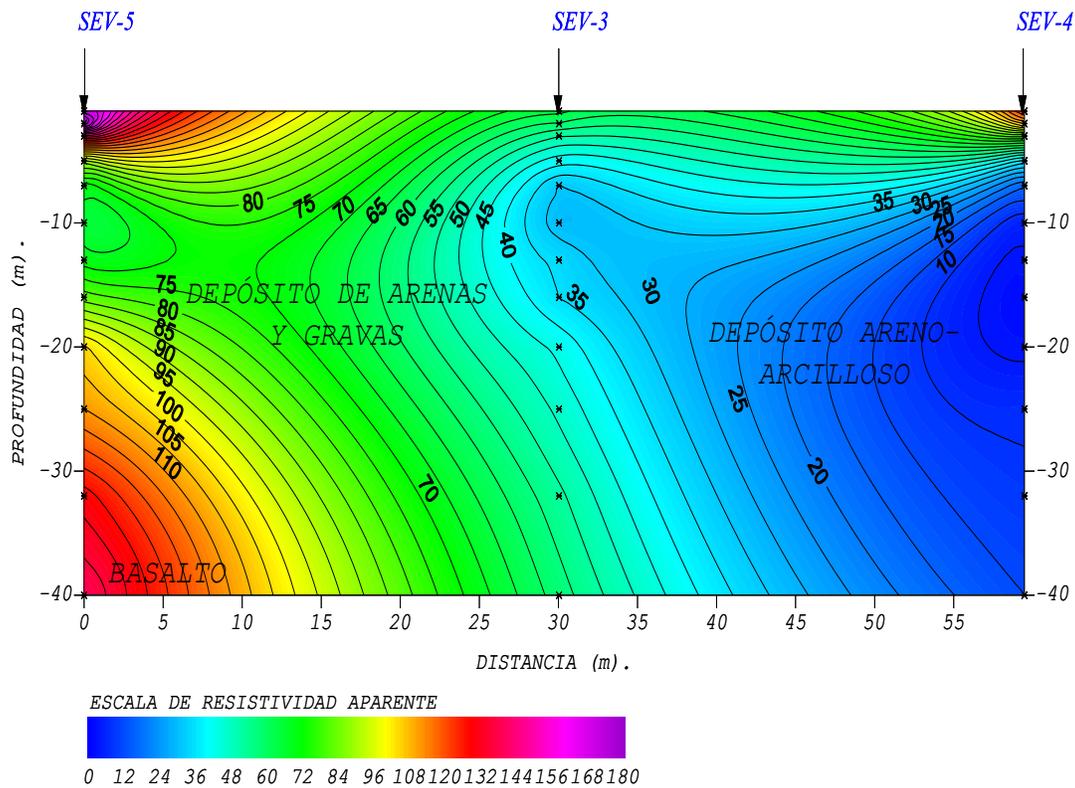


Figura 2.9 Sección de isoresistividad B-B'

SECCIONES GEOELÉCTRICAS.

En las secciones geoelectricas se muestran valores cuantitativos, es decir datos reales de resistividad, espesor, profundidad y posición de los estratos, donde se aprecian seis unidades geoelectricas, cuyas características se describen a continuación.

UNIDAD A1.

Esta unidad geoelectrica presenta resistividad de 110 a 215 ohms–metro, se asocia con la cubierta superficial arenosa con intercalaciones de gravas. Se registró principalmente en el SEV-2, SEV-4, SEV-5 y SEV-6 con espesor 0.44, 2.2, 0.7 y 2 metros, respectivamente.

UNIDAD A2.

Se define con resistividades de 19 ohms–metro, se correlaciona con la cubierta superficial arcillo-arenosa. Se presentó solamente en el SEV-1 con espesor de 0.65 metros.

UNIDAD A3.

Se define con resistividades de 70 ohms–metro, se correlaciona con la cubierta superficial de arenas. Se presentó solamente en el SEV-3 con espesor de 1.5 metros.

UNIDAD B1.

Esta unidad geoelectrica se registró con resistividad de 24 a 50 ohms–metro, se asocia con un horizonte areno-arcilloso con pequeñas intercalaciones de grava. Se registró en el SEV-1, SEV-2, SEV-3, SEV-5, SEV-6 con espesor que varía de 3 a 7 metros en promedio. Por las características que presenta se muestra como material estable.

UNIDAD B2.

Se caracteriza por presentar resistividad de 3 a 15 ohms–metro, se asocia con depósito arcillo-arenoso. Se registró en el SEV-1, SEV-2 y SEV-4 con espesor de 12 a 15 metros, sin embargo los de menores resistividad son los más arcillosos e inestables, como el registrado en el SEV-4.

UNIDAD C.

Presenta resistividades de 112 a 600 ohms–metro, pertenece a un derrame de basaltos semi fracturados. Se registró en toda el área de estudio y se presenta como una unidad antes descrita y es una roca de alta estabilidad.

Conclusiones y recomendaciones

Para cumplir con el objetivo del estudio se utilizó el método de resistividad eléctrica en la modalidad de Sondeo Eléctrico Vertical, con el que se determinó la estratigrafía y composición del subsuelo.

Geológicamente el área de estudio se caracteriza por presentar una pequeña capa de material granular compuesta principalmente por arcillas, arenas y pequeñas intercalaciones de gravas, la cual descansa sobre un derrame basáltico.

Las unidades geoelectricas registradas en la exploración geofísica son las siguientes: UNIDAD A1, A2 y A3, corresponden a la cubierta superficial constituido principalmente por arenas, arcillas e intercalaciones de gravas, semi consolidado; posteriormente se presentan los depósitos marcados como UNIDAD B1 y B2; la primera asociada con un horizonte de areno-arcillosos con intercalaciones de fragmentos de roca, de estabilidad media y la segunda asociada a un horizonte arcillo-arenoso, de alta inestabilidad. Finalmente como base se encuentra la UNIDAD C asociada a un derrame de basaltos semi fracturados de alta estabilidad.

Los resultados de la exploración geoelectrica no registran anomalías asociadas con la presencia de fallas y/o fracturas geológicas, sin embargo la inestabilidad la produce los depósitos arcillo-arenosos marcados como UNIDAD B2 en el presente estudio.

Es importante mencionar que la UNIDAD B2 es la de mayor inestabilidad, pero sobre todo donde se registran los valores de resistividad más baja, ya que son prácticamente arcillas, es decir la presencia de arenas prácticamente no existe, como es el caso del SEV-4.

Por lo anteriormente descrito se recomienda realizar una perforación directa en el sitio del SEV-4 a la profundidad de 18 metros o al contacto con la roca volcánica, con la finalidad de verificar la composición de las arcillas y realizar las pruebas necesarias de laboratorio.

Es necesario realizar estudios de mecánica de suelos para determinar las propiedades físicas del estratos registrado de alta inestabilidad en la exploración geofísica y de esta forma el geotecnista determinará el diseño más adecuado de construcción y la posibilidad de rescatar la mayor parte de la obra.

De acuerdo a la información resultante de la exploración geofísica aplicada en este proyecto, fue posible definir la presencia de una estructura sepultada, localizada en la sección geoelectrica B-B', la cual, genera una discordancia en el registro de los materiales encontrados en el subsuelo, lo que de acuerdo a los trabajos realizados durante las excavaciones para nivelar al edificio No. 3, módulo 2, del plantel

educativo, confirma que se trata de la represa de mampostería construida para acumular agua en tanques de concreto, así como, para acumular sedimentos con fines de nivelar al terreno tal y como se aprecia actualmente en la zona arriba del plantel.

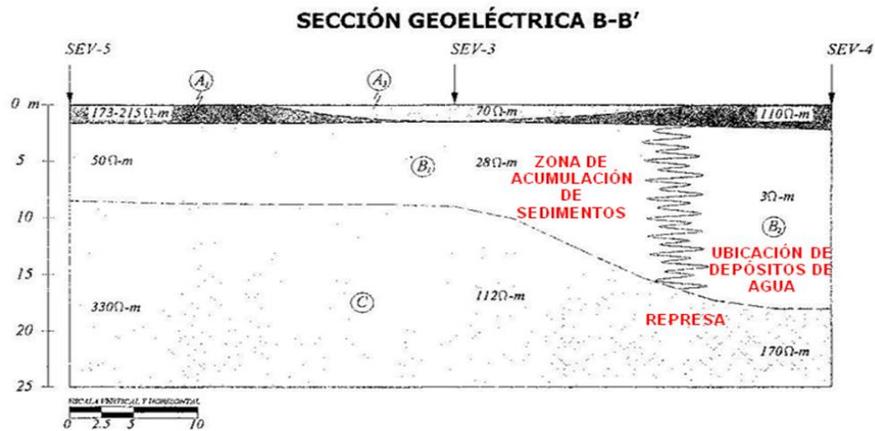


Figura 2.10 Sección geoelectrica B-B'

Donde es posible observar que los registros eléctricos aplicados en dicha sección, revelan la presencia de una anomalía en los materiales existentes en el subsuelo, por lo que, es de esperarse que esta estructura por su ubicación, corresponda a la represa de mampostería encontrada durante la excavación en los trabajos de nivelación del edificio No. 3, módulo 2, el pasado año del 2008.

Esta estructura, forma parte de los factores que causan la inestabilidad de los edificios del plantel, por lo que, para el diseño de los procedimientos de este proyecto, deberá considerarse la ubicación de esta represa para proyectar las medidas necesaria que eviten su potencial afectación futura posteriormente a su recuperación.

2.3 Exploración Geotécnica

Con la información geofísica obtenida después del procesamiento, se indicará al coordinador de proyecto el sitio donde se deberán efectuar los trabajos de sondeos geotécnicos con el objeto de verificar la información geofísica, así como, obtener la información real de los materiales, espesores y características geomecánicas presentes en el suelo.

Durante estos trabajos, deberá estar presente un ingeniero especialista en geotecnia con el objeto de verificar la descripción adecuada de los materiales obtenidos durante el muestreo continuo, así como, de revisar la obtención de las muestras en tubo Shelby, que deberán ser enviadas al laboratorio para la obtención de las pruebas índice que permitan el cálculo de la capacidad de carga presente en el suelo de sustento, así como los parámetros geomecánicos requeridos para determinar la necesidad de realizar trabajos de inyección de mezclas para el mejoramiento del suelo.

La finalidad principal, es definir las características geomecánicas del subsuelo, por medio de la exploración del mismo mediante la perforación de dos Sondeos de Penetración Estándar (PST) y, dar las recomendaciones del volumen y proporción de la mezcla para inyectarse, así como, definir al nivel de desplante de las losas de concreto, tomando en cuenta la Geología superficial, exploración del terreno y la información bibliográfica disponible.

El proyecto, para estabilizar al subsuelo y recuperar al Edificio 2 de la escuela Secundaria 250, contempla la inyección de una mezcla de mortero y agua, con lo que se pretende aumentar la capacidad del subsuelo para posteriormente construir losas de concreto armado que serán utilizadas para la colocación de gatos neumáticos para levantar y renivelar a dicho Módulo.

Geología general

La ciudad de México, se encuentra localizada dentro de una cuenca intravolcánica, en la cual se desarrollaron lagos que se fueron rellenando con depósitos arcillosos y por clastos de origen volcánico.

Las emisiones volcánicas de los grandes aparatos fueron de manera alternantes, con explosiones piroclásticas y efusiones de lavas, conformando al relieve actual teniendo en la Sierra Chichinautzin un ejemplo clásico de este tipo de procesos volcánicos.

Trabajos de campo.

Para definir la estratigrafía y las características geotécnicas del subsuelo, se efectuaron trabajos de campo, los cuales consistieron en un análisis superficial por la zona de estudio, además de la perforación de dos Sondeos de Penetración

Estándar hasta la profundidad de 15.00 metros, con el objeto de determinar al valor de “N” en los estratos del suelo ensayado.

Debido a las condiciones del subsuelo, así como también, a los objetivos del proyecto, fue posible recolectar cuatro muestras en tubo Shelby a las profundidades de 4.00, 9.00, 14.00 y 19.00 metros, para obtener un registro adecuado de la estratigrafía existente.

La exploración del subsuelo se complementó con un reconocimiento geológico superficial del área aledaña al sitio y la excavación de tres calas a la profundidad de 2.90 metros, con lo cual, se verificó al origen volcánico de las arcillas, así como, la condición del depósito lacustre de las mismas y al tipo de suelo que conforman al terreno en estudio.

Trabajo de laboratorio.

De los Sondeos de Penetración Estándar, (PST-1 Y PST-2), se obtuvieron cuatro muestras, a las cuales se efectuaron las pruebas de clasificación visual y al tacto, así como, la obtención de las propiedades índice y mecánicas de resistencia al esfuerzo cortante.

Estratigrafía y propiedades geomecánicas del suelo.

La estratigrafía en el lugar se puede definir de la siguiente manera:

De 0.00 a 1.80 metros de profundidad. Se presentó un relleno de materiales diversos de color café oscuro, baja consistencia, alto contenido de humedad.

De 1.80 a 3.60 metros de profundidad. Se presentó un horizonte de arenas finas con limos de color café oscuro, alta plasticidad, consistencia baja a media, asociadas a pequeños horizontes de entre 10 y 20 centímetros de espesor constituido por arenas finas a medias a de color gris de muy baja consistencia.

De 3.60 a 4.80 metros de profundidad. Horizonte de color café oscuro constituido de un limo arenoso, de mediana a alta consistencia y alto contenido de humedad.

De 4.80 a 5.40 metros de profundidad. Se encontró un horizonte de arenas finas limosas de color café oscuro envuelto en una matriz arcillosa, de alta plasticidad, consistencia media a alta, con alto contenido de humedad.

De 5.40 a 7.20 metros de profundidad. Arena fina limosa, asociada a pequeños horizontes de arenas medias, de color gris, baja consistencia y bajo contenido de humedad.

De 7.20 a 7.80 metros de profundidad. Se registró la presencia de un horizonte de arenas finas con arcillas de color gris a café claro, con media a alta consistencia y alto contenido de humedad.

De 7.80 a 11.40 metros de profundidad. Se presentó un horizonte arcillo limoso de color café grisáceo, asociado a arenas finas, con media a alta consistencia y alto contenido de humedad.

De 11.40 a 12.00 metros de profundidad. Se registró la presencia de un horizonte de arena fina de color gris, con baja consistencia y alto contenido de humedad.

De 12.00 a 13.20 metros de profundidad. Un horizonte de arcillas limosas, con consistencia media a alta, alto contenido de humedad, asociado a horizontes arenosos de 10.00 centímetros de espesor.

De 13.20 a 13.80 metros de profundidad. Se registra la presencia de un horizonte arcilloso de color gris oscuro, con media a alta consistencia, alta plasticidad y alto contenido de humedad.

De 13.80 a 15.00 metros de profundidad. Se presentó una arcilla de color gris verdoso con motas rojas, consistencia media a alta, alta plasticidad y alto contenido de humedad.

Este último horizonte corresponde a la capa alterada (intemperizada) de la roca, ya que las manchas rojas, corresponde a bloques alterados de las lavas volcánicas de basalto que se encuentran en la parte baja de los horizontes aluviales descritos anteriormente.

No se detectó al nivel freático, ni se registró contacto con las rocas.

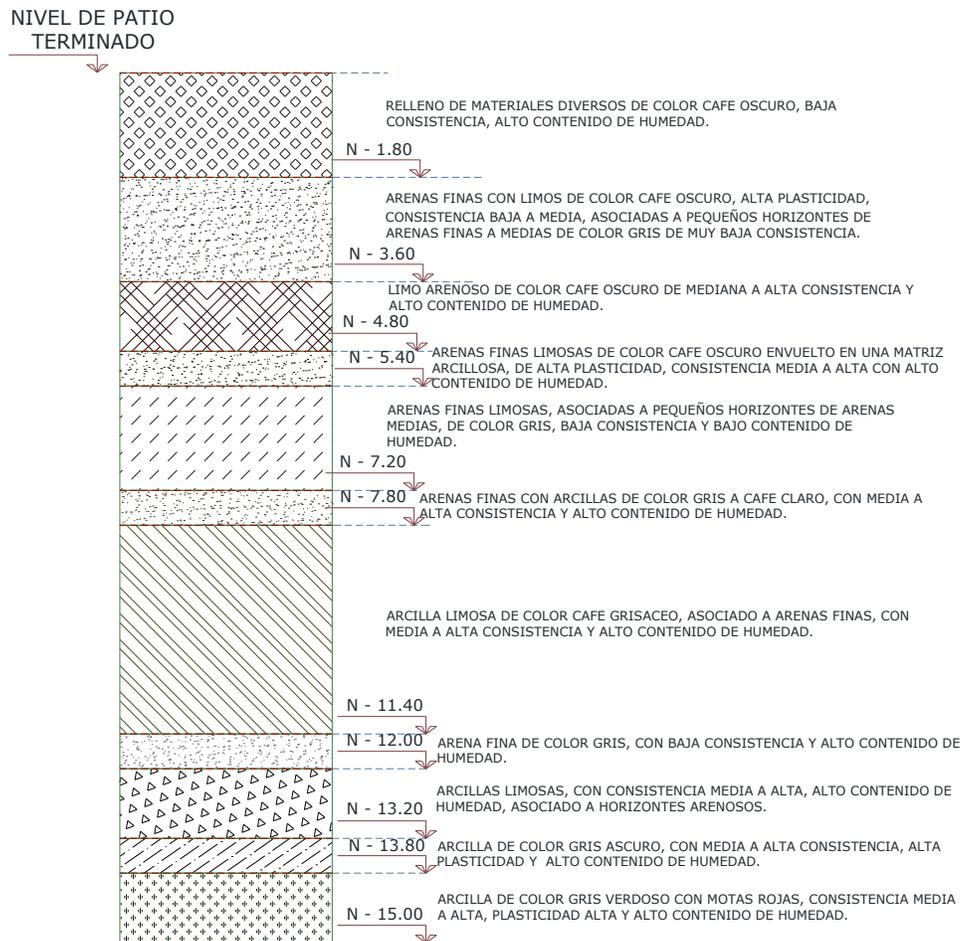


Figura 2.11 Estratigrafía y propiedades geomecánicas del suelo

Análisis de las condiciones geotécnicas del subsuelo

Capacidad de carga.

De acuerdo con las condiciones del material en el sitio y a las características de la estructura del proyecto, se consideró para calcular la capacidad de carga del terreno de acuerdo a la teoría del Dr. Karl Von Terzaghi, modificada por el Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers, obteniendo para el nivel de desplante de las losas de concreto proyectadas como punto de apoyo para re nivelar al edificio, la capacidad de carga siguiente:

TABLA 2.2 Capacidad de carga del suelo a 3 m de profundidad

Profundidad Mts.	Material	Clasificación S.U.C.S.	Cohesión (Kg/cm ²)	Capacidad de carga. Ton/m ² .
3.00	Limo arcilloso con arenas finas de color café oscuro	oh	0.90	5.94

2.4 Evaluación del riesgo geotécnico

De acuerdo a los trabajos realizados y considerando el tipo de estructura, aplicando la reglamentación establecida por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en función de que este tipo de construcción se ubica dentro del Grupo A. Todas las anomalías existentes en la estructura de los inmuebles que componen al Plantel Educativo, deberán ser consideradas como de gran importancia.

En consecuencia, con el objeto de establecer un criterio de Riesgo sin que este sea considerado como alarmista, se establece que;

La vulnerabilidad de los edificios que componen al Plantel Educativo es ALTA, en función de que el suelo en el que se desplantan los edificios, presenta problemas de estabilidad.

Esta inestabilidad del suelo se produce por la presencia de un drenaje subterráneo, que seguirá afectando en el futuro al suelo.

Esta condición de erosión subterránea del suelo, puede desencadenar un movimiento de mayores dimensiones, afectando a los inmuebles.

La inestabilidad del suelo, seguirá siendo manifiesta por el aumento de zonas con hundimiento diferencial.

El hundimiento diferencial existente, seguirá aumentando, en magnitud y velocidad, en el terreno donde se desplanto el plantel educativo, ya que, este proceso de hundimiento diferencial se presenta en toda el área del pueblo de Santa María Nativitas.

A pesar de que las estructuras de los edificios, aún no han presentado daños, por la inestabilidad progresiva del suelo, está en un futuro inmediato, presentara ruptura, disminuyendo la seguridad estructural de los inmuebles.

Por lo que, y en función de que cualquier Evaluación de Riesgo, tiene como fin principal el de PREVER cualquier tipo de daño o desastre que afecte a la población, se deberá considerar en consecuencia, que el Plantel Educativo “ESCUELA SECUNDARIA No. 250, JESÚS M. SOTELO E. INCLÁN”, se encuentra dentro de un nivel de ALTO RIESGO GEOTÉCNICO.

CAPÍTULO TRES

Revisión estructural del edificio

3.1 Acciones permanentes

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al efecto del presfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.

Carga muerta

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanearía, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es por tanto la principal acción permanente.

El cálculo de la carga muerta es en general sencillo, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Es común la creencia de que las cargas muertas pueden calcularse con mucha exactitud; sin embargo, aunque éstas son las acciones que presentan menor grado de incertidumbre, las diferencias que suele haber entre los valores de cálculo y los reales no son despreciables. Esto se debe a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las que resultan en la construcción, modificaciones y acciones en los elementos no estructurales y las variaciones en los pesos

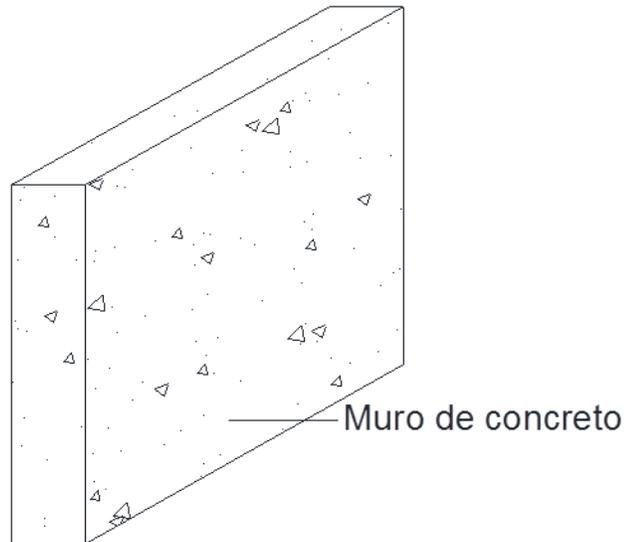
volumétricos de los materiales. Al cuantificar la carga muerta en algunas construcciones, se han encontrado diferencias hasta del 20 por ciento con respecto a las consideradas en el cálculo.

Es frecuente que al momento de realizar el cálculo no se cuente con un proyecto arquitectónico detallado con respecto al tipo y localización de los elementos no estructurales, como paredes divisorias y recubrimientos. Esto introduce incertidumbres considerables en el valor de la carga muerta. En estos casos es necesario hacer suposiciones conservadoras acerca de las cargas debidas a tales elementos. Más aún, es frecuente que los datos consignados en los planos arquitectónicos sufran modificaciones en el curso de la construcción y que las cargas reales cambien. Un aspecto particularmente importante es el referente a la posición y características de las paredes divisorias que pueden variar durante la construcción o sufrir modificaciones en el curso de la vida de la edificación. Aunque en el proyecto estructural no se pueden tener en cuenta cambios radicales en las cargas con respecto a las que se determinan del proyecto y de las especificaciones arquitectónicas, conviene considerar las posibilidades de cambios y dejar asentadas en planos y memorias las cargas consideradas.

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación del peso volumétrico de los materiales, con el contenido de humedad y con el procedimiento de fabricación. Estas variaciones son particularmente significativas cuando se trata de materiales de fabricación no industrializados o de materiales naturales como los suelos⁹.

⁹ Meli Piralla, "Las acciones y sus efectos de las estructuras" en Diseño Estructural. Segunda edición, pp. 128

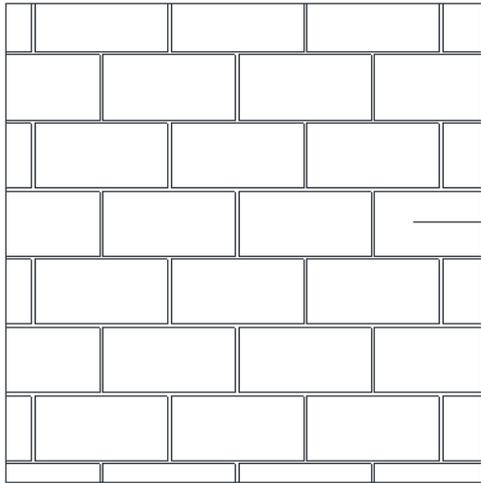
Ejemplo 3.1 Carga Muerta Generada por los muros de concreto armado (Muros Por Cortante)



Análisis de muros por cortante			
Material	Espesor (m)	γ kg/m ³	W kg/m ²
Muro de concreto	0.15	2400	360
Carga por NTC-2004			20
		$\Sigma=$	380

NOTA: El peso obtenido es el peso por metro cuadrado de los muros de concreto armado.

Ejemplo 3.2 Carga Muerta Generada por los muros de Mampostería



Análisis de muro de mampostería			
Material	Espesor (m)	γ kg/m ³	W kg/m ²
Muro de concreto	0.12	1600	192
Carga por NTC-2004			20
$\Sigma=$			212

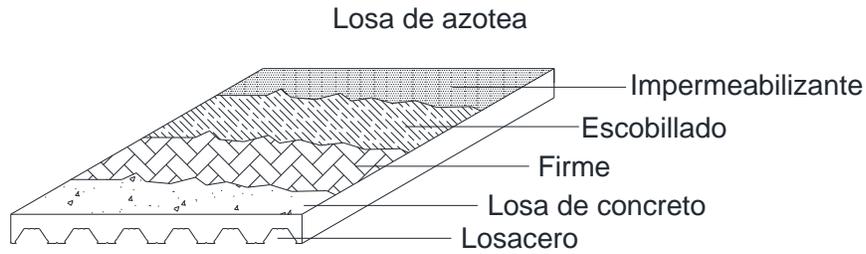
NOTA: El peso obtenido es el peso por metro cuadrado de los muros de mampostería.

Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o pre colada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m². Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos. Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura¹⁰.

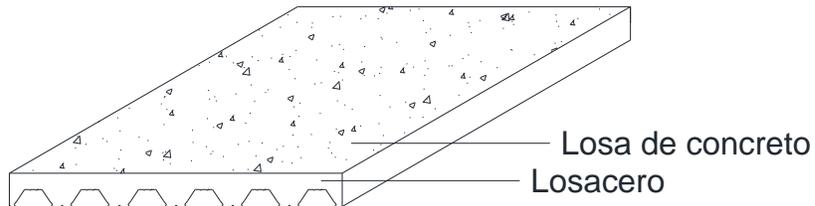
¹⁰ Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. "fracción 5 Acciones permanentes" pp. 6

Ejercicio 3.3 Carga muerta para losa de azotea



Impermeabilizante	10.00	kg/m ²
Escobillado	14.70	kg/m ²
Firme	42.00	kg/m ²
Concreto	240.00	kg/m ²
Losacero	50.00	kg/m ²
Instalaciones	40.00	kg/m ²
Carga por NTC-2004	40.00	kg/m ²
	436.70	kg/m²

Ejercicio 3.4 Carga muerta losa de entrepiso



losa	240.00	kg/m ²
Losacero	50.00	kg/m ²
Instalaciones	40.00	kg/m ²
Carga por NTC-2004	20.00	kg/m ²
	350.00	kg/m²

NOTA: El peso obtenido es el peso por metro cuadrado de la losa

3.2 Acciones variables

Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente; los efectos de cambios de temperatura y los de cambios volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la (Tabla 3.1)

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Cargas sobre piso

La carga viva sobre un piso representa los efectos creados por su ocupación. Incluye los pesos de las personas que lo ocupan, mobiliario, equipo, materiales almacenados, etc. Todos los reglamentos de construcción estipulan las cargas vivas mínimas que se han de usar en el diseño de edificios para varios tipos de ocupación. Como no hay uniformidad entre los diferentes reglamentos al especificar cargas vivas, siempre se debe utilizar el RCDF. Tabla 3.1

Aunque se expresan como cargas uniformes, los valores requeridos por el reglamento, en general, se establecen suficientemente grandes, de modo que incluyan las concentraciones ordinarias que se producen. Para oficinas,

estacionamientos y algunos otros tipos de ocupación, los reglamentos requieren, a menudo, que se considere una carga concentrada específica, así como la condición de carga distribuida. En los casos en que los edificios han de contener maquinaria pesada, materiales almacenados u otro contenido de peso excepcional, éstos deben ser considerados individualmente en el diseño de la estructura¹¹.

Cargas sobre techo

Además de las cargas muertas que soportan, los techos se diseñan para resistir una carga viva uniformemente distribuida, que incluye la acumulación de granizo y las condiciones generales de carga que se presentan durante la construcción y el mantenimiento del techo.

En la tabla se dan las especificaciones de carga mínima sobre techo que se encuentran en el RCDF. Observe los ajustes con respecto a la pendiente del techo y al área total del techo que se apoya sobre un elemento estructural. Lo último toma en cuenta el aumento en la probabilidad de que la superficie total sometida a cargas sea deficiente a medida que se incrementa el área.

Las superficies de techo también se deben diseñar para resistir la presión del viento, para lo cual, la magnitud y la manera de aplicación se especifican en los reglamentos locales de construcción, con base en las variaciones históricas locales del viento. En los techos ligeros, un problema crítico es, en ocasiones, el del efecto hacia arriba (de succión) del viento, el cual puede exceder la carga muerta y producir una fuerza neta de levantamiento hacia arriba.

Todos los techos se deben diseñar para que drenen el agua. Por lo general, se requiere una inclinación mínima del 2 %, o una pendiente de aproximadamente 1:50. En los techos casi planos, un problema que se podría presentar es el del estancamiento, un fenómeno en el cual el peso del agua sobre la superficie provoca deflexión de la estructura de apoyo, la que, a su vez, permite que se acumule más agua (en un charco), lo que provoca una mayor deflexión, etc., que, finalmente, produce una condición acelerada de colapso.

¹¹ Parker, Ambrose. "Cargas Vivas" En Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición, pp 264

Disposiciones generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico, por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.

Tabla 3.1 Carga viva unitarias según NTC

Cargas vivas unitarias (Kg/m ²)				
Destino de piso o cubierta		W	W _a	W _m
a)	Casa habitación, departamentos, vivienda, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares.	70	90	170
b)	Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c)	Aulas	100	180	250
d)	comunicación para peatones(pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y paso de accesos libres al publico	40	150	350
e)	estudios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f)	Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos cines teatros, gimnasio, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares	40	250	350
g)	comercio, fábricas y bodegas	0.80 W _m	0.90 W _m	W _m
h)	Azoteas can pendientes no mayor del 5%	15	70	100
i)	azoteas con pendiente mayor al 5%; otras cubiertas cualquier pendiente	5	20	40

j)	Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k)	Garajes y estacionamientos (exclusivos para automóviles)	40	100	250

3.3 Acciones accidentales

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos, viento, oleaje y explosiones.

Cargas laterales

Tal como se utiliza en el diseño de un edificio, el término carga lateral se aplica, en general, a los efectos del viento y sismos, puesto que inducen fuerzas horizontales contra estructuras fijas. Con base en la experiencia y la investigación, los métodos y criterios de diseño en esta área se refinan continuamente.

Sismos

Durante un sismo, un edificio se sacude hacia arriba y hacia abajo, hacia adelante y hacia atrás. Por lo regular, los movimientos hacia atrás y hacia adelante (horizontales) son más violentos y tienden a producir mayores efectos desestabilizantes en los edificios; por tanto, el diseño estructural para resistencia a sismos se realiza, en gran parte, en función de consideraciones para soportar fuerzas horizontales (llamadas laterales). Las fuerzas laterales se generan, en realidad, por el peso del edificio o, específicamente, por la masa de éste, que representa tanto una resistencia, producida por la inercia al movimiento, como la fuente de la energía cinética una vez que el edificio se encuentra en movimiento. En los procedimientos simplificados del método de la fuerza estática equivalente, se considera que la estructura del edificio está sometida a cargas por una serie de fuerzas horizontales que consisten en una fracción del peso del edificio. Se podría hacer una analogía al imaginar que se hace girar el edificio verticalmente. A 90°. Para formar una viga en voladizo, con el terreno como extremo fijo y con una carga, que consiste en el peso del edificio.

En general, el diseño para resistir los efectos de las fuerzas horizontales sísmicas es bastante similar al diseño para resistencia a los efectos de fuerzas horizontales generadas por el viento. De hecho, se utilizan los mismos tipos básicos de arriostramiento lateral (muros de cortante, armaduras, marcos rígidos, etc.) para resistir ambos efectos de fuerza. En realidad, existen algunas diferencias significativas pero, en general, es muy probable que un sistema de arriostramiento diseñado para resistir el viento sirva también de forma adecuada para resistir sismos.

Debido a sus criterios y procedimientos considerablemente más complejos, se ha decidido no ilustrar el diseño para resistencia a efectos de sismo en los ejemplos de esta parte. Sin embargo, el diseño de los elementos y sistemas para el arriostramiento lateral de los edificios, en los ejemplos de diseño, en este caso, es bastante aplicable, en general, a situaciones donde los sismos son un factor predominante. Para el análisis estructural, la diferencia principal estriba en la determinación de las cargas y su distribución en el edificio. Otra diferencia importante se observa en los efectos dinámicos reales, ya que la fuerza crítica del viento se representa, en general, por medio de un solo golpe fuerte, en una dirección, de una ráfaga, en tanto que los sismos representan acciones rápidas de vaivén. Sin embargo, una vez que los efectos dinámicos se transforman en fuerzas estáticas equivalentes, los aspectos correspondientes al diseño de los sistemas de arriostramiento son muy similares, puesto que requieren consideraciones para resistir cortante, volteo, deslizamiento horizontal, etc.

Viento

Donde el viento es un importante problema local, los reglamentos locales son, por lo general, más extensos con respecto a las especificaciones de diseño para resistir viento. Sin embargo, muchos reglamentos aún contienen criterios simples de diseño para resistencia a viento

El diseño completo para resistencia a efectos del viento en edificios incluye un gran número de factores arquitectónicos y estructurales.

Velocidad básica del viento.

Ésta es la velocidad máxima del viento que se ha de usar para lugares específicos. Se basa en registros históricos del viento que se ajustan de acuerdo con la probabilidad de que se presente. Las velocidades son las que se registran en la posición de medición estándar de 10 m (aproximadamente, 33 pies) sobre la superficie del terreno.

Presión estática del viento.

Ésta es la referencia básica equivalente a la presión estática que se basa en la velocidad local crítica del viento.

Fuerza de levantamiento.

El levantamiento se presenta como un efecto general, que actúa sobre todo el techo o, incluso, sobre todo el edificio. También se produce como un fenómeno local, como el que genera el momento de volteo en un solo muro de cortante. En general, con el uso de cualquier método de diseño se determinarán las acciones del levantamiento

Momento de volteo.

La mayoría de los reglamentos especifican que la relación entre el momento resistente por carga muerta (llamado momento restaurador, momento estabilizante, etc.) y el momento de volteo debe ser 1.5 o mayor. Cuando éste no es el caso, los efectos del levantamiento los resiste un anclaje capaz de generar el momento de volteo excedente. El volteo puede ser un problema crítico para todo el edificio, como en el caso de torres altas y esbeltas. Para edificios arriostrados por muros de cortante individuales, marcos de armaduras y marcos rígidos, el volteo se analiza en las unidades de arriostramientos individuales.

Desviación.

Se refiere a la deflexión horizontal de la estructura debida a cargas laterales. Los criterios del reglamento para definir la desviación se limitan, en general, a especificaciones para determinar la desviación de un solo nivel (movimiento

horizontal de un nivel con respecto al siguiente, arriba o abajo). No estipula límites con respecto a la desviación provocada por el viento. Otras normas hacen varias recomendaciones, en estructuras de mampostería, la desviación provocada por el viento se limita, en ocasiones, a 0.0025 veces la altura del nivel. Al igual que en otras situaciones en las que se producen deformaciones estructurales, se deben considerar los efectos sobre la construcción del edificio; por tanto, la realización de los detalles de los muros de revestimiento o muros divisorios interiores puede afectar los límites de la desviación.

Cargas combinadas.

Aun cuando los efectos del viento se analizan como fenómenos aislados, las acciones de la estructura se deben considerar, simultáneamente, con otros eventos. La mayoría de los reglamentos contienen especificaciones para definir las combinaciones de carga, aunque, en la mayoría de los casos, el sentido común indica las combinaciones críticas. Con el uso creciente de factores de carga, las combinaciones se modifican aún más al aplicar los diferentes factores para los diversos tipos de combinaciones de carga, lo que permite un control individual basado en la habilidad de los datos y los procedimientos de análisis, así como en la importancia de la seguridad de las diferentes fuentes y efectos de carga.

Problemas especiales.

Los criterios generales de diseño dados en la mayoría de los reglamentos son aplicables a edificios comunes. Se recomienda un análisis más completo (y, en ocasiones, se exige) en circunstancias especiales, como las siguientes:

Edificios altos. Éstos son críticos con respecto a su altura, así como su tamaño general y el número supuesto de ocupantes. Se deben considerar las velocidades locales del viento y los fenómenos de viento poco comunes a elevaciones grandes.

Estructuras flexibles. Éstas pueden ser afectadas de varias maneras, incluyendo vibración o agitación, así como la simple magnitud de los movimientos.

Configuraciones poco comunes. Las estructuras abiertas, las estructuras con grandes voladizos u otras proyecciones, y cualquier edificio con una configuración compleja se deben estudiar, cuidadosamente, con respecto a los efectos especiales

del viento que pueden ocurrir. Las pruebas en túnel de viento pueden ser convenientes o, incluso, requeridas por algunos reglamentos¹²

3.4 Interacción suelo estructura

Las propiedades principales y las características del comportamiento de los suelos que tienen importancia directa con el diseño de una cimentación son las siguientes:

Resistencia.

Para cimentaciones del tipo de apoyo, el factor principal es su resistencia a la compresión vertical. La resistencia a la presión horizontal y a la fricción es de importancia cuando las cimentaciones deben resistir fuerzas laterales del viento, sismos o tierra retenida.

Resistencia a la deformación.

La deformación del suelo sometido a esfuerzos es importante al diseñar para limitar los movimientos de las cimentaciones, como por ejemplo, el asentamiento vertical de las cimentaciones de apoyo.

Estabilidad.

Algunas de las condiciones que pueden cambiar las propiedades físicas de los suelos son: la acción de las heladas, las fluctuaciones del contenido de agua, el choque sísmico, la descomposición orgánica y las perturbaciones durante la construcción. El grado de sensibilidad del suelo a estas acciones se conoce como su estabilidad relativa.

Propiedades que afectan la actividad de la construcción

Varios factores pueden afectar la actividad de la construcción, entre los que se incluyen los siguientes:

- ✓ La facilidad relativa de excavación.
- ✓ La facilidad y los posibles efectos del drenaje del sitio durante la construcción.

¹² Parker, Ambrose. "Cargas Laterales" En Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición, pp. 271

- ✓ La factibilidad de usar materiales de la excavación como materiales de relleno.
- ✓ La estabilidad del suelo para permanecer en una pared vertical de una excavación.

Los efectos de la actividad de la construcción, en particular el movimiento de los trabajadores y el equipo, en suelos inestables.

Condiciones diversas

En situaciones específicas, varios factores pueden afectar el diseño de una cimentación o los problemas que hay que enfrentar durante la construcción. Algunos ejemplos son los siguientes:

Localización del nivel freático, que afecta la resistencia o la estabilidad del suelo, la impermeabilización de sótanos o la necesidad del drenaje durante la construcción, etc.

Condiciones del suelo no uniformes en el sitio, como estratos no horizontales, franjas o cavidades del suelo pobre, etc.

Condiciones locales de heladas, que afectan la profundidad requerida para las cimentaciones y el posible levantamiento y asentamiento de los pavimentos exteriores.

Operaciones de excavación profunda o drenaje que, posiblemente, afecten la estabilidad de las propiedades, edificios o calles adyacentes, etc.

Todos estos factores se deben estimar y analizar al diseñar edificios, así como al proyectar y estimar los costos de construcción. Las personas responsables del diseño y el proyecto de la cimentación deben conocer las características de los suelos comunes, de tal manera que puedan transformar la información sobre las condiciones del sitio en datos aplicables.¹³

¹³ Parker, Ambrose. "Condiciones Del Suelo o Relacionadas con el diseño de una Cimentación" En Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición, pp. 207

3.5 Dictamen estructural

A solicitud de la Dirección de Obras de la Delegación Xochimilco. Se realizara el análisis estructural para el edificio 2 de la escuela SECUNDARIA N° 250. El cual presenta asentamientos diferenciales acusando una falla de servicio, debido al desplome originado por dichos asentamientos.

De acuerdo con el dictamen de riesgo geotécnico presentado anteriormente, el comportamiento de la estructura obedece a la ubicación y estratigrafía del suelo de sustentación de los edificios en cuestión.

La situación actual de la estructura por revisar es de tal interés manifestado por las autoridades de la Delegación Xochimilco, ya que la misma se mantiene en uso, y por lo cual es de sumo interés recuperar el inmueble dentro de los parámetros de servicio y seguridad establecidos para este tipo de estructuras.

Descripción.

El edificio N 2 del plantel, cuenta con una superestructura consistente en marcos estructurales, con muros divisorios, que presenta un mayor problema de desnivel, estos marcos estructurales en un inicio fueron diseñados mediante columnas de acero de tipo IPR de 12" con un patín de 9" y espesor 1 ½", unidas mediante trabes transversales con IPR prefabricado de 17" de peralte con patín de 9" y espesor de ½". Estos marcos estructurales a su vez, están unidos por trabes longitudinales de acero estructural prefabricado tipo IPR de 17" de peralte con patín de 9" y ¼" de espesor.

Es importante resaltar que la estructura original de acero, fue prefabricada y presenta, tanto uniones articuladas como atornilladas, así como, soldadas, lo que hace pensar que desde el origen de su construcción, hubo posibles deformaciones.

Las losas de entre piso consisten de losacero con espesor de 0.10 metros, las cuales carecen de soportes auxiliares descansando directamente sobre las trabes transversales, cuya sección en promedio es de 3.70 metros.

Además que el sentido de los canales de la losacero se orienta totalmente al sentido de los ejes longitudinales del edificio, siendo que debió haber sido en el sentido transversal, ambas deficiencias de diseño y construcción de las losas,

produce que estas presenten deformaciones que afectan de manera directa no solo la estabilidad del edificio, sino también a los pisos, ya que estos últimos se encuentran totalmente fracturados.

Estas características del diseño estructural original del edificio para los tres niveles que lo conforman, se vieron modificadas posteriormente al sismo de 1985, esta reestructuración, tuvo como idea principal rigidizar la estructura, de tal forma que se realizaron trabajos de engrosamiento de las columnas de acero y la sustitución de algunos muros de block, por concreto armado.

Las columnas nuevas de concreto revistiendo a las columnas de acero, son de sección de 45 X 35 centímetros, las cuales, se construyeron hacia los extremos del edificio, mientras que en los ejes interiores del edificio, solamente se revistieron las columnas de los ejes que al parecer manifestaban hundimiento hacia el extremo oriente, y levantamiento en los ejes del centro y sur poniente del edificio.

El desplante de los marcos estructurales de los edificios se llevó a cabo sobre una cimentación conformada por zapatas corridas con traveses de liga.

Este diseño de la cimentación se infiere por el comportamiento de la estructura, ya que las estructuras presentan desniveles diferenciales, habiendo hundimientos y levantamientos en los ejes de los marcos estructurales, tanto en el sentido longitudinal, como en el transversal de la estructura.

La cimentación del edificio número 2 presenta las dimensiones siguientes: Las zapatas corridas longitudinales en el eje 1 fueron desplantadas a 1.40 metro de profundidad, con una zapata de 1.85 metros de ancho, un peralte de 0.20 metros y una trabe de 0.80 metros de altura con 0.25 metros de corona. Así como también se encontraron dados de concreto armado con secciones tipo de 0.50 X 0.50 metros de ancho, con una altura de 0.80 metros desplantadas sobre la zapata.

Las zapatas transversales fueron desplantadas a 1.40 metros de profundidad, con una zapata de 0.60 metros de ancho un peralte de 0.20 cm y una trabe de 0.80 metros con 0.20 metros de corona.

Las zapatas corridas longitudinales en el eje 2 fueron desplantadas a 1.40 metro de profundidad, con una zapata de 2.30 metros de ancho, un peralte de 0.20 metros y una trabe de 0.80 metros de altura con 0.30 metros de corona. Así como también

se encontraron dados de concreto armado con secciones tipo de 0.50 X 0.50 metros de ancho, con una altura de 0.80 metros desplantadas sobre la zapata.

Se tienen placas base de 18" X 18" X 1 5/16", se encuentran 4 anclas de 1" por cada columna desplantada.

Análisis.

Para la revisión de los elementos estructurales principales de la superestructura, se consideran únicamente las secciones de concreto de estos elementos tomadas en sitio, con un área de acero mínima.

Para el análisis de la estructura se consideran las cargas siguientes:

- PP. Peso propio (de la estructura).
- CM Carga muerta (muros de block, rellenos azotea, pisos, instalaciones, cancelería. etc.)
- CMS Carga muerta de servicio (mobiliario e instalaciones talleres y laboratorios)
- CV Carga viva (Para la descarga de la estructura se tomaran las cargas Vivas Medias ya que al recuperar el edificio, este debe estar totalmente deshabitado)

Se realiza el análisis de la superestructura, sin considerar la rigidez que proporcionan las losas y los muros de cortante a la estructura de marcos rígidos, pero si es considerada la carga que proporcionan dichos elementos, así mismo se determinan las cargas necesarias para la recuperación del edificio y los puntos de apoyo en los cuales deberán aplicarse dichas cargas para revertir en lo posible el asentamiento presente.

Para el análisis de la cimentación y diseño de los apoyos se consideran las reacciones de descarga de la estructura, para el eje de mayor descarga siendo este el eje longitudinal del frente del módulo, no se considera la rigidez que brinda el patín de la zapata y se verifica la sección vertical de concreto de 20 x 250 centímetros, ya que se considera como la sección más crítica y uniforme de la cimentación, de acuerdo con los resultados preliminares de los sondeos de penetración estándar se considera una capacidad de carga admisible de 30 ton/m2.

Dictamen de estabilidad estructural del edificio 2

En base a los resultados del análisis se determinó lo siguiente:

Estabilidad de la estructura.

Los elementos estructurales principales (trabes y columnas) cuentan con una sección de acero aceptable para los esfuerzos de diseño.

Actualmente la estructura se encuentra sometida a un esfuerzo de torsión en trabes inducido por los asentamientos diferenciales, para determinar la eficiencia de la estructura a dicha torsión es necesario conocer la cuantía de acero real de la sección para así verificar la resistencia de la sección compuesta (concreto-acero). Para lo cual sería necesario revisar físicamente los diámetros y cantidades del mismo mediante demolición del concreto de recubrimiento o por otros medios más sofisticados (rayos x)

La estructura se encuentra en buenas condiciones ya que no presenta fracturas ni algún tipo de fallas en cada uno de sus elementos, fue revisado cada uno de los elementos que componen a la estructura para asegurarse de que no cuenten con algún tipo de falla estructural y se concluye de que en su totalidad no se presentan elementos en mal estado ni con algún tipo de falla por lo que los esfuerzos ocasionados por el hundimiento de la estructura no afectaron a los elementos estructurales los cuales se encuentran en buena condiciones, así que es factible su recuperación.

Se revisaron también las conexiones entre los elementos para asegurarse de que no se encuentre algún problema por los esfuerzos ocasionados por el hundimiento de la estructura, pero no se encuentran anomalías en los cordones de soldadura ni en alguna otra unión entre los elementos, pero se recomienda que se realice un refuerzo en cada uno de los nodos de la estructura como seguridad de las conexiones.

En lo correspondiente a la subestructura (cimentación) el análisis determina que la sección de concreto soporta satisfactoriamente los esfuerzos por descarga, así como la combinación de dichos esfuerzos más los esfuerzos debido a las fuerzas de empuje necesarias para su recuperación, siempre y cuando dicha sección sea

constante y previa verificación de la totalidad de la misma, no presente daños considerables o debidos a procedimientos mal ejecutados durante su fabricación.

Conclusiones del dictamen estructural.

Con base en los resultados de la revisión estructural se concluye que la estructura permite la recuperación de su verticalidad en la medida de lo posible, bajo fuerzas aplicadas por medios mecánicos (hidráulicos o neumáticos), a consideración de las condiciones físicas de la subestructura antes expuestas.

Ya que no se encuentran problemas estructurales en los elementos que conforman la estructura, no hay presencia de fisuras que nos indiquen una posible deficiencia de los elementos ya sea en los elementos de acero como los de concreto.

Los elementos de la estructura se encuentran en buenas condiciones así que es posible su recuperación, ya que a pesar del tiempo los elementos estructurales cuentan con un buen estado tanto físico como estructuralmente.

Para lograr la recuperación de la estructura es necesario considerar los siguientes puntos.

- 1.- liberar de la carga que representa para el análisis la carga muerta de servicio.
- 2.- liberar en su totalidad la carga debida a suelo en cimentación y permitir a esta el movimiento necesario para recuperarse.
- 3.- es necesario e importante realizar un sistema coordinado y controlado de fuerzas de levitación, que permitan a la estructura recuperarse de la torsión a la que se encuentra sometida y de esta manera evitar que se le induzcan esfuerzos no considerados que puedan producir fatiga o falla a los elementos principales.
- 4.- se deberá proporcionar a la estructura una base de sustentación adecuada y con la suficiente capacidad de carga que brinde contacto efectivo a toda el área de zapata y que garantice una correcta distribución de esfuerzos de la misma.
- 5.- los puntos de apoyo serán los que determina el análisis estructural y estos deberán ubicarse en el estrato inmediato inferior al desplante de la zapata con capacidad de carga mayor a 30 ton/m².

6.- se deberán colar losas de concreto de 2 x 2 x 0.35 m. para brindar apoyo a los mecanismos de levitación.

7.- una vez recuperada la estructura a la torsión, deberá brindarse apoyo definitivo a la zapata y posteriormente realizar la nivelación del coordinada y controlada de la estructura.

8.- una vez realizado el máximo alcance en la nivelación se procederá a brindar apoyo definitivo a la zapata.

9.- cumplido el punto anterior se procederá a retirar en forma alternada los mecanismos de levitación hasta concluir.

Análisis de carga para determinar el peso de la estructura para su recuperación.

Ejemplo 3.5 Análisis de carga para determinar el peso de la estructura para su recuperación.

Peso Total Cargas Gravitacionales																
Nivel	Entrepiso	Altura (m)	Altura total (m)	Sistema de piso				Peso Súper estructura (Ton)	Muros de cancelería (ton)	Peso muros de mampostería (Ton)	Peso Pasillo (Ton)	Peso Volado (ton)	Peso De tinacos (Ton)	Peso Total (Ton)		
				Carga muerta (Ton/m2)	Carga Viva (Ton/m2)	Área de losa (m2)	Peso Total de losa (Ton)									
N-3			9.000	0.437	0.015	355.2	160.444	195.081	79.928	107.136	29.44	29.44	10	229.324		
	3	3														
N-2			6.000	0.360	0.100	355.200	163.392							99.611		
	2	3.00														
N-1			3.000	0.360	0.100	355.200	163.392				99.611			263.003		
	1	3.00														
PB																

$\Sigma = 1137.475$ Ton

W Cimentación= 341.242452 Ton

W Total Estructura= 1478.717 Ton

NOTA: Se utilizaron las cargas vivas medias ya que para la recuperación del edificio teóricamente no se tendrán cargas vivas ya que la estructura estará totalmente deshabitado mientras se efectúan los trabajos de recuperación, así que solo se tomaran las cargas vivas medias que se utiliza para los asentamientos, como se menciona anteriormente.

CAPÍTULO CUATRO

Procedimiento para estabilizar el suelo y re nivelación del edificio

4.1 Preparación del inmueble

Topografía para el control altimétrico.

Esta etapa inicial de los trabajos de recuperación, consistió fundamentalmente en la ejecución de los trabajos de topografía para determinar los bancos de nivel en ambos extremos del edificio, por las dos fachadas, los cuales fueron las referencias necesarias en el control de la estructura durante los trabajos de recuperación, es decir, durante el levantamiento y aseguramiento de la misma.

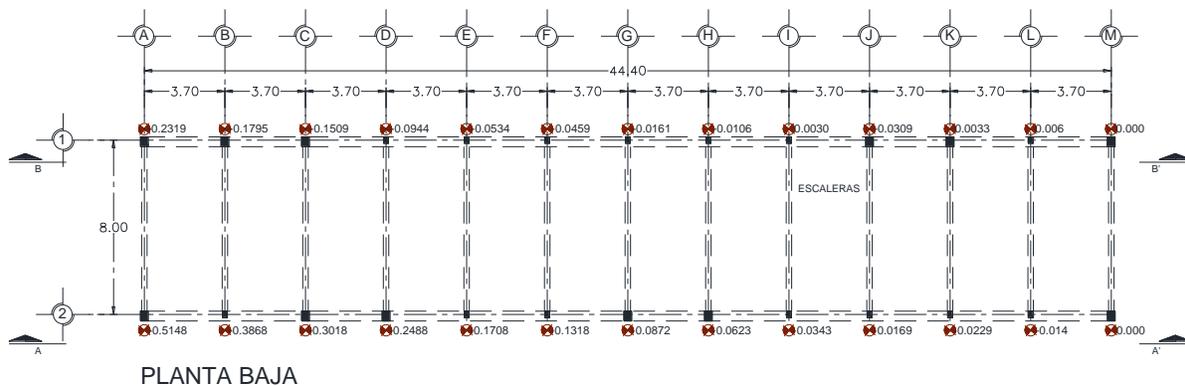


Figura 4.1 Niveles obtenidos antes de realizar los trabajos de recuperación

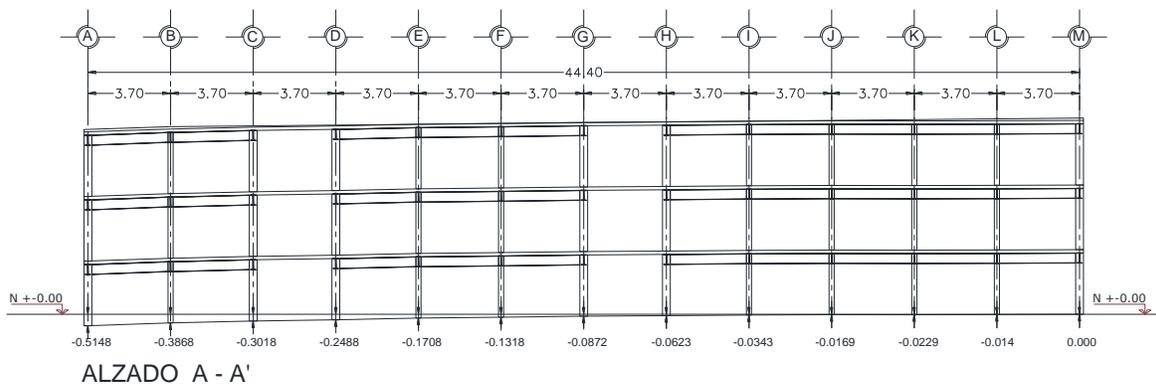


Figura 4.2 Niveles obtenidos en el levantamiento de la fachada principal antes de realizar los trabajos de recuperación.

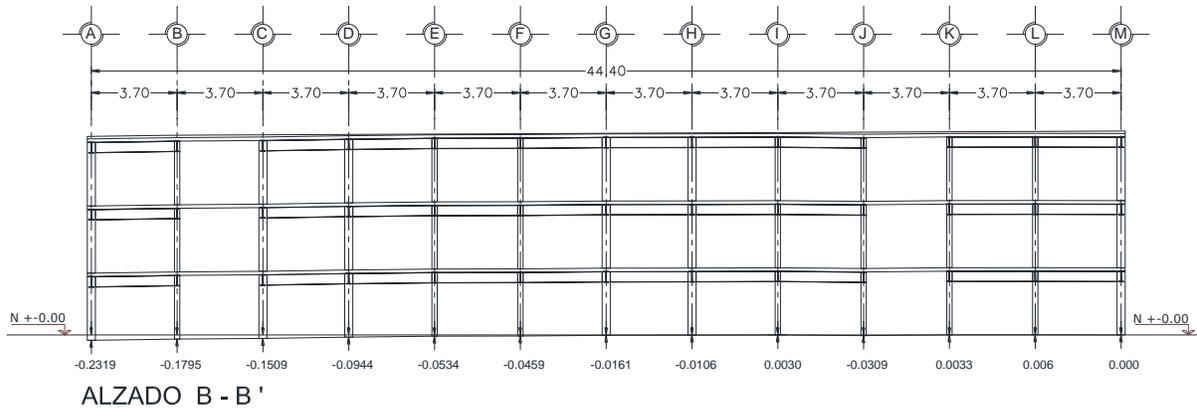


Figura: 4.3 Niveles obtenidos en el levantamiento de la fachada posterior antes de realizar los trabajos de recuperación.

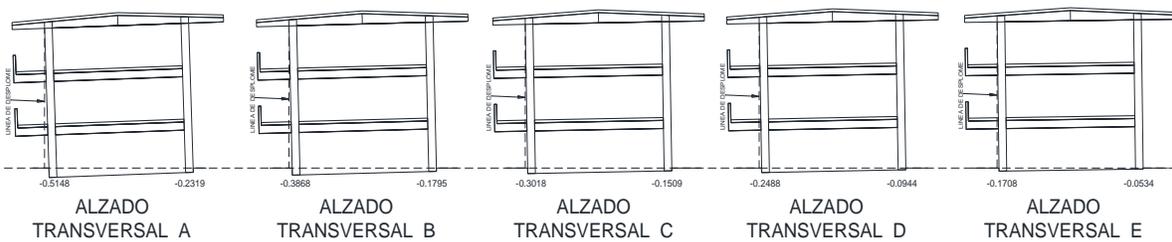


Figura 4.4 Niveles obtenidos en el levantamiento de los alzados transversales antes de realizar los trabajos de recuperación.

Estos trabajos de topografía se realizaron diariamente al inicio y final de la jornada y durante los diferentes tiempos del levantamiento diario. Por lo que, la brigada topográfica permaneció permanentemente en el sitio durante todo el tiempo que duraron los trabajos de recuperación de la estructura.

Al concluir la recuperación del edificio se realizó el levantamiento final en las condiciones en las que se dejó la estructura, pero este no fue el último levantamiento, solo el levantamiento al término de la recuperación del edificio, posteriormente se revisó la estabilidad del edificio, realizando levantamientos semanales y mensuales o cuando lo requiera el inmueble, estos trabajos se realizaron para garantizar la estabilidad del edificio.

Delimitación del área de trabajo.

En esta misma etapa de trabajo, se ejecutaron los trabajos de aislamiento de la zona de trabajo, con el propósito de asegurarse que tanto los alumnos como el personal académico de la escuela secundaria no sufran algún tipo de accidente en el área de trabajo.

Esta delimitación del área de trabajo, fue a base de la construcción de un tapial de triplay de 16 mm de espesor apoyados en polines de madera.

Revisión de conexiones estructurales.

Tal y como se hace mención en diferentes apartados, las uniones entre las columnas y traveses que conforman la superestructura del edificio, fueron no solo atornilladas, sino también soldadas, con el objetivo de asegurarse que dichas conexiones estén en buen estado y no tengan alguna deficiencia, se revisara el estado físico de las conexiones.

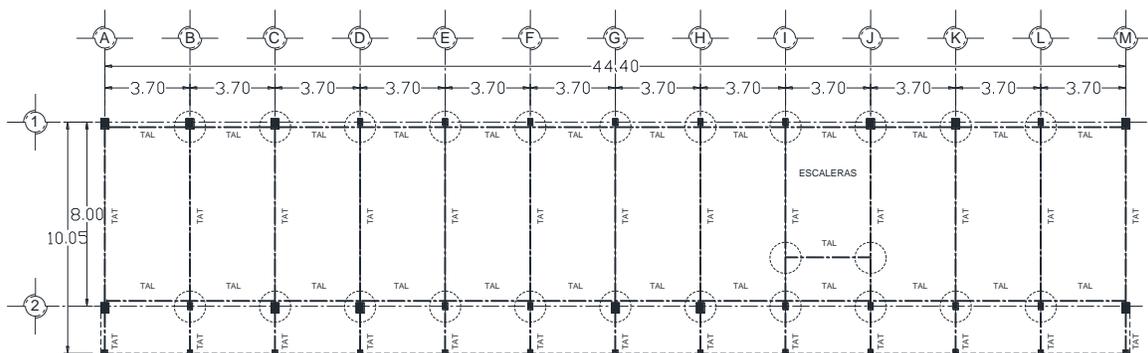


Figura 4.5 Planta tipo en la que se muestran las conexiones que se revisaron para asegurarse de que se encuentren en buen estado.

Los especialistas revisaron, determinaron y analizaron las conexiones para determinar la mejor solución para su reparación, ya sea la sustitución de las piezas cuando se trate de conexiones atornilladas así como el vaciado y sustitución de la soldadura en caso de que se trate de conexiones soldadas.



Fotografía 4.1 conexión de la superestructura atornillada y soldada.



Fotografía 4.2 Conexión de la superestructura de las columnas de concreto y muros por cortante

Por el número de conexiones a revisar y ajustar, fue necesario contar con la colaboración de personal técnico especializado que pueda determinar y ejecutar los trabajos de supervisión, del vaciado de las soldaduras, ajuste de tornillería y resoldado de las conexiones.

Demolición de pisos de concreto

Debido a que existía un pasillo en la fachada principal del edificio así como los pisos dentro de los diferentes salones de la planta baja, se realizó la demolición total de los pisos de concreto tanto en el exterior como en el interior del edificio, para dejar completamente liberada la zona de trabajo para poder continuar con las etapas siguientes.

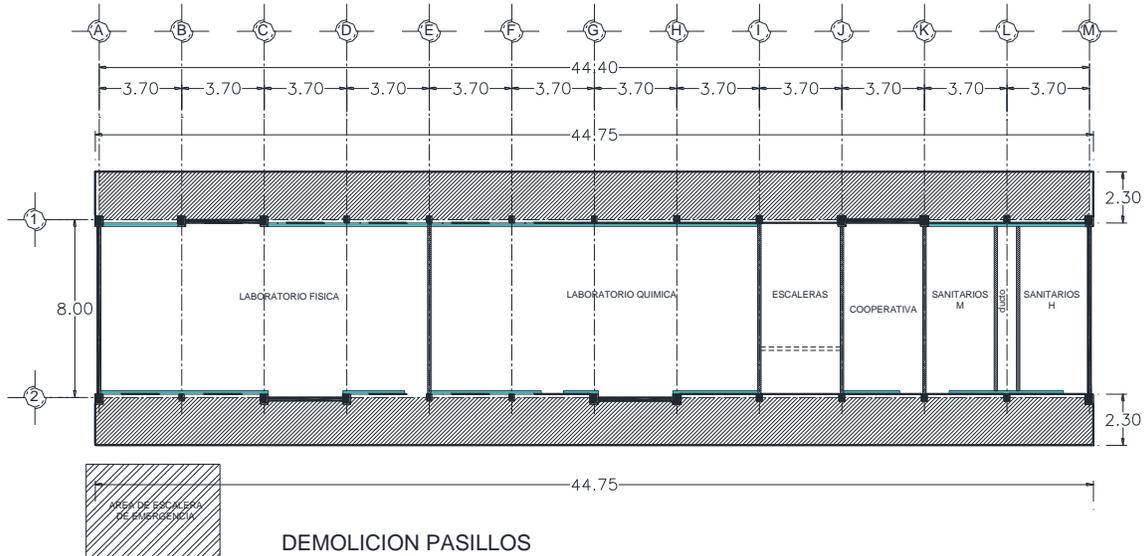


Figura 4.6 Demolición de pasillos de concreto con malla electrosoldada.

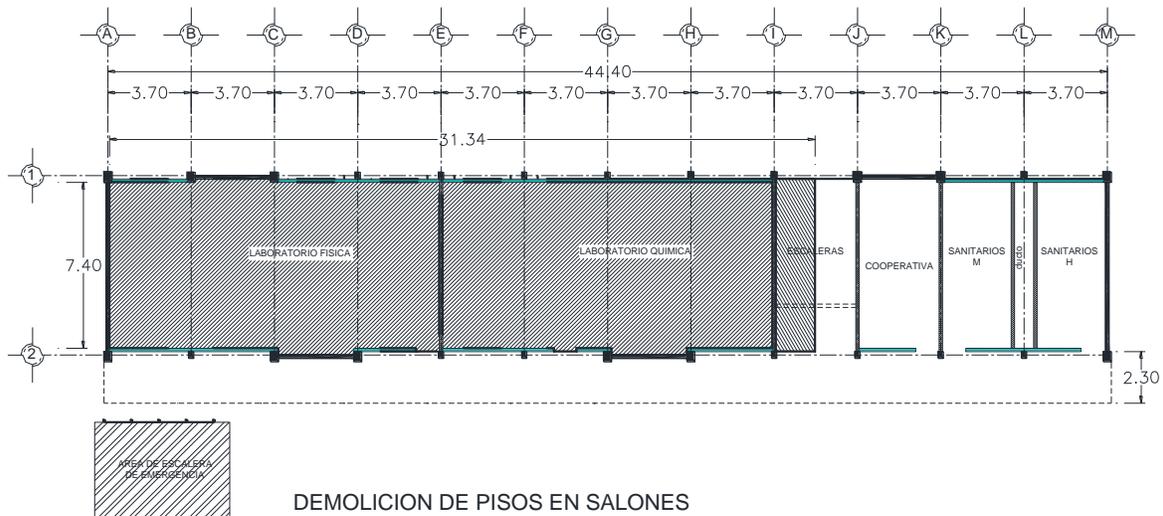


Figura 4.7 Demolición de los pisos de concreto con malla electrosoldada dentro de los salones de la planta baja del edificio.

El Volumen de la demolición de los pisos de concreto tanto fuera como dentro del edificio es de 334.84 m^2 , con un espesor promedio de los pisos de 15 cm, por lo que se genera un volumen de 55.23 m^3 .

Problemas encontrados en la demolición de los pisos de concreto

Se encontraron capas de concreto diferenciales con respecto al hundimiento ya que anteriormente se detectó el hundimiento diferencial y la solución que se tenía en ese entonces era renivelar el piso existente con otro piso sobre el piso original teniendo espesores iguales a treinta centímetros en la parte oriente de la estructura, pero estos espesores de pisos no eran continuos, varían con forme al hundimiento diferencial del edificio.



Fotografía 4.3 Demolición de pisos de concreto, en diferentes espesores por el hundimiento diferencial.

De igual forma la loseta que se encontraron en los salones, tenía el mismo comportamiento que la de los pisos, la loseta tenía espesores más grandes con respecto al hundimiento, ya que se nota que la loseta fue colocada con el edificio desnivelado y se colocó la loseta para nivelar el piso, teniendo diferentes espesores en diferentes partes del piso.



Fotografía 4.4 Demolición de loseta con diferentes espesores.

4.2 Mejoramiento del suelo de sustentación

Habiendo observado diferentes evidencias de inestabilidad en el suelo de sustentación y con los resultados obtenidos con la recopilación de datos históricos y los resultados de laboratorio, fue necesario las actividades de inyección de mezclas de mortero, para el mejoramiento de las condiciones geomecánicas del suelo, con el objetivo de disminuir el riesgo geotécnico sin dejar de considerar la potencial generación de nuevos accidentes que pongan en riesgo en un futuro al edificio y sus usuarios.

Para lo cual, el ingeniero geólogo, geotécnico y estructurita, diseñaron el procedimiento de mejoramiento del suelo, considerando la profundidad, horizonte a mejorar, plantilla de barrenación, diámetro de barreno, longitud del ranurado, proporciones de las mezclas, volumen de inyección total, volumen de inyección por carga, procedimiento de elaboración de las mezclas, tiempo de reposo en la inyección, etc.

Con el objeto de disminuir la dinámica del suelo de sustentación en el que se desplantó la estructura, se realizaron los trabajos siguientes:

Perforaciones para la estabilización del suelo y evitar el deslizamiento regional

La parte norte del edificio donde se presenta el mayor deslizamiento regional, donde se encontraba el arroyo Nativitas, por lo que la batería de pozos se colocó estratégicamente en este lugar.

Se realizaron 7 perforaciones con diámetro de 4" a la profundidad de 6.00 metros, estas perforaciones no fueron mayores de cinco metros entre ellas de acuerdo al arreglo siguiente:

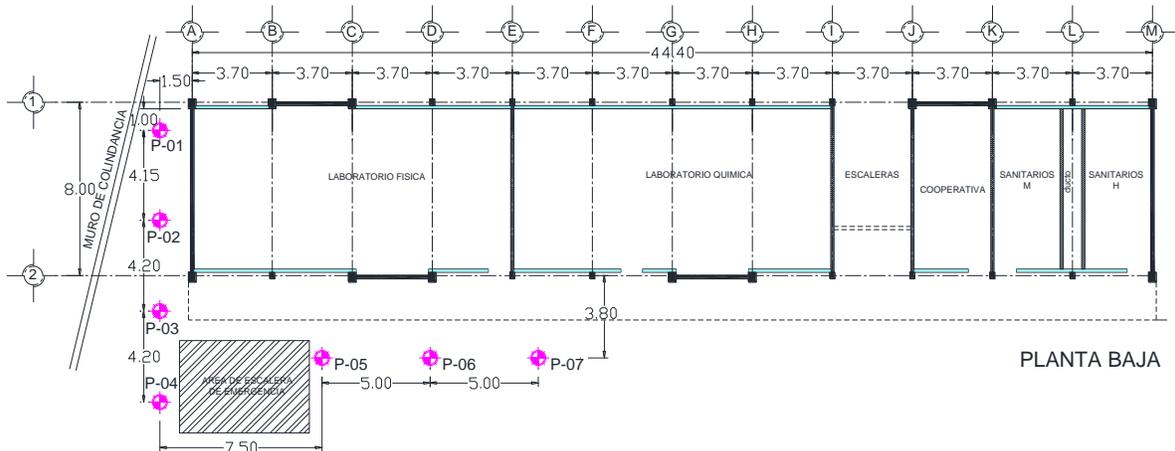


Figura 4.8 Elaboración de pozos para inyección de mezcla, para estabilizar el suelo y evitar el deslizamiento regional.

Elaboración de los tubos de PVC para ademe.

Habiéndose realizado la perforación de la plantilla, se continuo con los trabajos de preparación del ademe a base de 7 tubos de PVC de 4" de diámetro, con una longitud de 6 metros, los cuales fueron perforados en los últimos 3 metros con broca de 1/2" a cada 0.20 metros de distancia entre cada perforación, procurando que esta perforación quede en forma alternada.

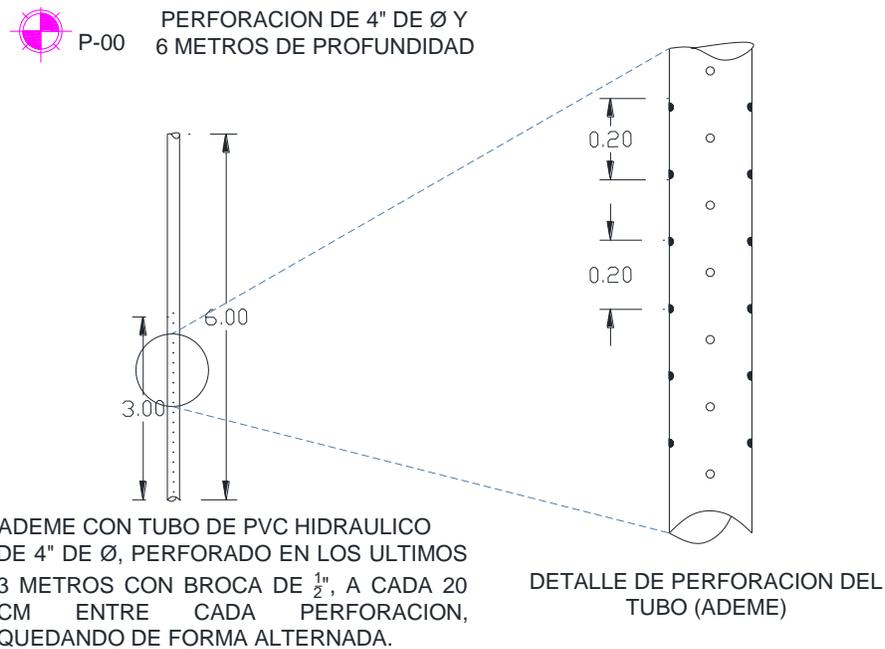


Figura 4.9 Detalle de las perforaciones en los tubos de PVC



Fotografía 4.5 Preparación de los tubos de PVC para ademe

Inyección de la mezcla para estabilización del suelo

Posteriormente a la elaboración de los ademes con tubos de PCV de 4" se hincaron los tubos dentro de las perforaciones hechas como se muestra anteriormente.



Fotografía 4.6 Hincado de los Ademes de PCV

Posteriormente al hincado del ademe en las perforaciones, se realizó la inyección de la mezcla de Mortero y Agua en proporción de 1:6, la mezcla se inyectó con ayuda de una bomba de 3 HP.



Fotografía 4.7 Elaboración de la mezcla para estabilizar al suelo de sustentación.

En los 7 barrenos realizados para la inyección de la mezcla, se obtuvo un volumen de inyección total de acuerdo a los parámetros siguientes:

Tabla 4.1 Litros de inyección estimados para la estabilización del suelo

Área de inyección	=	133.20 m ²
Longitud de inyección por barreno	=	3.00 m
% de porosidad considerada	=	10%
Volumen total de inyección	=	29.318 m ³
Litros totales inyectados	=	29,318.00 litros
Litros de inyección por perforación	=	4,188 litros



Fotografía 4.8 Proceso de inyección de la mezcla para estabilizar el suelo de sustentación.

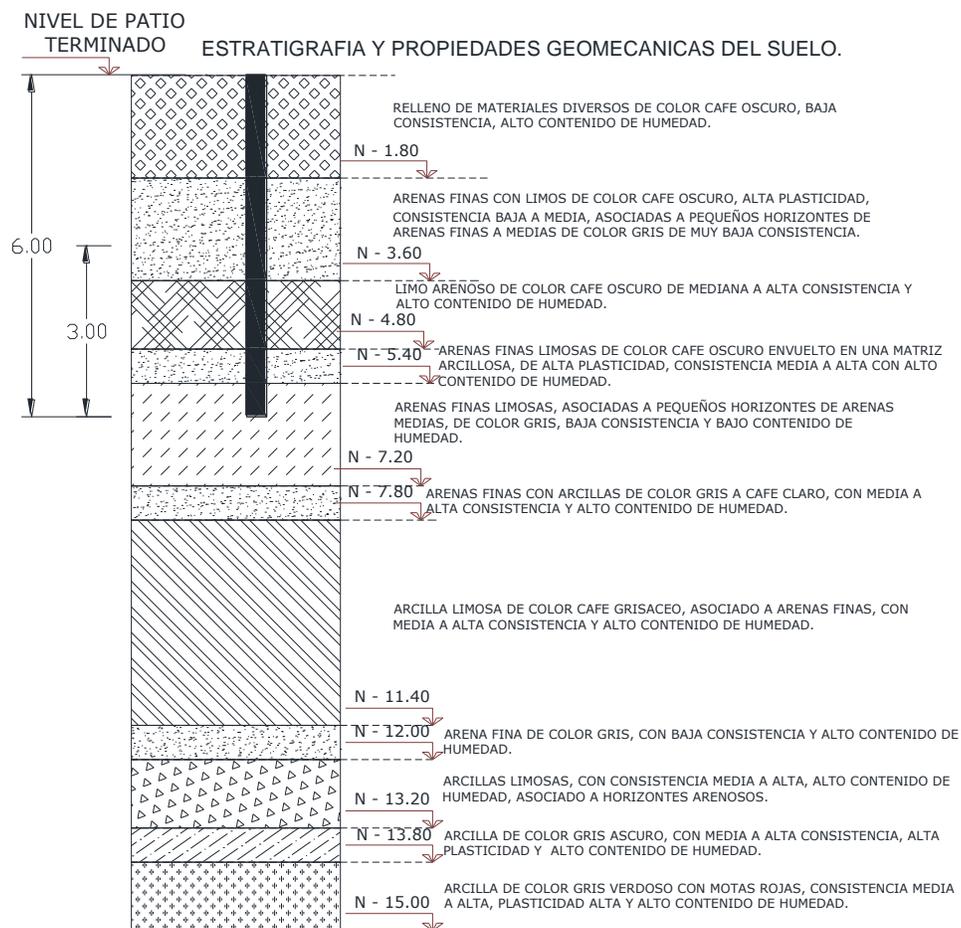


Figura 4.10 Estratos involucrados en la inyección.

Dentro de los trabajos de mejoramiento de las condiciones geomecánicas del suelo de sustentación, que posteriormente al vaciado de la mezcla, se realizaron los trabajos de lavado de los pozos, para lo cual, se deberá llevar un control de los niveles de azolve de los pozos con lo que se conoce el volumen real de inyección, a su vez, proporcionar la información necesaria para definir la proporción de mortero y agua.



Fotografía 4.9 Proceso para el lavado de los pozos

Cabe hacer mención que esta actividad requiere de un especialista con experiencia en estabilizar suelos, ya que diariamente hay que evaluar la efectividad del procedimiento de inyección y por lo tanto, tener el criterio para cambiar la proporción de la mezcla a inyectar así como de los volúmenes de mezcla requeridos en cada barreno.

4.3 Excavación de las cepas para colocar los gatos hidráulicos.

Excavación de cepas para colocación de equipo hidráulico.

Posteriormente a la terminación de los trabajos de estabilización del suelo, se empezó la excavación de 12 cepas, 6 de las cuales estaban en cada lado de las fachadas del edificio de acuerdo al arreglo propuesto, con el objetivo de llegar a 1.55 metros por debajo de la cimentación del edificio.

Una condición fundamental en el trabajo de excavación de las cepas para la preparación al terreno donde se colocaron los equipos neumáticos, fue que por ningún motivo se excavaran las 12 cepas al mismo tiempo, por lo que, de acuerdo a los resultados de la evaluación estructural, la excavación para este concepto fue sujeta a los siguientes tiempos:

Para la excavación de las cepas, se excavaron alternadamente una de otras para no desestabilizar al edificio ya que para la primera etapa de excavación, se excavaron 6 cepas, tres en la fachada frontal y tres en la fachada posterior, como se muestra a continuación.

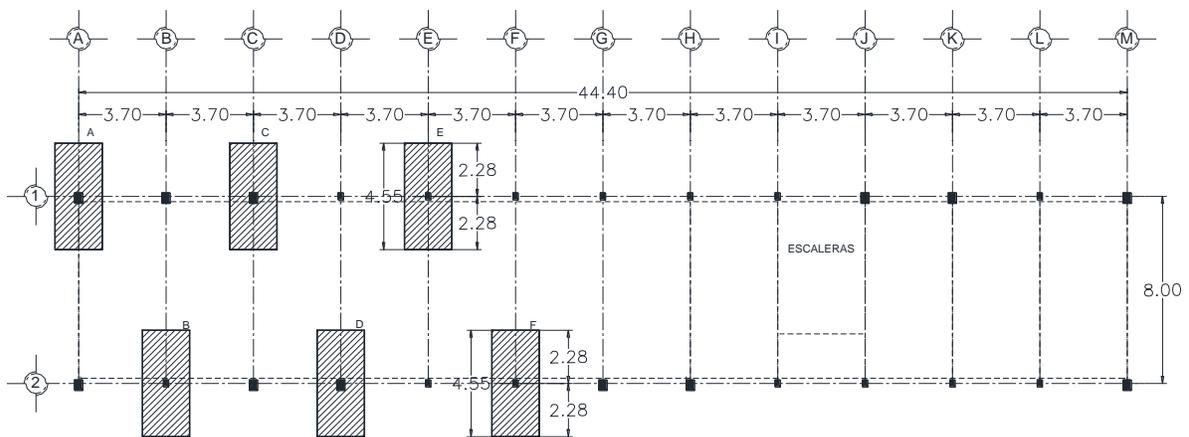


Figura 4.11 Primera etapa de la excavación de las cepas.

Para la segunda etapa de la excavación de las cepas, se excavaron las últimas 6 cepas para concluir con las doce cepas que nos marca el proceso de estabilización.

La segunda etapa de excavación se realizó como lo marca a continuación.

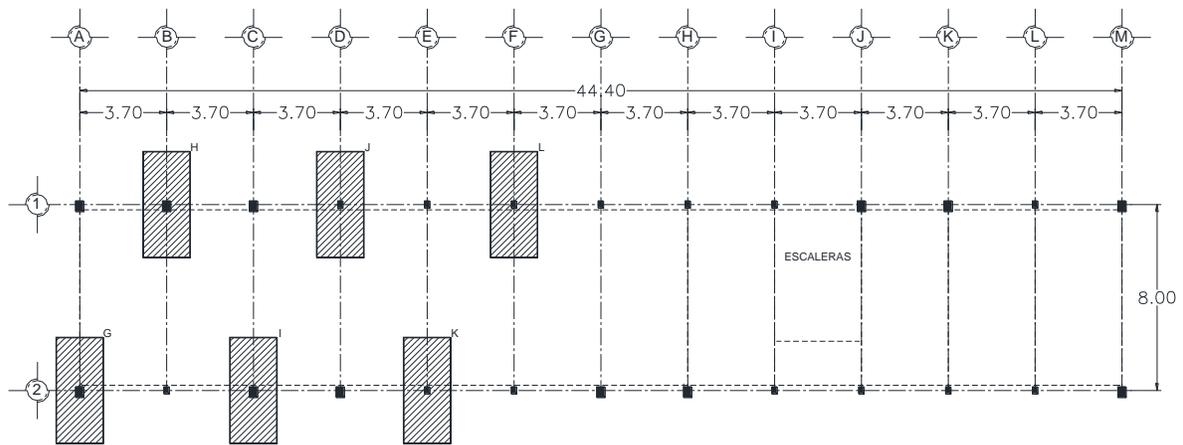


Figura 4.12 Segunda etapa para la excavación de las cepas.

De acuerdo a las dimensiones siguientes se tiene que la excavación de estas cepas quedó como lo muestra la siguiente figura.

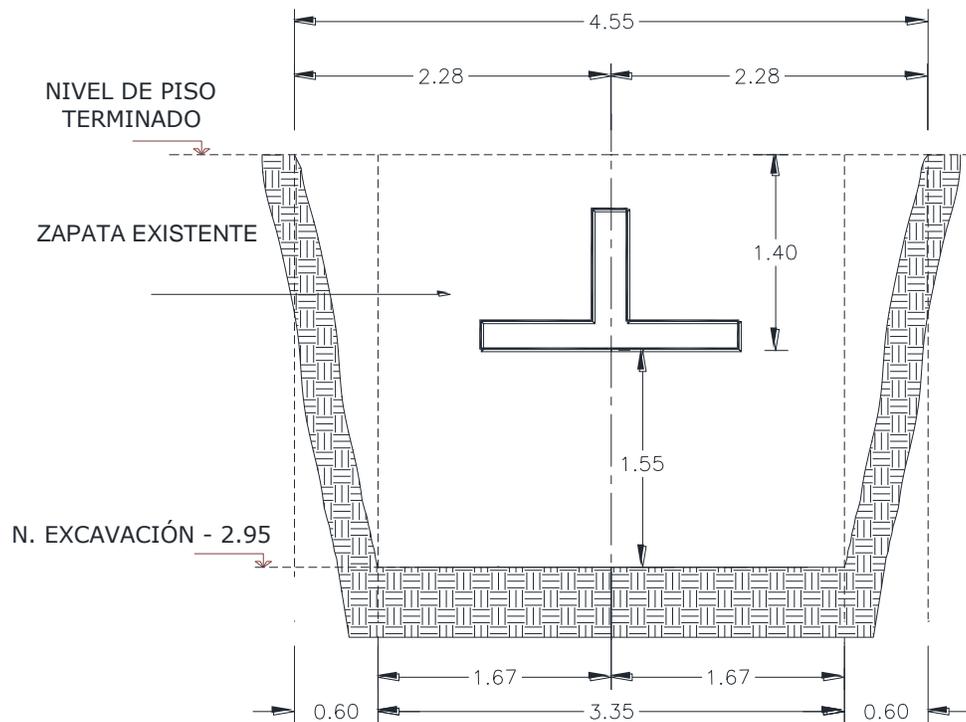


Figura 4.13 Detalle de las dimensiones de las 12 cepas

Fue de vital importancia llevar a cabo el desalojo del material producto de las excavaciones de manera constante, ya que esto evitó la falta de espacio, accidentes

o derrumbes de los taludes, cabe hacer mención que dichos taludes, por el tipo de suelo fueron muy inestables.

4.4 Mejoramiento de suelo para las bases de concreto

Para darle un mejor sustentación a las bases de concreto que se realizaron para la colocación de los gatos hidráulicos se colocó una capa de relleno fluido $f'c=14$ Kg/cm², con un espesor de 60 cm en el fondo de las doce cepas.

Esto ayudó a disipar los esfuerzos transmitidos de la estructura al suelo de sustentación.

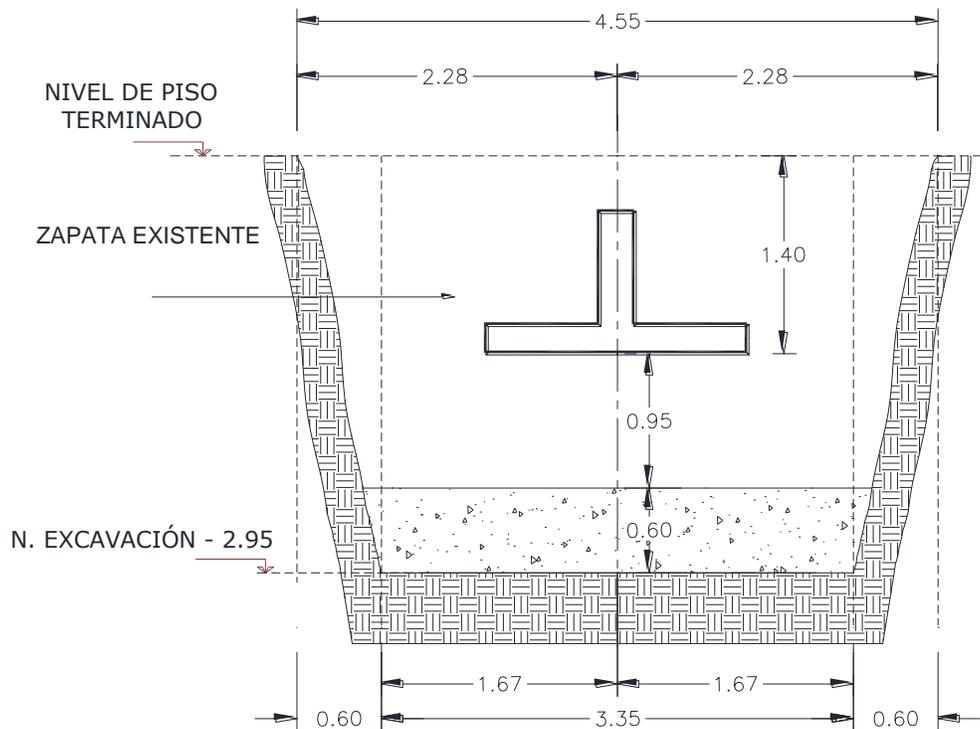


Figura 4.14 Detalle del mejoramiento de suelo con relleno fluido $F'c=14$ Kg/cm² en las doce cepas

Como se muestra en la figura anterior, se tiene una altura libre entre el fluido y la plantilla de la zapata de 95 cm.

4.5 Construcción de bases de concreto para equipo neumático

Para el siguiente paso en el proceso, se colocaron las bases de concreto, sobre ellas se desplantaron los gatos hidráulicos para la recuperación del inmueble.

Las bases de concreto hidráulico fueron diseñadas como si se tratara de una zapata aislada, ya que aunque no se trate de una zapata aislada, esta realizó la función de una, ya que se le trasmite el peso de la súper estructura como una carga puntual que ejerce el conjunto de garos hidráulicos.

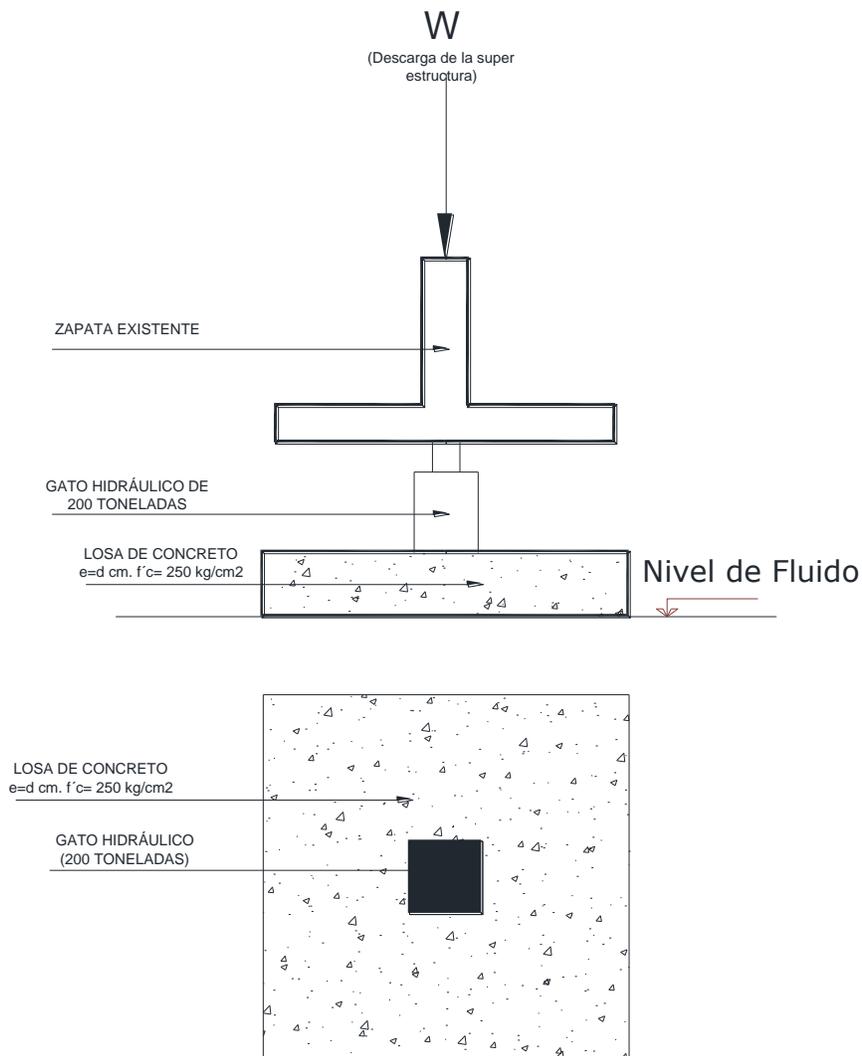


Figura 4.15 Descarga (w) de la súper estructura en las bases de concreto.

Cálculo de las bases de concreto.

Como se menciona en capítulos anteriores, la súper estructura está hecha de una estructura de acero, reforzada por columnas de concreto y muros por cortante, así que se tomo para el diseño de las bases de concreto, la descarga mayor.

Ejercicio 4.1 Análisis de la descarga de la estructura por columna

Análisis de Carga de la descarga Por Columna														
Columna	área de losa (m ²)	Peso losa entrepiso (Kg/m ²)	Peso losa azotea (Kg/m ²)	Peso Entrepisos (Kg)	Peso losa (Kg)	Peso Muros de Concreto (Kg)	Peso Súper estructura (Kg)	Peso Muros de Mampostería (Kg)	Peso Pasillo (Kg)	Peso Volado (Kg)	Descarga por columna		W cimentación (Ton)	W Total (Ton)
1-A=	7.48	460.00	441.70	6881.60	3303.92	12960.00	2712.00	1370.00	0.00	1634.26	28.86	Ton	8.66	37.52
1-B=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	5994.00	3076.00	2750.00	0.00	3268.52	35.45	Ton	10.63	46.08
1-C=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	5994.00	3076.00	2750.00	0.00	3268.52	35.45	Ton	10.63	46.08
1-D=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	0.00	3268.52	29.45	Ton	8.84	38.29
1-E=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	0.00	3268.52	29.45	Ton	8.84	38.29
1-F=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	0.00	3268.52	29.45	Ton	8.84	38.29
2-A=	7.48	460.00	441.70	6881.60	3303.92	12960.00	2712.00	1370.00	2757.60	268.10	30.25	Ton	9.08	39.33
2-B=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	5515.20	3268.52	34.97	Ton	10.49	45.46
2-C=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	5994.00	3076.00	2750.00	5515.20	3268.52	40.96	Ton	12.29	53.25
2-D=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	5994.00	3076.00	2750.00	5515.20	3268.52	40.96	Ton	12.29	53.25
2-E=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	5515.20	3268.52	34.97	Ton	10.49	45.46
2-F=	14.95	460.00	441.70	13754.00	6603.42	0.00	3076.00	2750.00	5515.20	3268.52	34.97	Ton	10.49	45.46

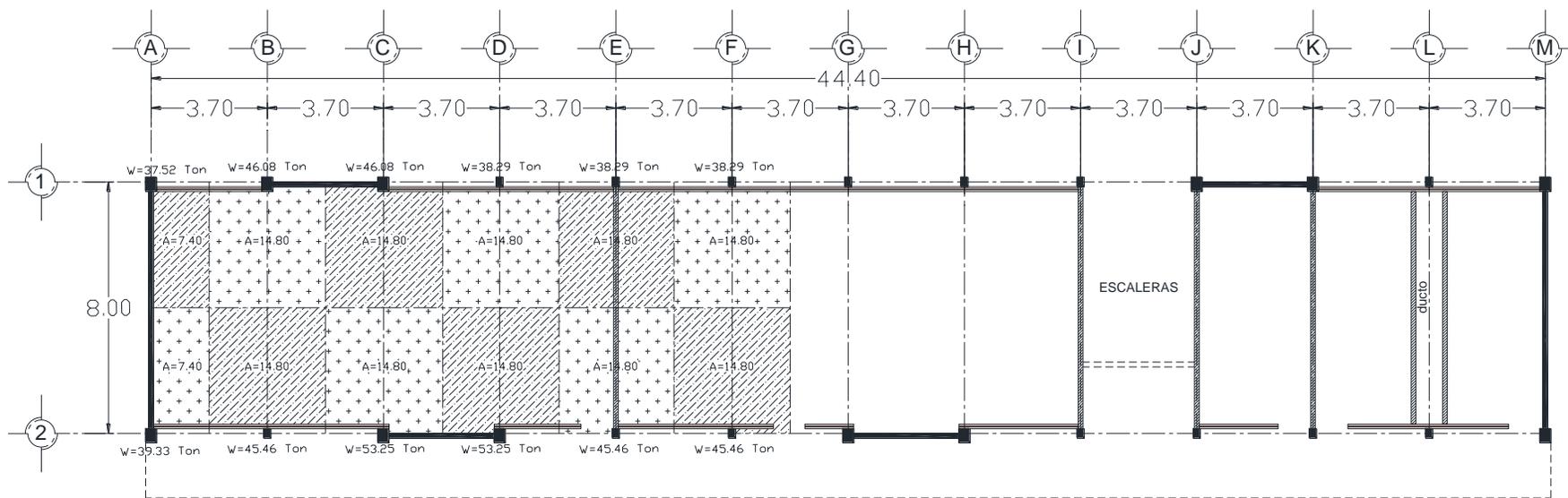


Figura 4.16 Descarga de las columnas a las bases de concreto.

Ejercicio 4.2 Cálculo de las bases de concreto para los gatos hidráulicos

Datos		
Pc=	53.25	Ton
C1=	0.4	m
C2=	0.4	m
Fy=	4200	Kg/cm ²
Ftu=	19	Ton/m ²
Q=	2.5	
Grupo=	A	1.5
f'c=	250	Kg/cm ²

1; Obtención del área de la Base

$$P_u = 79.88 \text{ Ton}$$

$$P_{tu} = 79.88 \text{ Ton}$$

a) Área de la Base

$$A_z = 4.20 \text{ m}^2$$

$$B = 2.05 \text{ m}$$

$$L = 2.05 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$I = 0.80$$

2; Presiones de contacto

$$q_{TU} = 19.97 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{nu} = 19.97 \text{ Ton/m}^2$$

3; Peralte Preliminar

$$M = 6.39 \text{ Ton-m}$$

$$d = 19.14 \text{ cm}$$

Peralte de diseño

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

4; Revisión por cortante

$$C1+d = 70 \text{ cm}$$

$$C2+d = 70 \text{ cm}$$

$$A \text{ falla} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$b_o = 280 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 74.16 \text{ Ton}$$

$$V_u = 8.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

5; Cortante como elemento ancho

$$1; B > 4d$$

$$2.05 > 1.20$$

OK

$$2; h < 60 \text{ cm}$$

OK

$$M = 2.50$$

$$V = 9.98$$

$$V_u = 3.33$$

$$M/V_d = 0.83$$

OK

$$V_{CR} = 5.66$$

$$V_u < V_{CR}$$

OK

Con el análisis hecho anteriormente, se determino que se dejaran las bases de concreto hidráulico $f'c= 250 \text{ Kg/cm}^2$, con un peralte de 35 cm y una dimensión de 2 X 2 metros, ya que las cepas tienen un ancho de 2 metros así que se ajustan perfectamente a las dimensiones antes mencionadas.

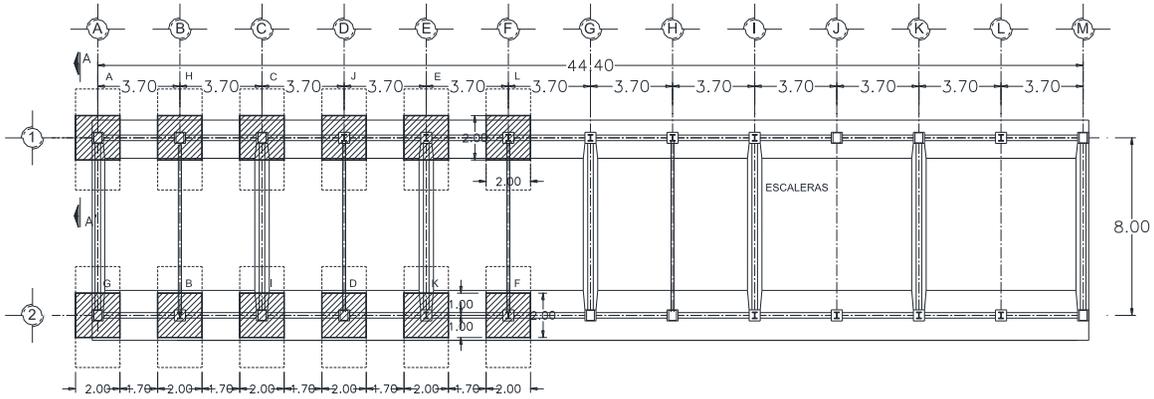


Figura 4.17 Elaboración de las 12 bases de concreto hidráulico para soporte de los gatos hidráulicos.

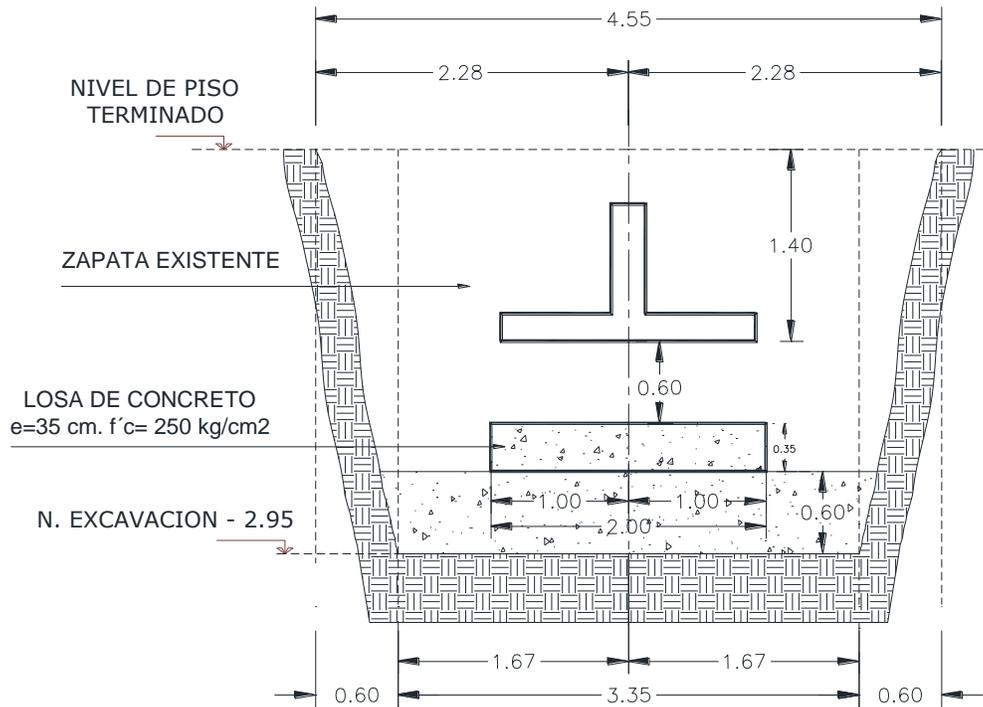


Figura 4.18 Elaboración de las bases de concreto para el circuito de gatos

4.6 Liberación total de la estructura

En este paso del procedimiento de excavación se realizó la liberación total del eje 1 y 2 hasta el eje I, ya que en estos puntos se realizaron los trabajos de recuperación con los gatos hidráulicos.

En este punto del procedimiento se retomo la excavación y liberación de la cimentación, ya que anteriormente solo se había realizado la excavación donde se colocaron los gatos hidráulicos pero en este paso del proceso de recuperación, se realizaron los trabajos de liberación de la súper estructura, pero en este punto solo se excavó hasta el nivel de plantilla ya que no es necesario excavar como en los capítulos anteriores,

La excavación se realizó por medios manuales hasta el nivel de plantilla y se llevó el procedimiento que a continuación lo indica.

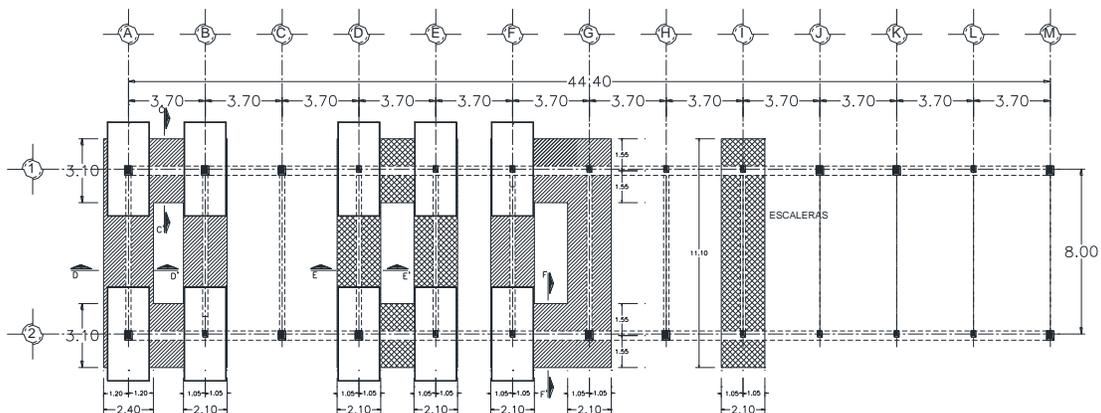


Figura 4.19 Primer etapa de excavación hasta nivel de plantilla.

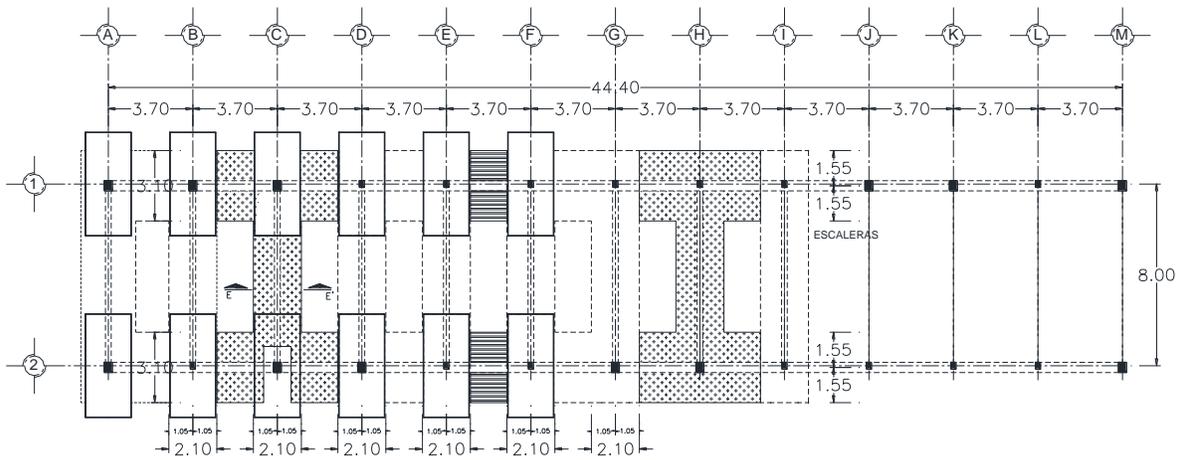


Figura 4.20 Segunda etapa de excavación hasta nivel de plantilla.

Ahora tenemos la cimentación totalmente descubierta, tanto en el sentido longitudinal como transversal.



Fotografía 4.10 Liberación total de la cimentación, en el sentido longitudinal.



Fotografía 4.11 Liberación total de la cimentación, en el sentido transversal.

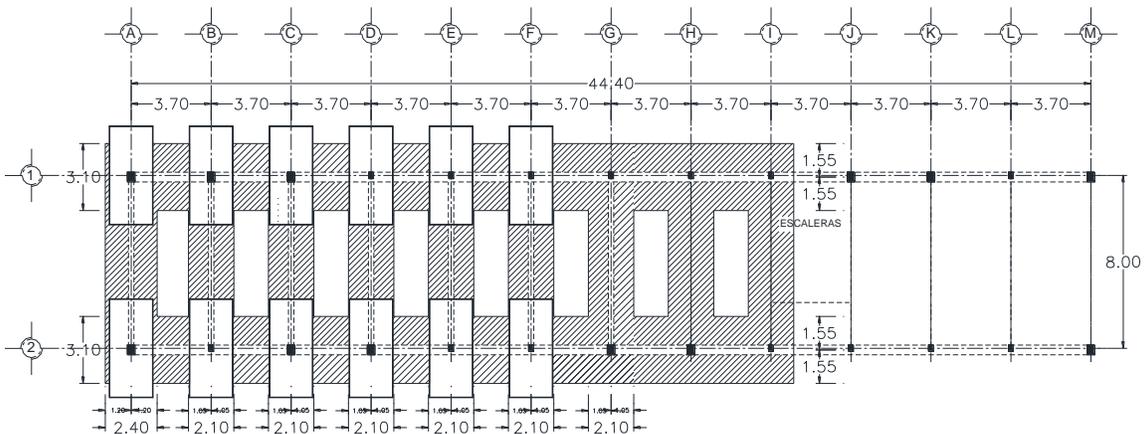


Figura 4.21 Liberación total de la cimentación.

Finalmente tenemos la estructura preparada para el proceso de recuperación, ya que tenemos totalmente liberados los ejes tanto transversales como longitudinales, así que nuestra estructura esta lista para los trabajos de recuperación.

4.7 Fabricación de soportes de acero

Para poder realizar los trabajos de recuperación de la estructura, fue necesario realizar soportes de acero con perfiles laminados, ya que estos se utilizaron para el calzado de la súper estructura y así poder retirar los gatos hidráulicos.

Los soportes de acero fueron realizados con IPR 10" X 4" los cuales variaron en su altura dependiendo a los desniveles que nos presentó la nivelación previa a la recuperación.

Como se muestra en el capítulos 4.5 se tenía una distancia de las bases de concreto a la plantilla de la cimentación de 60 cm para las maniobras de los gatos hidráulicos, pero no es el mismo desnivel en cada uno de los puntos de control ya que variaban dependiendo al hundimiento, como lo muestra el en la siguiente figura.

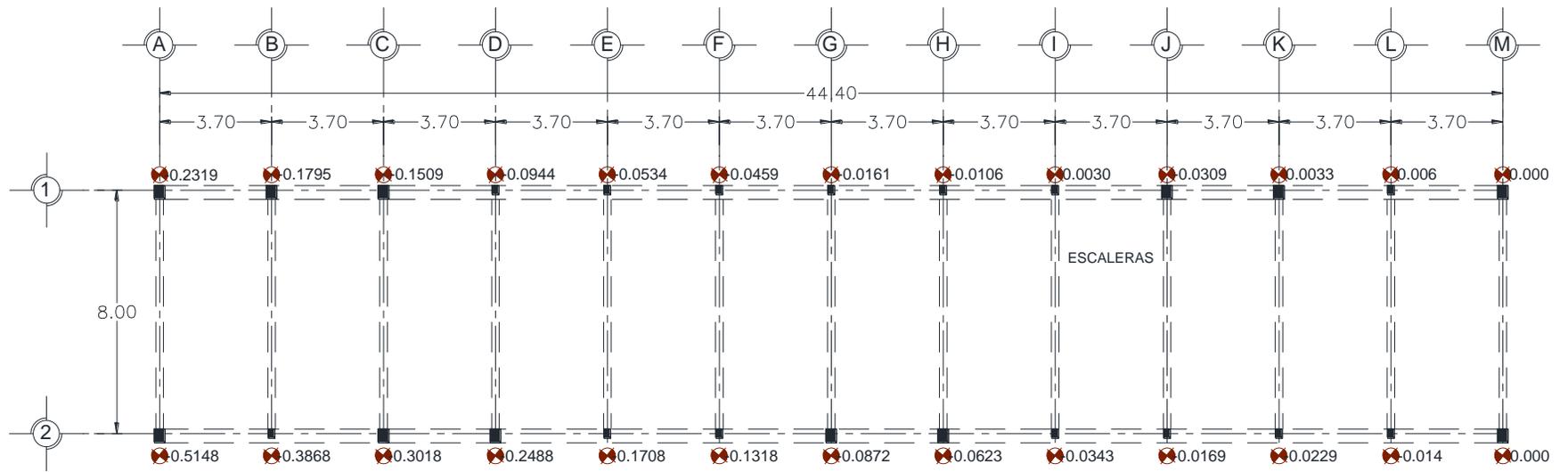
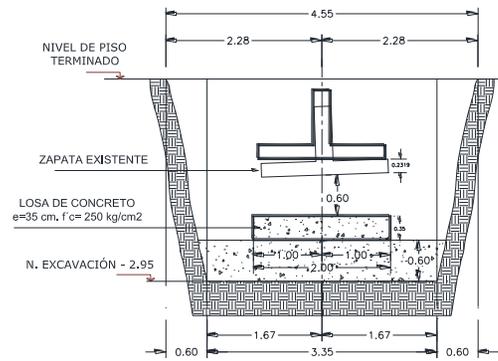
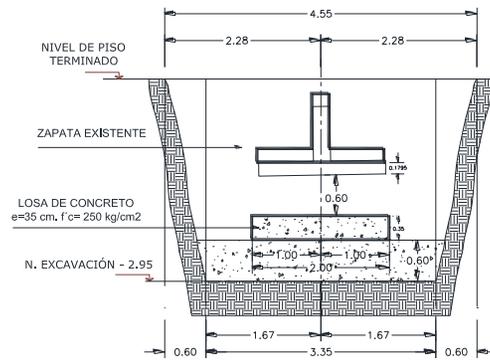


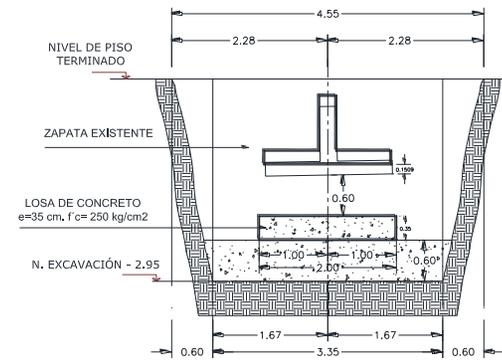
Figura 4.22 Desniveles de la súper estructura.



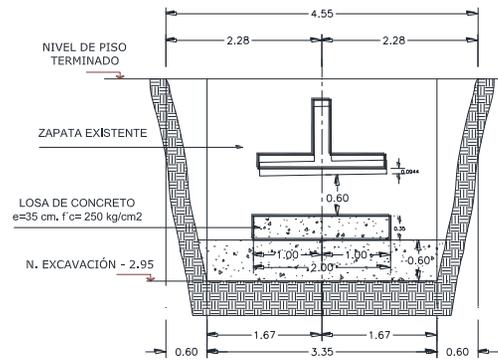
EJE 1 - A



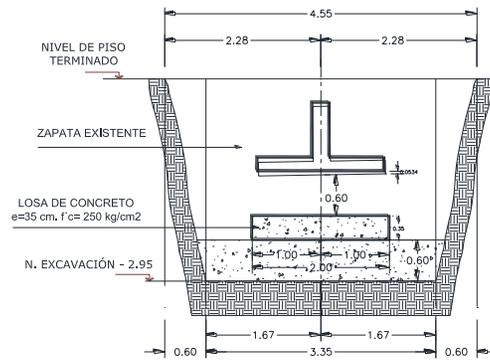
EJE 1 - B



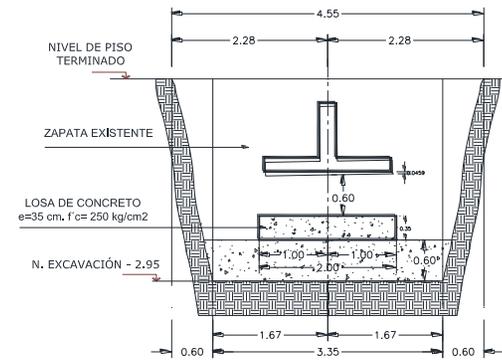
EJE 1 - C



EJE 1 - D

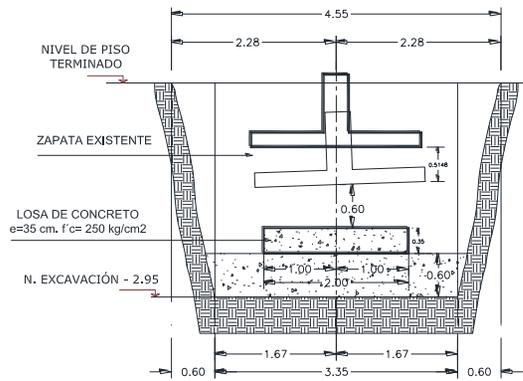


EJE 1 - E

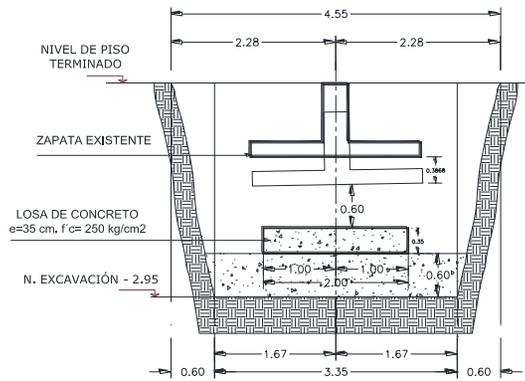


EJE 1 - F

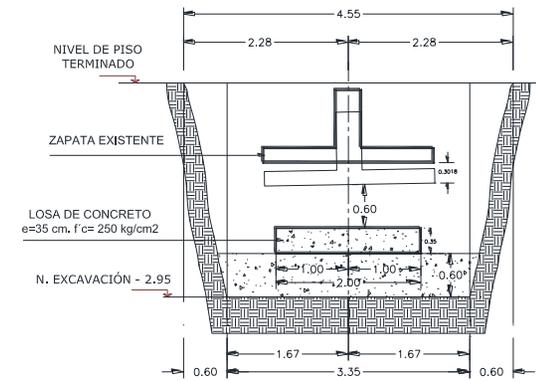
Figura 4.23 Desniveles del eje 1



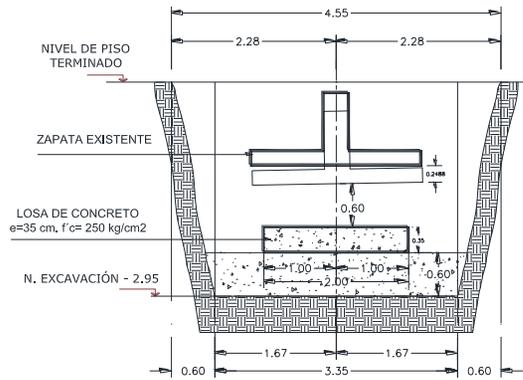
EJE 2 - A



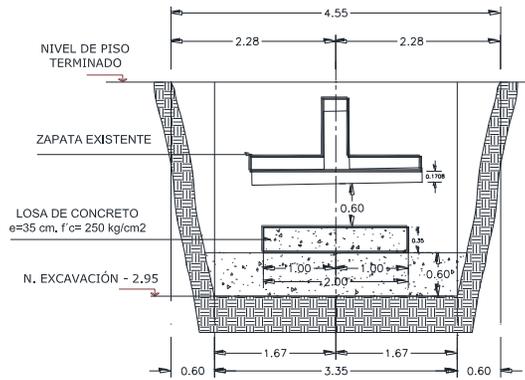
EJE 2 - B



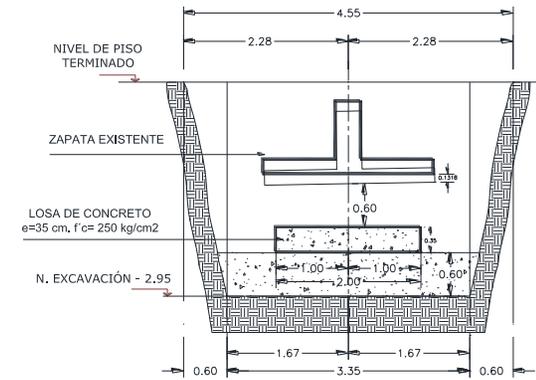
EJE 2 - C



EJE 2 - D



EJE 2 - E



EJE 2 - F

Figura 4.24 Desniveles del eje 2

Como se muestra en las figuras anteriores teníamos un hundimiento diferencial en el sentido longitudinal de “I” a “A” pero también se tenía un hundimiento en el sentido transversal, por lo que los soportes de acero fueron diseñados para cada uno de los puntos a recuperar.

Se fabricaron 24 soportes de acero ya que se colocaron dos soportes de acero por cepa que tengamos excavada.

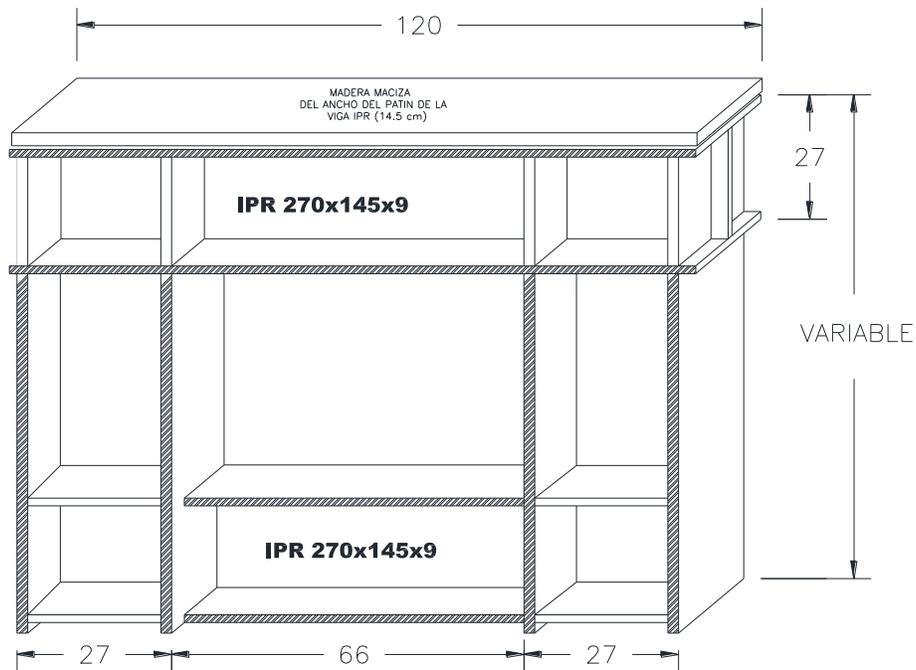


Figura 4.25 Soportes para el calzado de la estructura.

4.8 Circuito de gatos hidráulicos

Elevadores de potencia de doble acción

Los gatos hidráulicos de doble acción (elevadores de potencia de doble acción) los cuales cuentan con un sistema de doble efecto para empuje y tracción, por la parte inferior del cilindro inyecta aceite hidráulico a base de una bomba de 7 HP y así es posible empujar el pistón, la bomba también tiene la función de mantener estático el pistón con carga, la cual no exceda la carga máxima que pueda llegar a soportar el cilindro y por la parte superior del cilindro, la bomba retira el aceite hidráulico haciendo que el pistón del cilindro baje con el tiempo necesario para no dañar la carga generada sobre el pistón del gato hidráulico.

- ❖ Doble efecto, asegura la retracción
- ❖ La tuerca de retención integrada evita la expulsión del pistón
- ❖ La válvula de seguridad en el lado de retracción del cilindro evita averías en caso de sobrecarga accidental
- ❖ El rascador de embolo reduce la contaminación y prolonga la vida útil del cilindro
- ❖ Guardapolvo incluidos en todos los modelos
- ❖ El esmaltado exterior y los pistones niquelados aseguran una gran protección contra la corrosión.

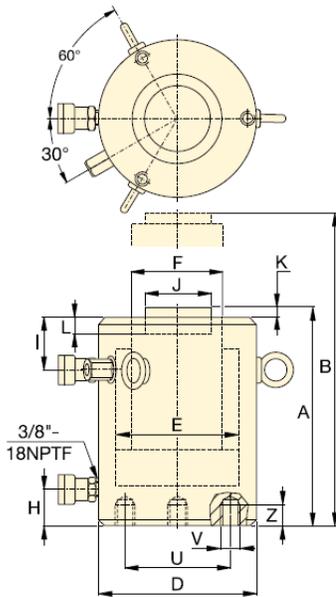


Figura 4.26 Gato hidráulico de doble acción

Tabla 4.2 Especificaciones de los elevadores de potencia de doble acción

Fuerza del cilindro Ton (KN)	Carrera mm	Modelo	Fuerza máxima del cilindro (KN)		Área efectiva del cilindro Cm ²		Capacidad de aceite Cm ³		Altura retraída A (mm)	Altura extendido B (mm)	Diámetro exterior D (mm)	Diámetro interior E (mm)	Diámetro del embolo F (mm)	Base a conexión H (mm)	Parte sup. A con. Tracción I (mm)	Diámetro de la silleta J (mm)	Saliente de la silleta del embolo K (mm)	Prof. Del orificio del embolo L (mm)	Peso Kg
			Empuje	Tracción	Empuje	Tracción	Empuje	Tracción											
50 (539)	50	CLSG-502	539	269	77	38.5	385	192	162	212	130	99	70	52	33	50	1	19	17
	100	CLSG-504	539	269	77	38.5	770	385	212	312	130	99	70	52	33	50	1	19	20
	150	CLSG-506	539	269	77	38.5	1155	577	262	412	130	99	70	52	33	50	1	19	23
	200	CLSG-508	539	269	77	38.5	1540	770	312	512	130	99	70	52	33	50	1	19	27
	250	CLSG-5010	539	269	77	38.5	1924	962	362	612	130	99	70	52	33	50	1	19	31
	300	CLSG-5012	539	269	77	38.5	2309	1155	412	712	130	99	70	52	33	50	1	19	34
100 (929)	50	CLSG-502	929	433	132.7	61.9	664	309	179	229	165	130	95	54	48	75	1	19	29
	100	CLSG-504	929	433	132.7	61.9	1327	619	229	329	165	130	95	54	48	75	1	19	34
	150	CLSG-506	929	433	132.7	61.9	1991	928	279	429	165	130	95	54	48	75	1	19	40
	200	CLSG-508	929	433	132.7	61.9	2655	1237	329	529	165	130	95	54	48	75	1	19	46
	250	CLSG-5010	929	433	132.7	61.9	3318	1546	379	629	165	130	95	54	48	75	1	19	52
	300	CLSG-5012	929	433	132.7	61.9	3982	1856	429	729	165	130	95	54	48	75	1	19	58
150 (1390)	50	CLSG-502	1390	675	198.6	96.5	993	482	196	246	205	159	114	61	56	94	1	19	39
	100	CLSG-504	1390	675	198.6	96.5	1986	965	246	346	205	159	114	61	56	94	1	19	52
	150	CLSG-506	1390	675	198.6	96.5	2978	1447	296	446	205	159	114	61	56	94	1	19	65
	200	CLSG-508	1390	675	198.6	96.5	3971	1930	346	546	205	159	114	61	56	94	1	19	78
	250	CLSG-5010	1390	675	198.6	96.5	4964	2412	396	646	205	159	114	61	56	94	1	19	92
	300	CLSG-5012	1390	675	198.6	96.5	5957	2895	446	746	205	159	114	61	56	94	1	19	105
200 (1861)	50	CLSG-2002	1861	889	265.9	127	1330	635	212	262	235	184	133	67	66	113	1	24	55
	150	CLSG-2006	1861	889	265.9	127	3989	1905	312	462	235	184	133	67	66	113	1	24	91

Elevadores de potencia de simple acción

Los gatos hidráulicos de simple acción (elevadores de potencia de simple acción) los cuales cuentan con un sistema de un efecto para empuje y tracción, el cual por la parte inferior del cilindro inyecta aceite hidráulico a base de una bomba de 7 HP y así es posible empujar el pistón, la bomba también tiene la función de mantener estático el pistón con carga, la cual no exceda la carga máxima que pueda llegar a soportar el cilindro pero este sistema retira el aceite hidráulico por la parte inferior a diferencia del de doble acción, la bomba retira el aceite hidráulico haciendo que el pistón del cilindro baje con el tiempo necesario para no dañar la carga generada sobre el pistón del gato.

- ❖ La tuerca de retención integrada evita la expulsión del pistón
- ❖ El esmaltado exterior y los pistones niquelados aseguran gran protección contra la corrosión
- ❖ Las silletas templadas, ranuradas e intercambiables son equipo estándar
- ❖ Los orificios para el montaje de la base son estándar en todos los modelos
- ❖ El rascador de embolo reduce la contaminación y prolonga la vida útil del cilindro
- ❖ De simple efecto, retorno por carga.

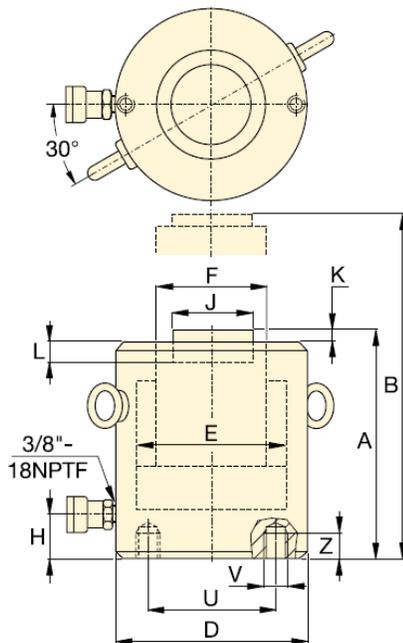


Figura 4.27 Gato hidráulico de simple acción

Tabla 4.3 Especificaciones de los elevadores de potencia de simple acción

Fuerza del cilindro Ton (KN)	Carrera mm	Modelo	Área efectiva del cilindro cm ²	Capacidad de aceite cm ³	Altura retraído A (mm)	Altura extendido B (mm)	Diámetro exterior D (mm)	Diámetro interior E (mm)	Diámetro del embolo F (mm)	Base a conexión H (mm)	Diámetro de la silleta J (mm)	Saliente de la silleta del embolo K (mm)	Prof. Del orificio del embolo L (mm)	Peso Kg
50 (539)	50	CLSG-502	77	385	162	212	130	99	70	52	50	1	19	17
	100	CLSG-504	77	770	212	312	130	99	70	52	50	1	19	20
	150	CLSG-506	77	1155	262	412	130	99	70	52	50	1	19	23
	200	CLSG-508	77	1540	312	512	130	99	70	52	50	1	19	27
	250	CLSG-5010	77	1924	362	612	130	99	70	52	50	1	19	31
	300	CLSG-5012	77	2309	412	712	130	99	70	52	50	1	19	34
100 (929)	50	CLSG-502	132.7	664	182	232	165	130	95	54	75	1	19	19
	100	CLSG-504	132.7	1327	232	332	165	130	95	54	75	1	19	29
	150	CLSG-506	132.7	1991	282	432	165	130	95	54	75	1	19	40
	200	CLSG-508	132.7	2655	332	532	165	130	95	54	75	1	19	50
	250	CLSG-5010	132.7	3318	382	632	165	130	95	54	75	1	19	61
	300	CLSG-5012	132.7	3982	432	732	165	130	95	54	75	1	19	71
150 (1390)	50	CLSG-502	198.6	993	196	246	205	159	114	61	94	1	19	39
	100	CLSG-504	198.6	1986	246	346	205	159	114	61	94	1	19	52
	150	CLSG-506	198.6	2978	296	446	205	159	114	61	94	1	19	65
	200	CLSG-508	198.6	3971	346	546	205	159	114	61	94	1	19	78
	250	CLSG-5010	198.6	4964	396	646	205	159	114	61	94	1	19	92
	300	CLSG-5012	198.6	5957	446	764	205	159	114	61	94	1	19	105
200 (1861)	50	CLSG-2002	265.9	1330	216	266	235	184	133	67	113	1	24	55
	150	CLSG-2006	265.9	3989	316	466	235	184	133	67	113	1	24	91
	300	CLSG-20012	265.9	7977	466	766	235	184	133	67	113	1	24	146

Bombas para el empuje y tracción de los gatos

Las bombas ENERPAC tienen una gran función para el proceso de recuperación ya que son de suma importancia porque son las que nos ejercerán el efecto para el empuje y tracción de los gatos hidráulicos, con la inyección del aceite hidráulico y la extracción del mismo.

Las bombas hidráulicas cuentan con una válvula de control remoto, el que nos permitirá el control adecuado del manejo de la presión que nos ejerce la bomba y un control de la velocidad de la carrera del pistón.

La bomba ENERPAC cuenta con un mayor flujo de aceite y presión de desvío, funciona con enfriadores y requiere 18% menos de consumo de energía que las bombas similares, tiene los motores eléctricos industriales totalmente blindados, enfriados por ventiladores los cuales brindan mayor vida útil y resistencia a los ambientes industriales severos, así como un indicador de aceite.



Fotografía 4.12 Bomba de control remoto ENERPAC para el manejo de los gatos hidráulicos.

Tabla 4.4 Bombas de control remoto y manuales

CONFIGURACIONES BÁSICAS DE BOMBAS		Tipo de bomba	Se usa con cilindro		Función de la válvula			Válvula** número de modelo	Volumen utilizable de aceite (gal)	
Seleccione su modelo de bomba ZE aquí para la mayoría de las aplicaciones. En caso de requisitos especiales, consulte la matriz de pedidos de las bombas ZE.										
VÁLVULA DE CONTROL MANUAL	Válvula manual sin caja eléctrica o LCD <ul style="list-style-type: none"> • Opción Ideal para la mayoría de las aplicaciones • Control de válvula manual, para aplicaciones de acción simple y de acción doble. • Control manual del motor • Interruptor encendido y apagado en motor eléctrico de 1 fase 		●	—	●	—	●	VM32	2.0	
			●	—	●	●	●	VM33	2.0	
			●	—	●	●	●	VM33	5.0	
			●	—	●	●	●	VM33	10.0	
			—	●	●	●	●	VM43	2.0	
			—	●	●	●	●	VM43	5.0	
			—	●	●	●	●	VM43	10.0	
	Válvula manual con caja eléctrica y LCD <ul style="list-style-type: none"> • Opción Ideal para la mayoría de las aplicaciones • Control de válvula manual, para aplicaciones de acción simple y de acción doble. • Control manual del motor 		●	—	●	—	●	VM32	2.0	
			●	—	●	—	●	VM32	2.5	
			●	—	●	●	●	VM33	5.0	
			●	—	●	●	●	VM33	10.0	
			—	●	●	●	●	VM43	5.0	
	—	●	●	●	●	VM43	10.0			
	VÁLVULA DE CONTROL REMOTO	Válvula de descarga accionada por solenoide con caja eléctrica y LCD <ul style="list-style-type: none"> • Ideal para realizar perforaciones, remachar y cortar • Para utilizar cuando no es necesario retener la carga • Un colgante de control con botón pulsador y cable de 10 pies controla la válvula y el motor 		●	—	●	—	●	VE32D	1.0
				●	—	●	—	●	VE32D	2.0
●				—	●	—	●	VE32D	2.5	
●				—	●	—	●	VE32D	5.0	
—				—	—	—	—			
VÁLVULA DE CONTROL REMOTO	Válvula de 3 posiciones accionada por solenoide con caja eléctrica y LCD <ul style="list-style-type: none"> • Ideal para aplicaciones de producción y de izada • Todas las válvulas tienen 3 posiciones para Avance-Retención-Retracción • Un colgante de control con botón pulsador y cable de 10 pies controla la válvula y el motor 		●	—	●	●	●	VE33	2.0	
			●	—	●	●	●	VE33	2.5	
			●	—	●	●	●	VE33	5.0	
			—	●	●	●	●	VE43	2.0	
			—	●	●	●	●	VE43	2.5	
			—	●	●	●	●	VE43	5.0	
			—	●	●	●	●	VE43	10.0	

Manómetro para presión hidráulica

Cada bomba ENERPAC debe de contener al menos un manómetro, en caso de que se trate de una bomba para un gato de simple acción y dos para los gatos de doble acción, estas bombas requieren un manómetro para poder observar la presión a la que se encuentra trabajando el equipo, el cual cuenta con un Calibrador con lectura en doble escala en psi y en bares, todas las piezas sensibles a la presión están selladas y amortiguadas con glicerina para prolongar su vida útil, Incluyen disco de seguridad contra rupturas y membrana de igualación de presión.

Mangueras hidráulicas de alta presión

Las mangueras a utilizar deben de ser manguera de material termoplástico (serie 700) ya que cuentan con un factor de seguridad de 4 a 1, lo que quiere decir que están diseñadas para soportar cuatro veces la presión que tiene especificado, una Presión máxima de trabajo de 700 bar (10,000 PSI) con un diseño de cuatro capas, incluyendo dos capas de acero trenzado de alta resistencia, El recubrimiento exterior es de poliuretano, para dar máxima resistencia a la abrasión, tiene un bajo coeficiente de expansión a alta presión, para mejorar la eficacia de todo el sistema.



Fotografía 4.13 Mangueras de alta presión para los gatos hidráulicos de simple y doble acción

Advertencia.

Las mangueras no se deben conectar ni desconectar cuando los equipos neumáticos tengan presión, todas las piezas a conectar deben de estar perfectamente limpias y libres de algún material que pueda dañar la fluidez del aceite.

Aceite hidráulico HF

Formulado especialmente para bombas de potencia, máxima eficiencia volumétrica, máxima transferencia de calor, aditivos contra lodos, herrumbre y espuma, Máxima lubricidad de película protectora aditivos contra oxidación.

4.9 Renivelación de la estructura a base de gatos hidráulicos

Como se menciona en capítulos anteriores, se han realizado los trabajos de excavación y preparación del edificio para su recuperación. Por lo que en este punto del proceso de recuperación se realizó al alzado del edificio a base de gatos hidráulicos.

En este punto del proceso y para asegurarse de que el equipo se encontraba en las condiciones que especifica el fabricante, se realizó una prueba de los equipos antes de utilizarlos con la carga especificada, por lo que se realizó una revisión rápida, para detectar las anomalías que pudieron tener el equipo por defectos de fabricación y poder reparar o cambiar los equipos, para esto se necesitó al personal capacitado para dictaminar el estado en que se encuentren los equipos.



Fotografía 4.14 Pruebas realizadas a los equipos neumáticos antes de los trabajos de recuperación.

Realizado las pruebas de los equipos se corrigieron los errores encontrados en los equipos ya que esto se realizó como medida de seguridad para corroborar el buen funcionamiento de nuestros equipos.

A lo largo de los trabajos de preparación de la estructura para su recuperación se encontraron con diferentes problemas, por la inestabilidad de la estructura, se optó por redefinir el proceso para la recuperación de la estructura, por lo que se definió la manera más adecuada para empezar a realizar los trabajos de recuperación.

Analizando los problemas encontrados y las soluciones para estos, se definió con ayuda de los especialistas y la supervisión, que se iniciara a recuperar el edificio en el eje longitudinal 2 (la fachada frontal), ya que este eje es el que presentaba mayores problemas de inestabilidad, el eje en el cual se presentaban los mayores desplomes y en consecuencia de esto el problema de volteo en esta dirección, por lo que se definió empezar a recuperar el lado longitudinal norte hasta lograr recuperar los desplomes y más que nada estos estén dentro de la tolerancia que nos marca el RCDF.

Circuito de gatos hidráulicos

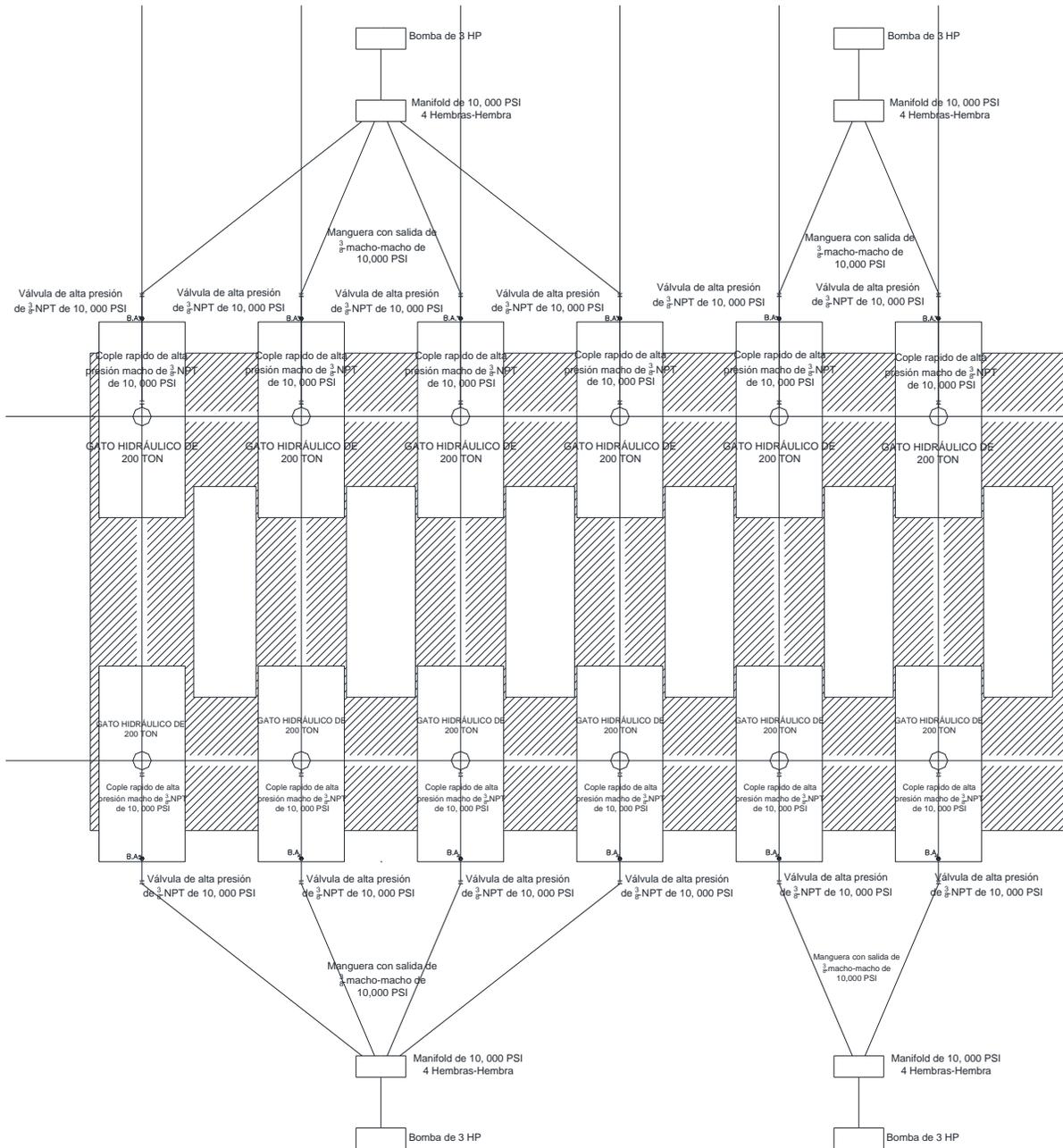
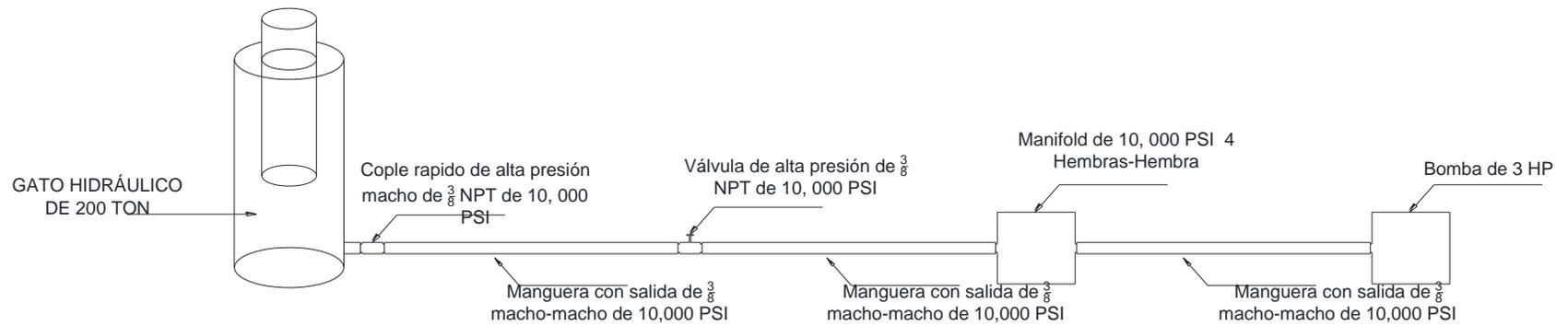
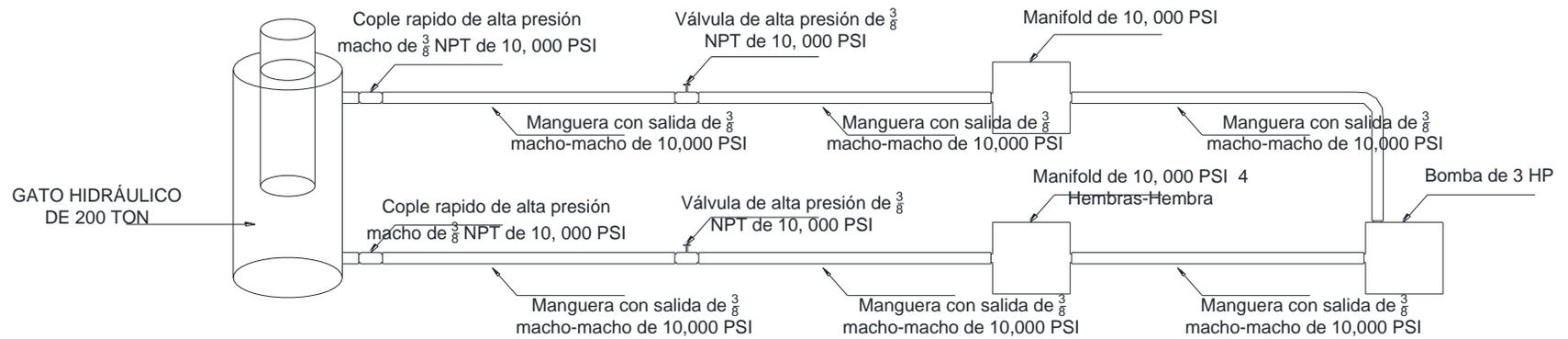


Figura 4.28 Circuito de gatos hidráulicos



CONEXION PARA SISTEMA DE SIMPLE ACCIÓN



CONEXION PARA SISTEMA DE DOBLE ACCIÓN

Figura 4.29 Conexión de los gatos hidráulicos de doble y simple acción

Se empezó a recuperar la estructura con las seis cepas realizadas en el eje longitudinal norte.

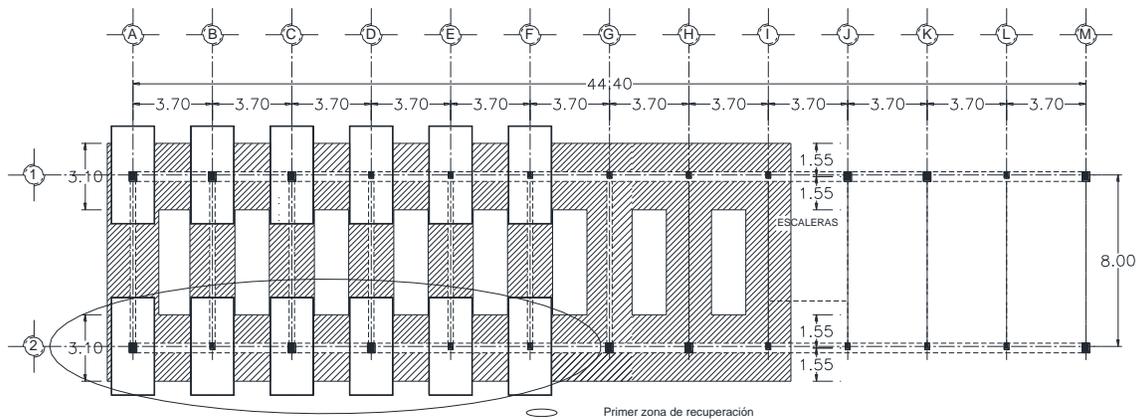


Figura 4.30 Primer Zona de recuperación

Como se muestra en la figura anterior, se inició recuperando la estructura en el EJE 2 pero ya que se trata de un edificio muy dinámico y sus hundimientos no eran proporcionales uno de otro, se optó por iniciar en el punto más desfavorable, el cual era el eje (2-A) y se siguió avanzando con los ejes B, C, D, E, F del eje 2, si es que la estructura lo permitía, de no ser así se continuaba con el punto que mayor favoreciera a la estructura, teniendo los cuidados necesarios de no dañar los piezas estructurales.



Fotografía 4.15 EJE 2-A para iniciar los trabajos de recuperación con un gato de doble acción.



Fotografía 4.16 EJE 2-B para iniciar los trabajos de recuperación con un gato de simple acción.

Como se muestra en la figura anterior, se colocó una base de acero estructural al gato hidráulico para que pueda tener una mejor distribución de esfuerzos a las bases de concreto, se tuvieron los cuidado de colocar las bases de los gatos junto con los gatos hidráulicos exactamente debajo de las columnas ya sean de concreto o de acero estructural, esta para evitar una excentricidad en la columna, anteriormente el personal especializado marco en las bases de concreto el lugar donde se deberán de colocar las bases de los gatos hidráulicos, teniendo la precaución de marcarlos exactamente debajo de las columnas.

Posteriormente se conectaron las mangueras de alta presión en los gatos hidráulicos, teniendo el cuidado de que las conexiones queden perfectamente selladas, esto para evitar una fuga de aceite, en la figura anterior se muestra un gato hidráulico de doble acción, por lo que las dos mangueras deben ser revisadas por el personal especializado antes de iniciar con los trabajos.

A los gatos hidráulicos, se les colocó, un tacón sobre ellos para poder alcanzar la altura adecuado, esto es porque la altura libre no fue diseñada para la altura de los gatos hidráulicos sino para que el personal pueda manipular con mayor facilidad el equipo en el área libre que se encuentra entre las bases de concreto y la plantilla de la cimentación existente, por último se colocó una hoja de madera de 1" sobre el tacón para que los esfuerzos emitidos por la zapata fueran más uniformes ya que

la plantilla de la cimentación tenía una forma irregular y la madera se acopló a la forma de la cimentación, teniendo así una distribución de esfuerzos más adecuada.

Por último se colocaron los soportes de acero diseñados para soportar la estructura, los cuales nos ayudaron también para poder retirar los gatos hidráulicos y la estructura descansa sobre los soportes.

Los soportes de acero serán calzados con placas de acero estructural conforme lo requería, esto dependía de la recuperación de la estructura.

Teniendo estos cuidados y colocados los soportes a los costados de los gatos hidráulicos se podía iniciar con la operación del equipo.



Fotografía 4.17 Se empieza a mostrar la separación entre la estructura y el suelo de sustentación.



Fotografía 4.18 Se muestran 1.5 cm levantados por los gatos hidráulicos.

Iniciando el proceso de recuperación de la estructura, no se pueden suspender a menos que se tenga un problema grave estructural o de procedimiento.

Para poder observar con mayor claridad la altura que se estaba recuperando fue necesario revisar diariamente con una nivelación la cual nos indicará el porcentaje de avance con el equipo topográfico, pero para hacer más práctico este proceso y poder visualizar como se recupera la estructura, se colocaron unos monitores diseñados con una estructura de madera las cuales nos permitieron observar la altura de recuperación en cualquier momento sin necesidad de hacer una nivelación con el equipo topográfico.

Estas estructuras son fueron hechas de madera y una regla graduada, la cual nos permitieron observar la distancia de recuperación con ayuda de una varilla soldada en las vigas de los pasillos.



Fotografía 4.19 Monitores para observar la recuperación de la estructura



Fotografía 4.20 Se observan los primeros 5 cm de recuperación de la estructura.

Para continuar con la recuperación del edificio se ajustaron los tacones para los gatos hidráulicos, al ir recuperando la estructura, la altura libre entre las bases de concreto y la zapata eran cada vez mayores así que fue necesario realizar tacones de diferente tamaños para poder seguir con los trabajos de recuperación.



Fotografía 4.21 Fabricación de tacones de diferentes tamaños para las alturas necesarias.

Fue necesario contar con una gran cantidad de placas de acero estructural ya que estas nos ayudaron de soporte y nos permitió calzar las estructuras cuando los gatos hidráulicos levantaron la estructura.



Fotografía 4.22 Placas de acero estructural para el calzado de los soportes.



Fotografía 4.23 Placas utilizadas para calzar los soportes de acero.

Para la recuperación de la estructura en el sentido longitudinal, teniendo todos los cuidados y precauciones posibles, no fue posible recuperar el eje longitudinal norte al 100 % ya que se encontraron con problemas de irregularidad en las estructuras, estos problemas provienen desde que se realizaron los trabajos de reforzamiento después del sismo de 1985 porque en ese entonces ya presentaba problemas de hundimiento y al hacer el refuerzo con muros por cortante y columnas de concreto, se tomó un nivel diferente o ajustado a las medidas que se tenían en ese entonces, por lo los niveles verticales de la cimentación y las columnas no coincide por lo que se decide cancelar la recuperación en el sentido longitudinal norte.



Fotografía 4.24 Se muestran la diferencia de niveles de la cimentación con respecto a las columnas de concreto.

En este momento se tenía recuperada la estructura en el sentido longitudinal norte un 40 % pero aún no se había empezado a recuperar la estructura en el sentido longitudinal sur, porque se pretendía igualar los niveles en ambos sentidos pero ya que no se había podido recuperar un 100% el sentido longitudinal norte, se realizó una revisión de la estructura para corroborar de que los desplomes son los permitidos por el reglamento.

Haciendo la revisión de la estructura y aplicando lo que nos marca el reglamento de construcción del Distrito Federal, se tiene que, los desplomes que se tenían se encontraban dentro de los parámetros que marca el RCDF.

Finalmente se inició la recuperación en los sentidos transversales simultáneamente para no ocasionar que podamos volver a ocasionar desplomes en la estructura así que con este procedimiento se trató de mantener los niveles de desplome que se habían recuperado.

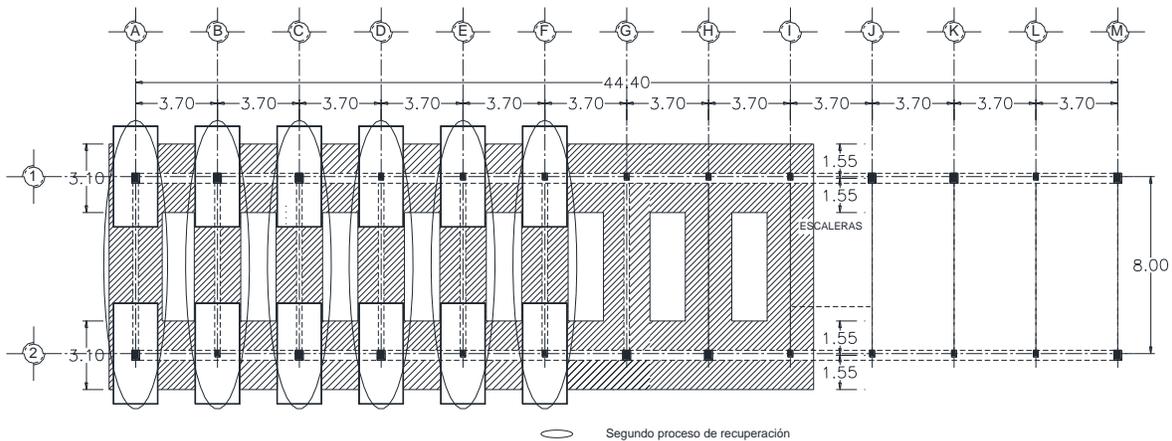
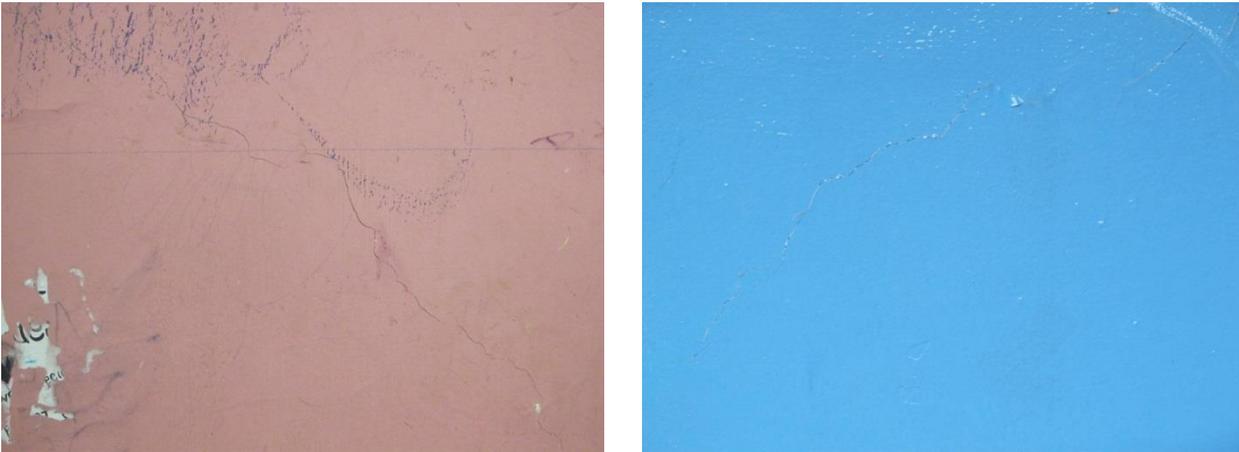


Figura 4.31 Segundo proceso de recuperación de la estructura.

En este proceso de recuperación se inició levantando los gatos hidráulicos en el eje "A" y seguía avanzando conforme lo permita la estructura y así tener una mayor recuperación y no dañar los desplomes obtenidos anteriormente.

En este segundo paso de la recuperación, se muestra en la cimentación, pequeñas fisuras a lo largo de la cimentación, conforme se va avanzando en los trabajos, también se observa que la diferencia de niveles de la cimentación con las columnas y muros por cortante son los que afectaron a la cimentación, por lo tanto se fracturaron, ya que al tener un desplome diferente la cimentación con las columnas de concreto y los muros por cortante, al tratar de alzar la cimentación con los gatos

hidráulicos se comprimen los muros porque su desplome no es por hundimiento sino por la fabricación.



Fotografía 4.25 Se muestran las fisuras generadas por los esfuerzos de los gatos, en los muros por cortante en los sentidos longitudinales.



Fotografía 4.26 Se muestran las fisuras generadas por los esfuerzos de los gatos, en la cimentación en los sentidos longitudinales y transversales.

Viendo los problemas presentados en la recuperación y observando los desplomes, se decide cancelar los trabajos de recuperación para no seguir afectando a la estructura, ya que la diferencia de los niveles entre la cimentación y la estructura, y los esfuerzos de los gatos hidráulicos estaban afectando demasiado a la estructura y si se seguía recuperando más de lo ya se había recuperado, se podría tener un problema de inestabilidad en la estructura.



Fotografía 4.27 Se muestra como se despegó la cimentación del suelo y las placas de acero que soportan la estructura.



Fotografía 4.28 Se muestran los niveles obtenidos según los monitores, colocados en cada columna.

4.10 Estabilización y aseguramiento de la estructura

Para estabilizar la estructura, consistió en vaciar relleno fluido $f'c=14 \text{ Kg/cm}^2$ en las cepas excavadas para que los soportes de acero no sufran daño con el paso del tiempo y al igual que la cimentación no se pueda deformar o sufrir algún asentamiento, ya que con este proceso la cimentación descansará sobre los soportes de acero y en el relleno fluido, la estructura se encontraba descansando solo en los soportes de acero, así que el relleno fluido ayudó a soportar la estructura ya que tiene las propiedades de auto compactarse, auto nivelarse y un tiempo de fraguado a 24 horas.

El relleno fluido fraguó a las 24 horas, esto significa que alcanzó su máxima resistencia a las 24 horas y así poder evitar posibles movimientos de la estructura en un lapso corto de tiempo.

Este proceso solo se llevará a cabo en estos momentos hasta el nivel de plantilla de la cimentación existente y así con el relleno fluido poder rellenar las cepas y los huecos que se generaron al momento de recuperar la estructura, que se encuentran entre el suelo de sustentación y la cimentación.



Fotografía 4.29 Se muestra la separación de la cimentación con el suelo, el cual será rellenado con relleno fluido $f'c=14 \text{ kg/cm}^2$, con un tiempo de fraguado de 24 horas.



Fotografía 4.30 Proceso de estabilización de la cimentación con relleno fluido
 $f'c=14 \text{ Kg/cm}^2$



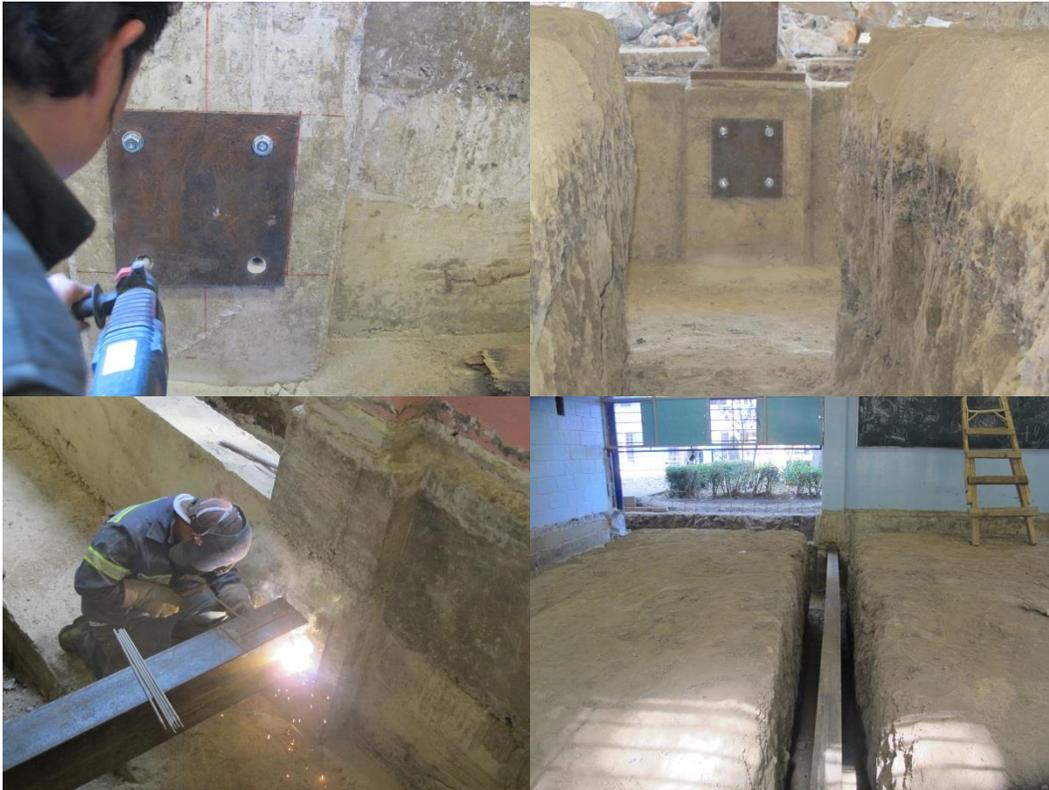
Fotografía 4.31 Termino de la estabilización hasta nivel de plantilla de la
cimentación de la estructura.

Como se muestra en las figuras anteriores en esta etapa solo se llegó hasta nivel de plantilla en la cimentación, ya que esto evitará que la cimentación tenga un hundimiento y esté asentada en el relleno fluido totalmente.

Colocación de vigas IPR en la cimentación.

Observando anteriormente de que la cimentación no contaba con algunas traveses en el sentido transversal, se colocaron vigas IPR en los ejes donde faltaba este tipo de estructura.

Fueron ancladas por de 4 barrenos anclas y una placa base de 12" X 12" X 1" en la cual se soldó la viga IPR de 5.5" x 10" x ¼"



Fotografía 4.32 Vigas IPR en la cimentación como traveses de liga.

Proceso para asegurar la estructura.

Finalmente y para terminar los procesos de estabilización y aseguramiento, se concluyo con el vaciado de relleno fluido $f'c=14 \text{ kg/cm}^2$ para cubrir completamente la cimentación con el relleno fluido y así evitar algún posible movimiento horizontal o vertical.



Fotografía 4.33 Proceso de colado con relleno fluido $f'c=14 \text{ Kg/cm}^2$, para estabilizar la estructura.

En estos momentos se concluyeron los trabajos de estabilización del edificio, por lo que solo falta como último proceso, un estudio de geofísica que corrobore el proceso de inyección hecho en el lugar. Esto ayudo a definir lo que en realidad sucedió con la inyección.

Estudio de geofísica posterior a las inyecciones

Objetivo del estudio

El objetivo principal del estudio geofísico es obtener las características de la distribución y profundidad de la inyección de mortero que fue aplicada para la estabilización del suelo en La Secundaria No. 250, utilizando la técnica de Dipolo-Dipolo y de manera particular lo siguiente:

- Posibles fracturas y/o cavidades en la zona a lo largo de los perfiles.
- Posición y profundidad de las fracturas y/o cavidades en caso de que existan.
- Correlación entre líneas para determinar la posible dirección y ramificación de fracturas y/o cavidades.



Fotografía 4.34 Línea de geofísica

CAPÍTULO CINCO

Análisis de resultados

5.1 Resultados esperados

Para la recuperación de la escuela secundaria 250 Jesús M. Sotelo Inclán se obtuvieron resultados favorable pero no los esperados porque se encontraron diversos problemas en la recuperación de la estructura, ya que cuando se rigidizó la estructura hecha después del sismo de 1985 afecto a la recuperación en este proceso, porque los muros por cortante y las columnas de concreto fueron realizadas cuando el edificio ya contaba con leves hundimientos, los muros y columnas fueron realizados con estos desplomes, quedando los muros sin desplome pero la estructura ya presentaba desplomes por lo que no se pudo recuperar más de lo programado.

Para esta estructura se esperaba una recuperación máxima del 80 %, el hundimiento máximo en la estructura era de 51.4 cm en el sentido longitudinal, así que se esperaba una recuperación de 41.12 cm.

Con el proceso de inyección se esperaba detener el deslizamiento y los hundimientos diferenciales con la cantidad de 29,318 litros de inyección.

El desplomado inicial del edificio, hacia la fachada principal era de 16 cm y con este proceso de renivelación se espera recuperar el desplome quedando en la tolerancia que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

5.2 Resultados obtenidos

Como se menciona en capítulos anteriores se encontraron con diversos problemas de tipo estructural, por lo que se decidió cancelar los trabajos de recuperación ya que como se menciona anteriormente el problema principal fue el refuerzo realizado después del sismo de 1985 y para no seguir afectando la estructura se decide cancelar los trabajos de recuperación porque se empezaba a presentar problemas de tipo estructural.

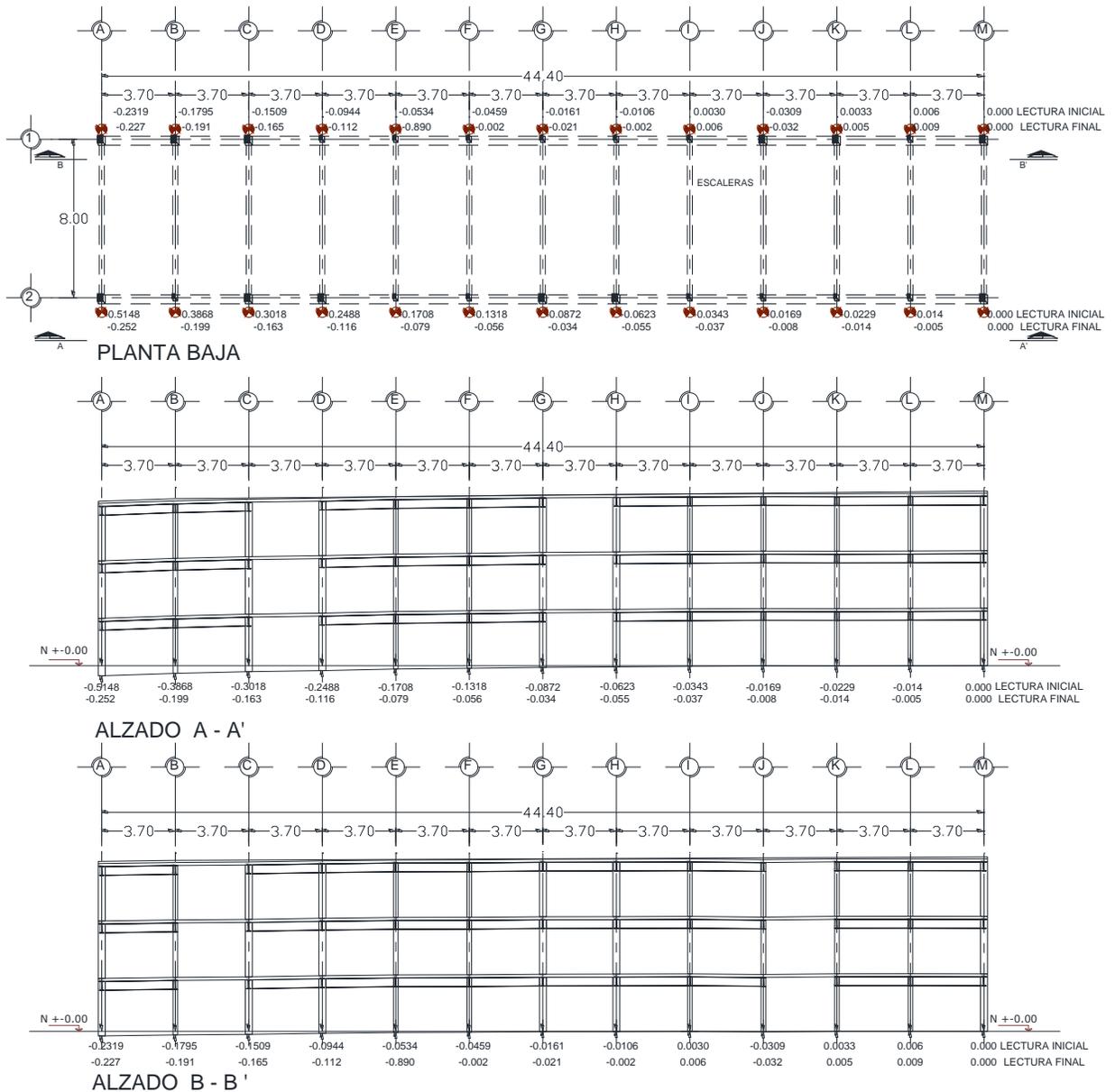


Figura 5.1 Niveles finales a la recuperación de la estructura.

Para las inyecciones realizadas con la mezcla de mortero se encontró satisfactoria ya que se detiene el hundimiento diferencial en la zona así como el deslizamiento provocado por la inestabilidad del suelo, estos datos fueron corroborados por el Ingeniero especialista en Geología y Mecánica de suelos. Cabe mencionar que al estar realizando las excavaciones en las cepas para la recuperación del edificio, se encontraron con muestras de suelo que comprobaban la inyección realizada anteriormente, a los 3.20 metros de profundidad, se encontró en las paredes de las excavaciones una familia de grietas las cuales se observaban totalmente rellenas por la inyección de mortero, en las cuales se observa cómo fue trabajando la inyección en el suelo de sustentación de la estructura.



Fotografía 5.1 Inyecciones observadas en las cepas a la profundidad de 3.20 m en el eje "C-2"

Resultado del estudio de la Geofísica.

Los mayores espesores del cuerpo de inyección se encuentra concentrado en el sector donde se rehabilito el suelo, manteniendo un promedio de 3 a 13 metros de profundidad, obteniendo un volumen de 71.8 m³ de acuerdo a la distancia de separación entre las líneas de tomografía eléctrica (líneas de Geofísica)

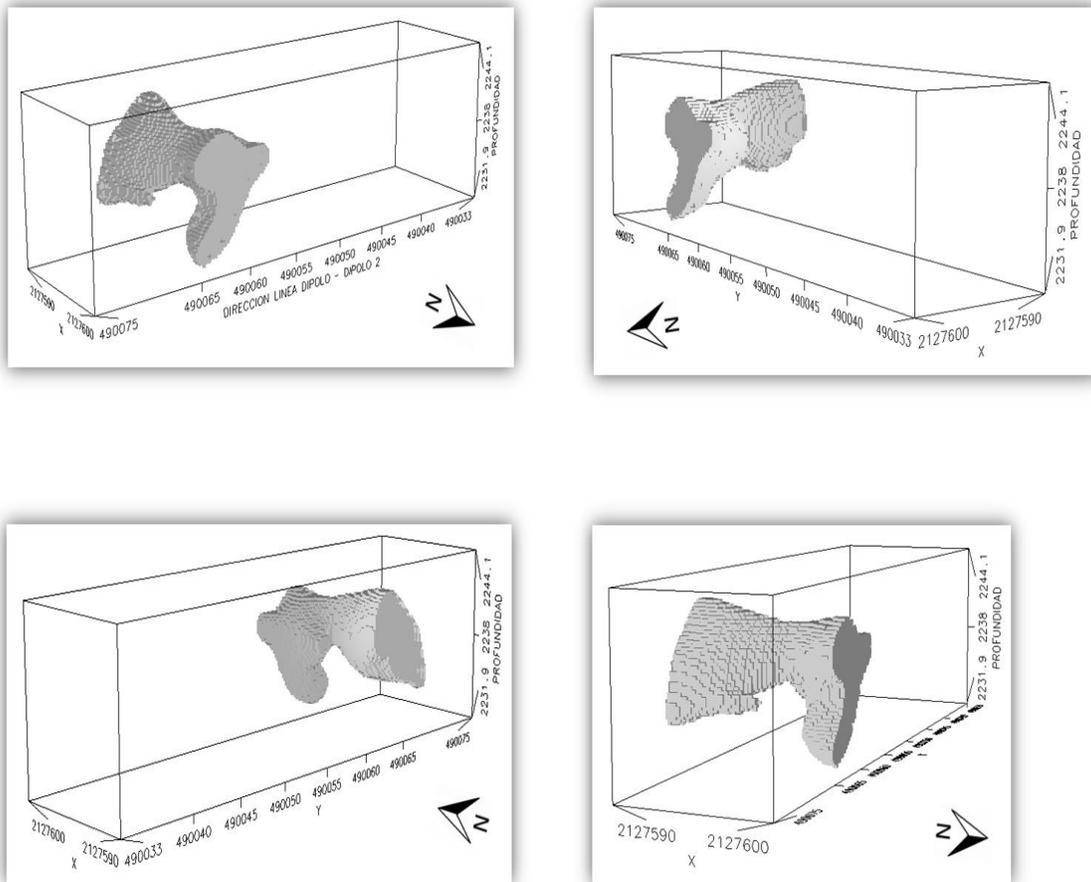


Figura 5.2 Dimensiones del cuerpo de inyección encontrado en el estudio de geofísica.

Desplomes y asentamientos Finales a la recuperación y estabilización

Tabla 5.1 Límites máximos para movimientos originados en la cimentación.

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	$h_c =$ altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		

Tabla tomada de las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones

Tomando en cuenta lo que nos marca las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones, la inclinación de la estructura con una altura de nueve metros será como sigue a continuación¹⁴:

$$\frac{100}{100 + 3h}$$

$$\frac{100}{100 + (3 * 9.00)} = 0.0078$$

$$0.0078 * 9m = 0.0702 m = 7.02 cm$$

¹⁴ Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. “fracción 3 verificación de la seguridad de la cimentación” pp. 12

el desnivel máximo que permiten las Normas Técnicas Complementarias es de 7.02 cm

Los desplomes finales de la estructura oscilan entre los 3.5 y 4 cm de desplome, por lo que cumple con lo marcado en las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones.

El hundimiento máximo al final de la recuperación y estabilización de la estructura es de 25.2 cm en el punto más desfavorable, pero el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, nos marca que para construcciones aisladas como lo es nuestra estructura, el hundimiento permitido es de 30 cm, con esto se cumple lo que marca el Reglamento de construcción del Distrito Federal.



Fotografía 5.2 Estructura al final de los trabajos de recuperación y estabilización.

Conclusiones

Para la recuperación y estabilización de la estructura es necesario realizar una visita al sitio para dictaminar si la estructura fuese posible su recuperación ya que no todas las estructuras son posibles de recuperar, para esto es necesario que un especialista en estructuras dictamine si la estructura está en condiciones de recuperarse ya que de no ser posible su recuperación se tendría que realizar algún otro método que satisfaga las necesidades de la comunidad.

Se tiene que realizar una investigación de cuales fueran las causas que generaron el hundimiento diferencial, por lo que se recomienda realizar un estudio de geofísica y mecánica de suelos para determinar las propiedades geomecánicas del suelo y con esto poder determinar la profundidad de desplante adecuada para realizar las maniobras de los circuitos de gatos hidráulicos.

Para realizar los trabajos de estabilización del suelo se debe de conocer perfectamente el suelo y sus diferentes estratos ya que de esto dependerá la proporción de la mezcla de inyección y la profundidad de los pozos, el especialista debe de conocer esto para poder decidir en un determinado tiempo el poder cambiar la proporción de la mezcla de inyección como mejor se comporte en cada uno de los pozos, no todos los pozos de inyección se comportan de la misma manera ya que habrá algunos que se saturen con menos volumen de inyección propuesta, hasta algunos que sea necesario cambiar la proporción de la mezcla para poder tener algún mejor resultado.

Las estructuras que se encuentran en problemas de hundimientos diferenciales, no es posible que sean recuperados en un 100%, ya que pueden tener defectos de elaboración, ya sean desplomes, hundimientos ocasionados por un mal proceso constructivo o también por un refuerzo posteriormente, por lo regular los refuerzos en las estructuras son manipulados como mejor le convenga al constructor, esto aumentar el peso de la estructura que puede acelerar el proceso de hundimiento.

En la ciudad de México uno de los principales problemas del hundimiento diferencial es la extracción de agua, por lo que las estructuras sufren daños, a lo largo del tiempo se han estudiado estos casos y uno de los métodos que se han

utilizado es la inyección de mortero al suelo ya que esto no daña los mantos acuíferos y mejora las propiedades geomecánicas del suelo.

Para dictaminar el buen funcionamiento de una estructura posterior a su recuperación, debe de cumplir con lo escrito en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, de no ser así no se puede decir que se cumplen con los objetivos propuestos.

Recomendaciones

Es necesario realizar una revisión estructural para determinar las condiciones en las que se encuentre actualmente la estructura y las posibles afectaciones que pueda llegar a tener por los esfuerzos generados por el circuito de gatos hidráulicos, si el especialista en estructuras determina que la estructura se encuentra en malas condiciones o que se afectara estructuralmente con los esfuerzos que se generarían por el circuito de gatos hidráulicos, no será posible su recuperación y estabilización ya que esto nos generaría un mayor costo de lo esperado.

Es necesario realizar un estudio de mecánica de suelos para poder determinar la profundidad a la que se deben de desplantar las bases de concreto para el circuito de gatos hidráulicos y poder determinar el volumen de inyección y la distribución de los posos por el especialista en este tipo de trabajos.

Para los trabajos de estabilización del suelo el encargado debe de contar con la experiencia para poder determinar el cambio de proporción de la mezcla de inyección, según se comporten cada uno de los pozos, o lo requiera según los sondeos de mecánica de suelos.

Las bases de concreto para los gatos hidráulicos y las estructuras de acero para el calzado del edificio deben ser diseñadas por un especialista en estructuras y ser revidado por un Director Responsable de Obra (D.R.O.)

Los equipos neumáticos deben ser operados por especialistas en este tipo de equipo ya que de no ser así se corre el riesgo de no tener un buen funcionamiento en las maniobras de los gatos hidráulicos.

Durante la renivelación de la estructura es necesario realizar monitoreo de los desniveles que tenga la estructura.

Para corroborar el funcionamiento de las inyecciones es necesario realizar un estudio de geofísica dipolo-dipolo para poder determinar la distribución que tuvo la inyección y el volumen en el cual se presente el volumen de mortero inyectado.

Para determinar las propiedades geomecánicas del suelo después de la inyección es recomendable realizar un estudio de mecánica de suelos para poder determinar las condiciones en las que se encuentra el suelo al final de la inyección.

Al terminar los trabajos de re nivelación de la estructura es necesario realizar un monitoreo cada quince días y mensuales hasta un mínimo de seis meses para corroborar de que la estructura se encuentre estable.

Al finalizar los trabajos de recuperación, es necesario que la estructura cumpla con lo que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

Todos los trabajos y decisiones tomadas en la obra deberán ser aprobadas por un Director Responsable de Obra (D.R.O.)

Bibliografía

Dirección General de construcción y operación hidráulicas. (1998). El hundimiento del terreno en la ciudad de México y sus implicaciones con el sistema de drenaje. Volumen XIII.

Enrique Santoyo Villa. Historia y actualidad del hundimiento regional de la Ciudad de México.

Gobierno del Distrito Federal G.D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para Diseño Estructural de las Edificaciones.

Gobierno del Distrito Federal G.D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.

Gobierno del Distrito Federal G.D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Gobierno del Distrito Federal G.D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo.

Gobierno del Distrito Federal G.D.F. (2004). Normas Técnicas Complementarias para el diseño por viento.

González Cuevas O. y Robles Villegas F. (2004). Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México. Editorial Limusa.

Meli Piralla. (2010). Diseño estructural. México. Segunda edición. Editorial Limusa.

Parker Ambrose. (1996). Diseño Simplificado de Concreto Reforzado. Tercera edición. Editorial Limusa

www.cementoscruzazul.com

www.cemex.com

www.enerpac.com

Anexos

Índice de figuras

Figura 1.1	Escuela Secundaria "Jesús M. Sotelo Inclán"	9
Figura 1.2	Niveles de los extremos del edificio 2 levantamiento en el año de 1991	12
Figura 1.3	Torsión del edificio principalmente hacia el centro del mismo.	13
Figura 1.4	Niveles de las bases de las columnas de los ejes transversales del edificio.	13
Figura 1.5	Trabajos de topografía del edificio No. 2, desde 1991 a la fecha.	15
Figura 1.6	distribución arquitectónica	17
Figura 1.7	Refuerzos de la súper estructura después del sismo de 1985	22
Figura 1.8	Cimentación del edificio 2	24
Figura 1.9	Zapata corrida longitudinal del eje 1	24
Figura 1.10	Zapata corrida transversales	25
Figura 1.11	Zapata corrida longitudinal del eje 2	25
Figura 2.1	Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México	37
Figura 2.2	Zona de lomerío volcánico de la sierra Chichinuatzin	40
Figura 2.3	Arroyo Nativitas	42
Figura 2.4	Perfil del terreno donde se desplanto el edificio 2 y el plantel educativo	43
Figura 2.5	Localización de los sondeos eléctricos verticales y sección geoeléctrica	45
Figura 2.6	Flujo de corriente atreves de un circuito	47
Figura 2.7	Arreglo tetrapolars chlumberger	48
Figura 2.8	Sección de isorresistividad A-A´	52
Figura 2.9	Sección de isorresistividad B-B´	53
Figura 2.10	Sección Geoeléctrica B-B´	56
Figura 2.11	Estratigrafía y propiedades Geomecánicas del suelo	60
Figura 4.1	Niveles obtenidos antes de realizar los trabajos de recuperación	84
Figura 4.2	Niveles de la fachada principal antes de realizar los trabajos de recuperación.	84
Figura 4.3	Niveles de la fachada posterior antes de realizar los trabajos de recuperación.	85
Figura 4.4	Niveles de los alzados transversales antes de realizar los trabajos de recuperación.	85
Figura 4.5	Conexiones que se revisaran para asegurarse de que se encuentren en buen estado.	86
Figura 4.6	Demolición de pasillos de concreto con malla electrosoldada.	88
Figura 4.7	Demolición de pisos de concreto, para preparar de la excavación.	89
Figura 4.8	Elaboración de pozos para inyección de mezcla de mortero	92
Figura 4.9	Detalle de las perforaciones en los tubos de PVC	92

Figura 4.10	Estratos involucrados en la inyección.	95
Figura 4.11	Primera etapa para excavar las cepas.	97
Figura 4.12	Segunda etapa para excavar las cepas.	98
Figura 4.13	Detalle de las dimensiones de las 12 cepas	98
Figura 4.14	detalle del mejoramiento de suelo con relleno fluido $F'c=14 \text{ Kg/cm}^2$ en las doce cepas	99
Figura 4.15	Descarga (w) de la súper estructura en las bases de concreto.	100
Figura 4.16	Descarga de las columnas a las bases de concreto.	103
Figura 4.17	Elaboración de las 12 bases de concreto hidráulico para soporte de los gatos hidráulicos.	105
Figura 4.18	Elaboración de las bases de concreto para el circuito de gatos	105
Figura 4.19	Primera etapa de excavación hasta nivel de plantilla.	106
Figura 4.20	Segunda etapa de excavación hasta nivel de plantilla.	107
Figura 4.21	Liberación total de la cimentación.	108
Figura 4.22	Desniveles de la súper estructura.	110
Figura 4.23	Desniveles del eje 1	111
Figura 4.24	Desniveles del eje 2	112
Figura 4.25	Soportes para el calzado de la estructura.	113
Figura 4.26	Gatos hidráulicos de doble acción	114
Figura 4.27	Gato hidráulico de simple acción.	116
Figura 4.28	Circuito de gatos hidráulicos	123
Figura 4.29	Conexión de los gatos hidráulicos de doble y simple acción	124
Figura 4.30	Primer zona de recuperación	125
Figura 4.31	Segundo proceso de recuperación de la estructura.	132
Figura 5.1	Niveles finales a la recuperación de la estructura.	141
Figura 5.2	Dimensiones del cuerpo de inyección encontrado en el estudio de geofísica.	143

Índice de Fotografías

Fotografía 1.1	Localiza la Escuela Secundaria No. 250.	16
Fotografía 1.2	Edificio número uno (Edificio Administrativo)	17
Fotografía 1.3	conjunto de edificios, administrativo y de aulas que componen el plantel educativo	18
Fotografía 1.4	Unión entre las columnas y las trabes	20
Fotografía 1.5	Fachada del edificio 2	21
Fotografía 1.6	unión de las trabes metálicas con las columnas de concreto	22
Fotografía 1.7	Muros y columnas de concreto	23
Fotografía 1.8	Deformaciones existentes en la zona oriente del terreno	23
Fotografía 4.1	Conexión de la superestructura atornillada y soldada.	87
Fotografía 4.2	Conexión de la superestructura de las columnas de concreto y muros por cortante	87
Fotografía 4.3	Demolición de pisos de concreto	90
Fotografía 4.4	Demolición de loseta con diferentes espesores.	90
Fotografía 4.5	Preparación de los tubos de PVC para ademe	93
Fotografía 4.6	Hincado de los Ademes de PCV	93
Fotografía 4.7	Elaboración de la mezcla para estabilizar al suelo de sustentación.	94
Fotografía 4.8	Proceso de inyección de la mezcla para estabilizar el suelo de sustentación	95
Fotografía 4.9	Proceso para el lavado de los pozos	96
Fotografía 4.10	Liberación total de la cimentación, en el sentido longitudinal.	107
Fotografía 4.11	Liberación total de la cimentación, en el sentido transversal.	108
Fotografía 4.12	Bomba de control remoto ENERPAC para el manejo de los gatos hidráulicos	118
Fotografía 4.13	Mangueras de alta presión para los gatos hidráulicos de simple y doble acción	120
Fotografía 4.14	Pruebas realizadas a los equipos neumáticos antes de los trabajos de recuperación.	121
Fotografía 4.15	Eje 2-A para iniciar los trabajos de recuperación con un gato de doble acción.	125
Fotografía 4.16	EJE 2-B para iniciar los trabajos de recuperación con un gato de simple acción.	126
Fotografía 4.17	se empieza a mostrar la separación entre la estructura y el suelo de sustentación	127

Fotografía 4.18	Se muestran 1.5 cm levantados por los gatos hidráulicos.	128
Fotografía 4.19	Monitores para observar la recuperación de la estructura	129
Fotografía 4.20	Se observan los primeros 5 cm de recuperación de la estructura.	129
Fotografía 4.21	Fabricación de tacones de diferentes tamaños de acuerdo a las distancias requeridas.	130
Fotografía 4.22	Placas de acero estructural para el calzado de los soportes.	130
Fotografía 4.23	Placas utilizadas para calzar los soportes de acero.	131
Fotografía 4.24	Se muestran la diferencia de niveles de la cimentación con respecto a las columnas de concreto.	131
Fotografía 4.25	Se muestran las fisuras generadas por los esfuerzos de los gatos, en los muros por cortante en los sentidos longitudinales.	133
Fotografía 4.26	Se muestran las fisuras generadas por los esfuerzos de los gatos, en la cimentación en los sentidos longitudinales y transversales.	133
Fotografía 4.27	Se muestra como se despega la cimentación del suelo y las placas de acero que soportan la estructura.	134
Fotografía 4.28	Se muestran los niveles obtenidos según los monitores, colocados en cada columna.	134
Fotografía 4.29	Se muestra la separación de la cimentación con el suelo, el cual será relleno con relleno fluido $f'c=14 \text{ kg/cm}^2$, con un tiempo de fraguado de 24 horas.	135
Fotografía 4.30	Proceso de estabilización de la cimentación con relleno fluido $f'c=14 \text{ Kg/cm}^2$	136
Fotografía 4.31	Termino de la estabilización hasta nivel de plantilla de la cimentación de la estructura.	136
Fotografía 4.32	Vigas IPR en la cimentación como trabes de liga.	137
Fotografía 4.33	Proceso de colado con relleno fluido $f'c=14 \text{ Kg/cm}^2$, para estabilización de la estructura.	138
Fotografía 4.34	Línea de geofísica	139
Fotografía 5.1	Inyecciones observadas en las cepas a la profundidad de 3.20 m en el eje "C-2"	142
Fotografía 5.2	Estructura al final de los trabajos de recuperación y estabilización	145

Índice de tablas

Tabla 1.1	Propiedades de varillas de refuerzo corrugadas estándar	34
Tabla 2.1	Intervalos de resistividad de rocas, suelos y agua	49
Tabla 2.2	Capacidad de carga del suelo a 3 metro de profundidad	61
Tabla 3.1	Cargas vivas unitarias según NTC	70
Tabla 4.1	Litros de inyección estimados para la estabilización del suelo	94
Tabla 4.2	Especificaciones de los elevadores de potencia de doble acción	115
Tabla 4.3	Especificaciones de los elevadores de potencia de simple acción	117
Tabla 4.4	bombas de control remoto y manuales	119
Tabla 5.1	Límites máximos para movimientos originados en la cimentación.	144

Índice de ejemplos

Ejemplo 3.1	Carga muerta generada por los muros de concreto armado (Muros por cortante)	65
Ejemplo 3.2	Carga muerta generada por los muros de mampostería	66
Ejemplo 3.3	Carga muerta para losas de azotea	67
Ejemplo 3.4	Carga muerta para losa de entepiso	67
Ejemplo 3.5	Análisis de carga para determinar el peso de la estructura para su recuperación.	83
Ejemplo 4.1	Análisis de la descarga de la estructura por columna	102
Ejemplo 4.2	Calculo de las bases de concreto para los gatos hidráulicos	104