

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

T E S I S P R O F E S I O N A L

**CRITERIOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN
EDIFICIO DE PROCESO PARA LA INDUSTRIA ALIMENTICIA -
APLICACIÓN PRÁCTICA**

AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ

**DIRECTOR DE TESIS
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**

MÉXICO, D. F.

2010





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEDICATORIA.

Con especial cariño para quienes nunca perdieron la fe en mí durante la realización de este trabajo:

A mis Padres, por darme la vida y la oportunidad de prepararme profesionalmente.

A mi esposa Alma, por haberme permitido formar una familia a su lado y por el amor que nos mantiene unidos.

A mis hijos Cristina y Arturo, que desde que llegaron a mi vida han sido mi único motivo de superación profesional.



AGRADECIMIENTOS.

A Dios doy gracias, por darme la oportunidad cada día de buscar nuevas oportunidades en los ámbitos personal y profesional.

Agradezco a mis padres y a mis hermanos todo el apoyo que recibí durante mi vida de estudiante; por los momentos difíciles y los recuerdos agradables que hemos pasado en familia. Agradezco infinitamente la confianza que han depositado en mí y las muestras sinceras de respeto y admiración hacia mi persona.

Por siempre viviré agradecido con mi esposa, la amaré por haberme dado la dicha de ser padre. Para mis hijos espero ser siempre un amigo, aquel que pueda desvanecer sus temores e inquietudes. Gracias a ellos he sacado fuerzas y el entusiasmo para ofrecerles lo mejor de mí y seguir adelante juntos.

Mi gratitud, respeto y admiración para todos los profesores, que con su dedicación han sido parte de mi formación profesional.

Al M. en I. José Luis Trigos, mi agradecimiento por aceptar dirigir este trabajo, por su apoyo para el desarrollo del mismo y por ser un buen amigo.

Solo me queda agradecer infinitamente a la Universidad Nacional Autónoma de México por abrirme sus puertas para formarme como profesionista, con nada podré recompensar lo que he recibido de ella.



**“Criterios de diseño y construcción de un Edificio de Proceso para la Industria Alimenticia –
Aplicación Práctica”**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
I. GENERALIDADES.....	3
I.1. Antecedentes.....	3
I.2. Ubicación del proyecto.....	3
I.3. Descripción del proyecto.....	3
I.4. Recursos naturales.....	5
I.5. Infraestructura regional.....	6
II. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	8
II.1. Antecedentes geológicos.....	8
II.1.1. Geología regional.....	8
II.1.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana.....	8
II.2. Métodos de exploración y muestreo en campo.....	8
II.2.1. Pozo a cielo abierto (PCA).....	9
II.2.2. Sondeo de penetración estándar(SPT).....	10
II.3. Pruebas de laboratorio.....	17
II.3.1. Propiedades índice.....	17
II.3.2. Descripción estratigráfica.....	22
II.3.3. Propiedades mecánicas.....	29
II.3.4. Consolidación de suelos.....	32
II.4. Análisis de capacidad de carga en cimentaciones.....	36
II.4.1. Cimentaciones superficiales.....	36
II.4.2. Cimentaciones profundas.....	37
II.5. Clasificación del tipo de suelo y coeficiente sísmico.....	40
II.5.1. Clasificación del tipo de suelo.....	40
II.5.2. Determinación del coeficiente sísmico.....	42
III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	43
III.1. Seguridad estructural y bases de diseño.....	43
III.1.1. Descripción conceptual del proyecto.....	43
III.1.2. Sistema estructural.....	44
III.1.3. Acciones de diseño.....	45
III.1.4. Análisis de cargas.....	46
III.1.5. Combinaciones de cargas.....	49
III.2. Modelo estructural.....	50
III.2.1. Estructuración.....	50
III.2.2. Modelo analítico.....	63
III.3. Análisis estructural.....	66
III.3.1. Métodos de análisis sísmico.....	66
III.3.2. Respuesta estructural.....	69



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



III.4. Revisión y diseño de elementos estructurales.....	84
III.4.1. Estados límite.....	84
III.4.2. Sistemas de piso.....	85
III.4.3. Trabes.....	91
III.4.4. Columnas.....	101
III.4.5. Muros.....	108
III.4.6. Cimentación.....	117
IV. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	125
IV.1. Trabajos preliminares.....	125
IV.1.1. Demoliciones.....	125
IV.1.2. Excavaciones.....	126
IV.1.3. Rellenos.....	127
IV.1.4. Trazos y nivelación.....	129
IV.1.5. Caminos de acceso.....	130
IV.2. Construcción.....	130
IV.2.1. Subestructura – cimentación.....	130
IV.2.2. Superestructura - columnas y trabes.....	133
IV.2.3. Muros, dalas y castillos.....	135
IV.2.4. Losas de entrepiso.....	136
IV.3. Especificaciones generales de construcción.....	138
IV.3.1. Concreto hidráulico.....	138
IV.3.2. Acero para concreto.....	142
IV.3.3. Cimbra.....	146
IV.3.4. Acero estructural.....	148
IV.3.5. Recubrimientos.....	149
IV.4. Normas de seguridad e higiene.....	154
IV.4.1. Requisitos generales de seguridad e higiene.....	154
IV.5. Planos de construcción.....	156
V. PROGRAMA GENERAL Y PRESUPUESTO DE OBRA.....	173
V.1. Programa de obra.....	173
V.2. Presupuesto de obra.....	173
V.2.1. Contrato.....	173
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	182
VI.1. Conclusiones.....	182
VI.2. Recomendaciones.....	187
ANEXOS.....	189
A. TABLAS.....	189
B. FIGURAS.....	196
C. REFERENCIAS.....	203
BIBLIOGRAFÍA.....	206



INTRODUCCIÓN.

Una Planta de Proceso en la Industria Alimenticia, es un conjunto formado por equipos de proceso, controles automáticos y manuales, e infraestructura humana, dispuestos de una manera conveniente en edificios o lugares adecuados, con la finalidad de transformar materias primas en productos alimenticios, siguiendo un proceso básico preestablecido, mediante el aprovechamiento racional de los recursos para obtener el mayor rendimiento de las instalaciones.

Las Plantas Industriales se clasifican de acuerdo al tipo de proceso, debido a la creciente demanda poblacional en el consumo de alimentos, regularmente las procesadoras de alimentos trabajan en proceso continuo repetitivo, es decir, laboran las 24 horas del día y el tratamiento de productos se hace por lotes de fabricación.

En la actualidad, generalmente las Plantas Industriales son uno de los sectores más desarrollados en cualquier país y son una fuente importante de generación de empleos.

A continuación se presenta el objetivo y alcance del presente trabajo de tesis, **“Criterios de diseño y construcción de un Edificio de Proceso para la Industria Alimenticia – Aplicación Práctica”**.

Objetivo: Exponer los aspectos de construcción, los trabajos de preparación del terreno, el estudio del proyecto y su diseño, así como, conocer la infraestructura propia para el funcionamiento de una Planta Industrial Procesadora de Alimentos. Todo esto enfocado exclusivamente dentro del ámbito de la ingeniería civil, debido a que en el desarrollo de obras de esta magnitud intervienen diversas áreas de la ingeniería.

El tratamiento y exposición de los temas es general, ya que un trabajo pormenorizado de este tipo de proyectos es demasiado extenso.

El proyecto naturalmente se desarrolló sobre normas y especificaciones, las cuales, día con día van cambiando a medida que se incorporan nuevas técnicas y conocimientos. El desarrollo de los estudios lleva obligadamente el seguir un reglamento, para tal fin, el diseño y construcción del proyecto está basado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**, y en los Manuales de Obras Civiles para Diseño por Sismo y Viento, de la Comisión Federal de Electricidad, **CFE**, octubre de 1993. Ya que son documentos oficiales y los de mayor uso en México.

En lo personal, este trabajo me servirá como material de consulta y me permitirá establecer un orden de criterios para mejorar mi actividad profesional en el seguimiento de proyectos integrales.

Alcance: Las técnicas de construcción y de diseño que se mencionan aquí no son limitativas, cada propietario y cada coordinador de proyectos tendrá las propias, mucho dependerá de la región, la época y del potencial de las empresas de construcción contratadas para la ejecución de las obras.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



En los siguientes capítulos se mencionan los criterios y procedimientos particulares para el diseño y construcción de un edificio de proceso para la Industria Alimenticia, denominado “**Taller de proceso 1**”, **TPR 1**:

Capítulo I.

Consiste en la descripción general de las instalaciones que componen el conjunto de una Planta de Proceso de la Industria Alimenticia, y de la infraestructura regional requerida para el funcionamiento de la misma.

Capítulo II.

Se enfoca al Estudio de Mecánica de Suelos; definiendo la regionalización sísmica y los parámetros de diseño de las construcciones en el sitio. Menciona los métodos de exploración y muestreo del terreno, los resultados de laboratorio y su aplicación para estimar las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo, de donde se desplantarán las cimentaciones para las edificaciones de la Planta de Proceso Alimenticio.

Capítulo III.

Incluye los criterios generales del Análisis y Diseño Estructural del edificio de proceso TPR 1. Se revisa la seguridad de la construcción y sus estados límite, se analiza la respuesta estructural, se diseñan los elementos estructurales de la subestructura y de la superestructura, y se comparan los resultados para las tres etapas de expansión y crecimiento de la Planta Alimenticia.

Capítulo IV.

Está dedicado a describir el Proceso Constructivo del edificio de proceso TPR1. Hace una descripción de los trabajos preliminares para la preparación del terreno, menciona las tolerancias de construcción aplicables y las especificaciones de los materiales más comunes. Expone brevemente el tema de seguridad e higiene dentro de la construcción y proporciona algunas referencias de consulta.

Capítulo V.

Incluye los Programas Generales y Presupuestos de Obra para las tres etapas de construcción y se describen los diferentes criterios de contratación de obras.

Capítulo VI.

Presenta las Conclusiones y Recomendaciones aplicables durante el diseño y construcción del edificio de proceso TPR 1.

Anexos.

Contienen ayudas de diseño, tablas, referencias de las normas mexicanas (NMX), y las guías de seguridad e higiene de la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (CMIC) en coparticipación con la Secretaría del Trabajo y Previsión Social (STPS), aplicables a la construcción del edificio de proceso TPR 1.



I. GENERALIDADES



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



I. GENERALIDADES.

I.1. Antecedentes.

En una planta de la Industria Alimenticia es común encontrar los talleres de producción instalados en edificaciones industriales de diversas características, normalmente, los edificios se construyen en base a las necesidades de distribución de los equipos de proceso, los resultados son en muchos casos, edificios de formas irregulares. La particularidad de esta edificación es que va creciendo conforme a las necesidades de expansión y crecimiento de la Planta. Así, al concluir las tres etapas de construcción se prevé alcanzar su capacidad máxima.

El presente trabajo de tesis, “**Criterios de diseño y construcción de un Edificio de Proceso para la Industria Alimenticia – Aplicación Práctica**”, se enfocará al estudio del edificio denominado “**Taller de Proceso 1**”, TPR 1, el cual será tratado desde el punto de vista de la Ingeniería Civil.

I.2. Ubicación del proyecto.

La localización de una Planta Industrial debe planearse cuidadosamente, ya que el costo para desplazarla por una mala decisión podría ser cuantioso. Los factores representativos para determinar la localización de una instalación industrial son: disponibilidad de mano de obra en cantidad y calidad suficientes, condiciones de vida, facilidad de transporte, energía, agua, disposición de aguas residuales, clima, terrenos disponibles, disponibilidad de materias primas, entre otros.

El proyecto se ubica en una zona de ecosistemas modificados, correspondiente a terrenos bajo la influencia de áreas naturales protegidas. El parque abarca un interesante gradiente de transición, su parte alta pertenece a la región las altas montañas de la sierra madre oriental. Se extiende entre los 2600 y los 900 metros de altitud respecto al nivel medio del mar, en consecuencia, incluye climas fríos, templados y tropicales. Todos los factores anteriores se unen para producir una vegetación altamente diversa, predominando los bosques de coníferas y de encino.

I.3. Descripción del proyecto.

Para la construcción de este tipo de infraestructura, se requiere de extensiones de terreno considerables, pensando en los planes de expansión futura, el arreglo debe ser creativo, de tal manera que se puedan distribuir las diversas áreas de producción de una manera eficiente, acorde a las necesidades del proceso. El emplazamiento de las diferentes áreas estará en función de la distribución de equipos y estos a su vez en función del sentido de flujo del proceso industrial.



A continuación se mencionan los tipos de áreas y servicios que generalmente se requieren en una Planta de Procesamiento de Alimentos:

A. Talleres de producción.

Son las edificaciones donde se inicia el proceso productivo, mediante la transformación de materias primas o ingredientes en alimentos. La zona de proceso de la Planta se compone de dos edificios, el "Taller de Proceso 1", TPR 1, y el "Taller de Proceso 2", TPR 2. El primero será objeto del estudio detallado del presente trabajo de tesis.

El área ocupada en planta baja, hasta la segunda etapa constructiva, es de aproximadamente 630 m² para el TPR 2, y de 375 m² para el TPR 1. Las alturas de los cinco entrepisos en orden ascendente son: 5.50 m, 4.50 m, 3.00 m, 3.75 m y 5.25 m, resultando una altura total del proyecto de 22.00 m; adicionalmente, la zona del elevador se extiende a una altura máxima de 24.60 m. En el capítulo III se hará una descripción más detallada del Edificio TPR 1.

B. Estación de servicios.

Es la estación que recibe los servicios externos, transforma, genera y distribuye los fluidos tales como electricidad, agua caliente, agua helada, agua potable para el proceso, aire comprimido y vapor.

Para la distribución de los servicios a las diferentes áreas, se requieren racks a base de estructura metálica ligera, estos, deben recorrer diversas rutas a lo largo de la planta, de tal forma que lleguen a los diferentes talleres de producción con los servicios requeridos.

C. Recibo y almacenaje de materias primas.

Una vez recibidas las materias primas, se almacenan y quedan disponibles para su uso en los diferentes talleres de producción, ya sean ingredientes o materiales para envase del producto terminado.

D. Almacenaje de productos químicos y de limpieza.

Este tipo de instalaciones deben procurarse dentro de diques de contención, por la delicadeza y peligrosidad de dichos productos. A partir de aquí son enviados al área de producción, estos son usados principalmente como productos de limpieza para los equipos de proceso.

E. Laboratorio.

Para una Planta de Proceso Alimenticio, es obligado un laboratorio que se encargue de realizar el control de calidad, desde los insumos hasta el producto final.

F. Sala de envasado.

Aquí se recibe el producto en su última fase de transformación y se realiza el envasado, obteniendo el producto terminado en diferentes presentaciones comerciales.

G. Almacenaje de producto terminado.

En esta zona se almacena el producto terminado y se pone en tránsito para su destino final al consumidor.



H. Taller de Mantenimiento.

Este departamento se encarga de la conservación de las instalaciones para que la planta esté en óptimas condiciones de operación y funcionamiento.

I. Casa del obrero.

Esta zona aloja las áreas del comedor, vestidores y regaderas para el uso de los empleados y obreros.

J. Red contra Incendio.

Para la protección de las instalaciones y de la inversión, se cuenta con una red hidráulica para el uso de mangueras desde diferentes estaciones mediante gabinetes o hidrantes. Esta instalación tiene la función de prevenir y extinguir incendios en caso de un siniestro.

Consiste en arreglos de tuberías fijas, válvulas, conexiones para mangueras y bombas, conectadas a una fuente de abastecimiento de agua. Dispuestas a lo largo de la Planta Industrial, mediante un cabezal principal de alimentación y ramales secundarios de distribución a gabinetes para mangueras e hidrantes.

K. Alcantarillado.

Los drenajes deben separarse en función de su uso, para esta aplicación se dividió en dos tipos:

1. Drenaje pluvial.

Solamente capta agua durante precipitaciones pluviales y puede descargarse a un cuerpo receptor natural.

2. Drenaje industrial.

Es el que conduce las aguas residuales del proceso, de los servicios de sanitarios y del comedor, éstas deben procesarse en una planta para tratamiento de aguas residuales.

I.4. Recursos naturales.

Los recursos naturales como agua, suelo y clima, son un factor preponderante para el funcionamiento de una Planta de la Industria Alimenticia.

A. Agua.

El agua es un recurso natural indispensable para la vida, la región se caracteriza por tener manantiales que provienen de los deshielos de las altas montañas. El agua es obtenida por medio de pozos profundos y de los manantiales a cielo abierto. Su uso principalmente es dentro de los procesos productivos y en la limpieza de equipos.

B. Suelo.

La región está formada por suelos arcillosos y sedimentos, en los que predominan las rocas del tipo caliza, lo que origina la formación de estratos muy permeables.



C. Clima.

El clima es sub-tropical húmedo templado, con amplia precipitación en el verano, durante esta temporada las lluvias aportan el 90% del agua pluvial captada durante el año, el resto se capta en otoño-invierno.

I.5. Infraestructura regional.

La zona cuenta con todos los servicios básicos, tales como vías de comunicación, energía eléctrica, gas natural, líneas telefónicas, agua potable, drenaje y alcantarillado.

A. Vías de Comunicación.

En lo que se refiere a la transportación terrestre, cuenta con dos carreteras, una de cuota en dos carriles separados en cada dirección, que permite la comunicación entre la capital del país y el sur-este de México, la otra, sin ser de cuota permite la misma comunicación en dos carriles, uno en cada dirección. De igual manera, por vía férrea se cuenta con doble vía para transportación de carga.

B. Energía Eléctrica.

En cuanto al abastecimiento de energía eléctrica del proyecto, se cuenta con una subestación eléctrica principal, la cual recibe la energía eléctrica de la Comisión Federal de Electricidad, CFE, en alta tensión trifásica de 115 000 volts y 60 herzt.

C. Gas Natural.

Para el funcionamiento de calderas y servicios de apoyo en el laboratorio, dentro de la Planta se tiene el sistema de transporte para usos propios, la estación de regulación y medición, y la instalación de aprovechamiento de gas natural, infraestructura a cargo de Petróleos Mexicanos, PEMEX.

D. Líneas Telefónicas.

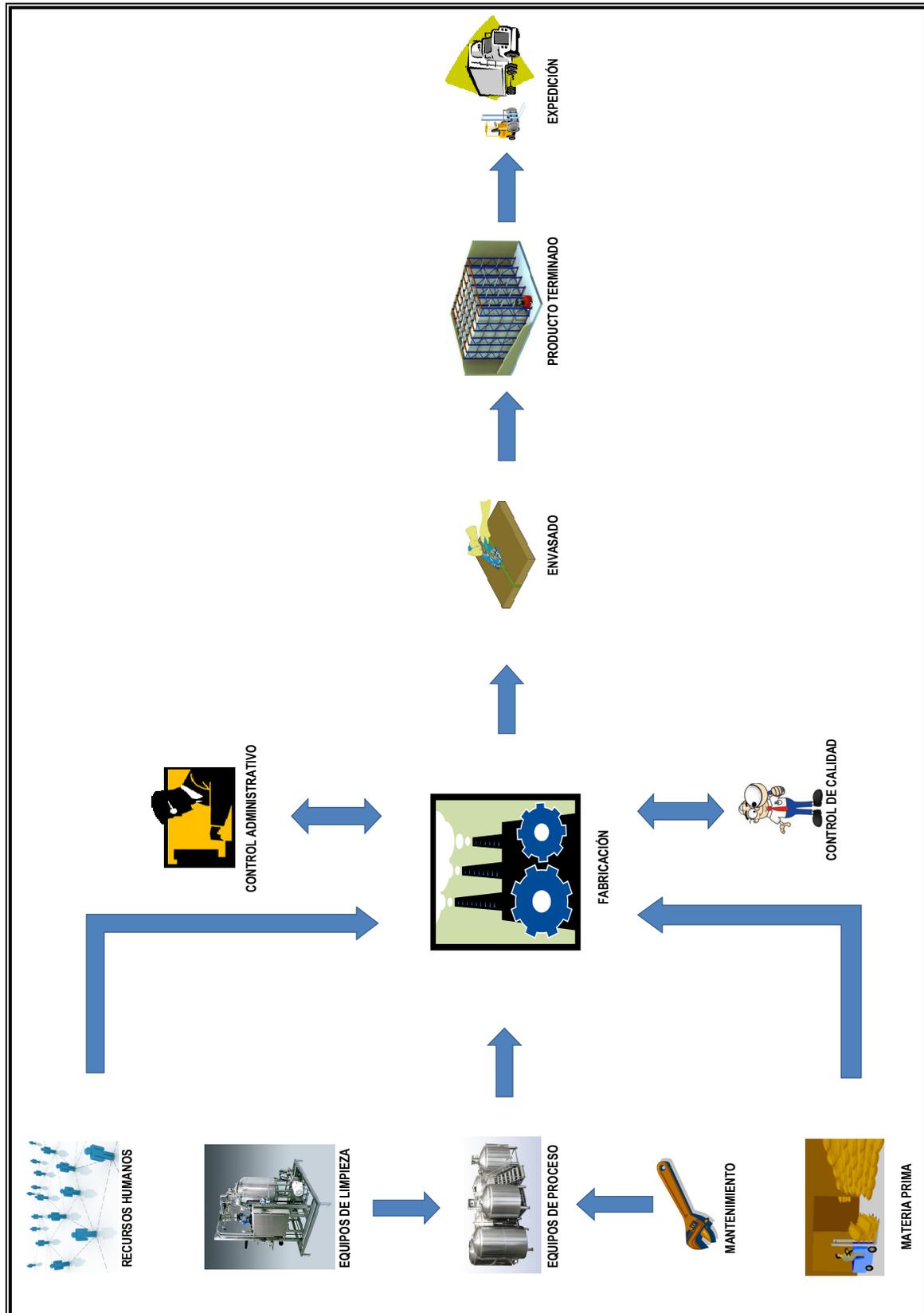
El suministro del servicio telefónico e Internet es por Teléfonos de México, TELMEX, el cual cuenta con una extensa red de telecomunicaciones en la zona.

E. Drenajes y tratamiento de aguas residuales.

El proceso de producción termina con la descarga de aguas residuales fuera de las instalaciones para su tratamiento final, éstas son captadas y transportadas por un subcolector industrial que las conduce hasta la planta tratadora de aguas residuales de la región.

En el diagrama de la figura 1.1., se ilustran los recursos necesarios y el funcionamiento básico de una Planta de Proceso de la Industria Alimenticia.

Fig.1.1. Diagrama de proceso industrial en una Planta Alimenticia.





II. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



II. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

El Estudio de Mecánica de Suelos, es una herramienta que proporciona datos confiables de las condiciones del subsuelo, como capacidad de carga y asentamientos probables, y da sugerencias acerca del sistema de cimentación. Con el uso racional de la información obtenida se puede evitar que se sobrepasen los estados límite del suelo, que puedan producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, productores a su vez de deformaciones importantes como fisuras, grietas, etcétera.

Se realizó el estudio del subsuelo teniendo en cuenta la importancia que representa la inversión y el buen funcionamiento de las construcciones dentro del proyecto de construcción de la Planta Alimenticia.

Con la información geológica y geotécnica obtenida de las muestras inalteradas y alteradas, se determinó la estratigrafía superficial y profunda del subsuelo, las propiedades físicas de los materiales y las propiedades mecánicas del terreno a lo largo de los sondeos, de esta manera, se determinó la profundidad de desplante de las cimentaciones.

II.1. Antecedentes geológicos.

II.1.1. Geología regional.

El predio donde se proyectó la obra se ubica dentro de una región que se caracteriza como una enorme masa de rocas, cenizas volcánicas, arcillas y limos de diversos tipos, acumulados en innumerables y sucesivos episodios volcánicos, iniciados a mediados de la era terciaria o cenozoica (hace unos 35 millones de años) y continuados hasta el presente.

II.1.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Atendiendo a su sismicidad y conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo, el proyecto se ubica en la zona B de la Regionalización sísmica de la República Mexicana, segunda en orden de actividad creciente de las cuatro en que se divide el país, ver figura B.7 del Anexo B. En la sección II.5, se determinará la clasificación del suelo y su correspondiente coeficiente sísmico.

II.2. Métodos de exploración y muestreo en campo.

El RCDF04 establece que la exploración del subsuelo no será inferior a dos metros de profundidad, para el caso de cimentaciones someras, y en el caso de cimentaciones profundas, el sondeo deberá penetrar 3 m el estrato incompresible a partir del cual se desea apoyar la cimentación.

Para definir las condiciones estratigráficas, calidades de los materiales y capacidad de carga de las diferentes zonas de construcción se realizaron cinco sondeos, de los cuales dos fueron del tipo pozo a cielo abierto (PCA), a 3 m de profundidad en promedio, y tres del tipo penetración estándar (SPT), a 15.00 m, 25.00 m y



25.15 m de profundidad en promedio. De los PCA se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas para determinar parámetros de deformación en pruebas de consolidación y capacidad de carga última en pruebas de compresión no confinada – no consolidada (UU). De los SPT se obtuvieron muestras alteradas, con las que se realizó un perfil estratigráfico continuo, se revisaron las propiedades índice y se obtuvo el contenido de agua.

Durante el proceso de crecimiento de la Planta Industrial y hasta la actualidad, se han desarrollado en el predio diversos estudios de suelos, permitiendo correlacionar la información entre ellos y así establecer el mejor criterio para el diseño de las cimentaciones.

II.2.1. Pozo a cielo abierto (PCA).

El pozo a cielo abierto, permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y obtener muestras inalteradas de los estratos principales superficiales, para realizar en laboratorio los ensayos clasificatorios necesarios y determinar sus propiedades índice y mecánicas. Esta técnica es la más recomendable en suelos secos y duros, los resultados obtenidos son muy confiables.

Para la realización de un PCA se puede utilizar herramienta manual o equipo mecánico de excavación, en este caso se realizó con máquina retroexcavadora, la obtención de muestras inalteradas se realizó con espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo y brea (cera de Campeche).

Para el labrado de la muestra cúbica inalterada, en la excavación se marca la sección deseada, se labran los lados del cubo de suelo (25 cm x 25 cm x 25 cm), y se extrae. Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna de brea caliente mediante una brocha y en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta con su identificación.

Para asegurar la confiabilidad en los resultados, las muestras cúbicas deben obtenerse de una zona que no haya sufrido alteraciones durante el proceso de excavación, que se almacenen protegidas del sol y que se transporten con protecciones para evitar que se golpeen.

En las figuras 2.1 a 2.6 se muestra el proceso descrito para la obtención de muestras inalteradas del PCA-2.



Figura 2.1. Trabajos de excavación.



Figura 2.2. Recolección de muestra inalterada.



Figura 2.3. Obtención de la primera muestra inalterada.



Figura 2.4. Obtención de la segunda muestra inalterada.



Figura 2.5. Perfil estratigráfico.

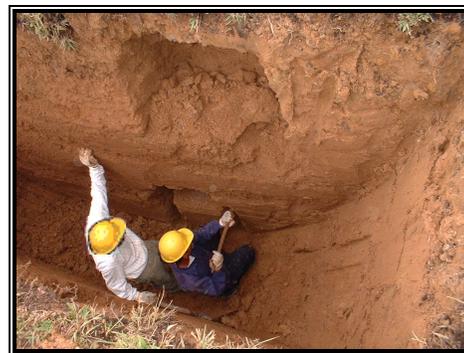


Figura 2.6. Obtención de la tercera muestra inalterada.

II.2.2. Sondeo de penetración estándar (SPT).

La prueba de penetración estándar, (**SPT**, por sus siglas en inglés), permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar a través de las capas del suelo, y a su vez, se obtienen muestras alteradas para identificar las características de los suelos del sitio a diferentes profundidades. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, así como las propiedades índice y mecánicas.

Para llevar a cabo el muestreo, se deja caer libremente desde una altura de 0.75 m un martinete de 64 kgf de peso sobre un yunque acoplado a una sarta de tubería de perforación y en cuyo extremo se encuentra el muestreador o penetrómetro de doble caña. De esta manera se puede estimar la resistencia directa correlacionada al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, la compacidad o densidad relativa y el ángulo de fricción interna, correlacionados en suelos friccionantes mediante el conteo del número de golpes necesarios para hincar los 30 cm el penetrómetro estándar y obtener las muestras para la identificación de los suelos en el sitio.

En la figura 2.9 se muestra un esquema del procedimiento descrito y en las figuras 2.7 y 2.8 se muestra el equipo y la obtención de muestras alteradas para el SPT-3. En la figura 2.10 se muestra la localización en

planta de los sondeos PCA-2 y SPT-3, correspondientes a la zona de construcción de los edificios TPR 1 y TPR 2.



Figura 2.7. Realización del sondeo.



Figura 2.8. Obtención de muestras alteradas.

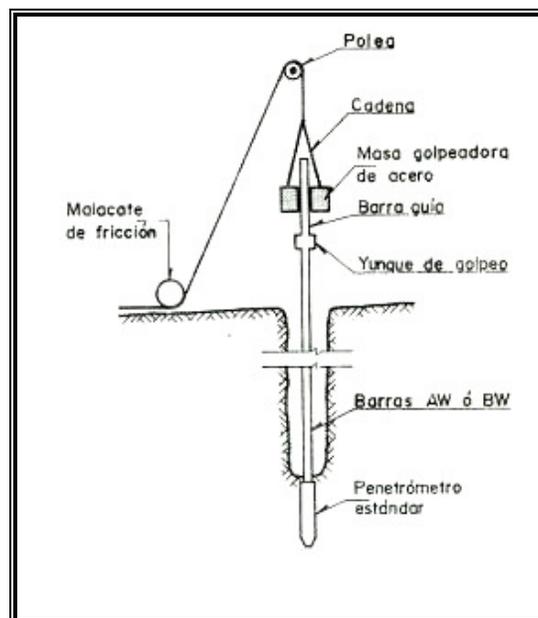
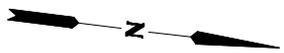
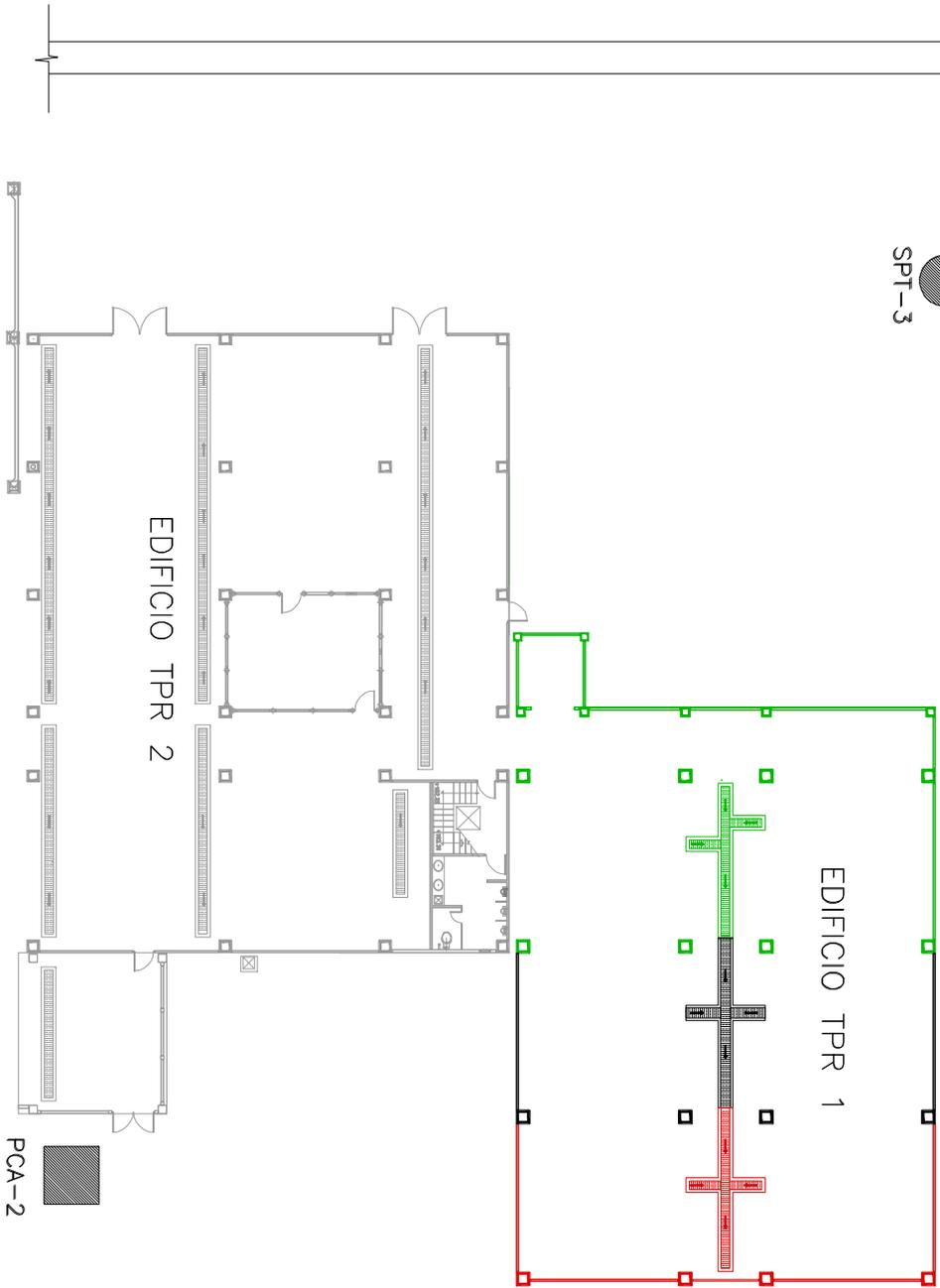


Figura 2.9. Esquema general de un SPT.

En las figuras 2.11 a 2.14 se muestran algunas de las herramientas más comúnmente empleadas para la obtención de muestras alteradas e inalteradas en las pruebas de penetración estándar.

SPT-3



EDIFICIO TPR 2

EDIFICIO TPR 1



PCA-2

SIMBOLOGIA

-  PRIMERA ETAPA TPR 1
-  SEGUNDA ETAPA TPR 1
-  TERCERA ETAPA TPR 1
-  EDIFICIO TPR 2
-  POZO A CIELO ABIERTO
-  SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PLANTA Localización de sondos PCA-2 y SPT-3



tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA

Director: M. en C. AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ

Co-Director: M. en C. JOSÉ LUIS TRINOS SUÁREZ

Asesor: M. en C. J. LITZ/APM



Métodos de exploración y muestreo.

Fig. 2.10. Localización de sondeos PCA-2 y SPT-3.

A. Tubo de pared delgada (tubo Shelby).

Está constituido por un tubo bipartido de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, ésta a su vez, montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca el muestreador por percusión desde la superficie.

El empleo de estos tubos permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas, para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico.

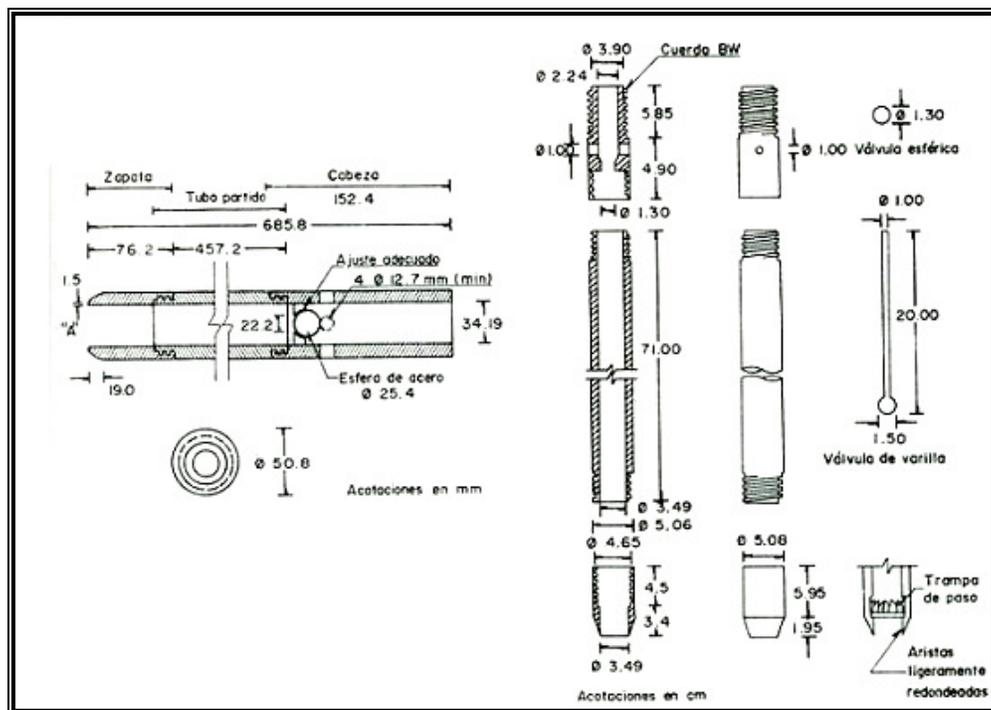


Figura 2.11. Tubo Shelby.

B. Tubo dentado.

Está constituido por un tubo de acero, unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez, montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca por rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1.0 cm de altura y 3 cm de base, la sierra se forma con alteraciones de un diente recto y uno doblado, de 0.2 cm hacia el exterior. Con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo, el diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

El empleo de esta herramienta permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos cementados, las muestras se obtienen con un mínimo de alteración.

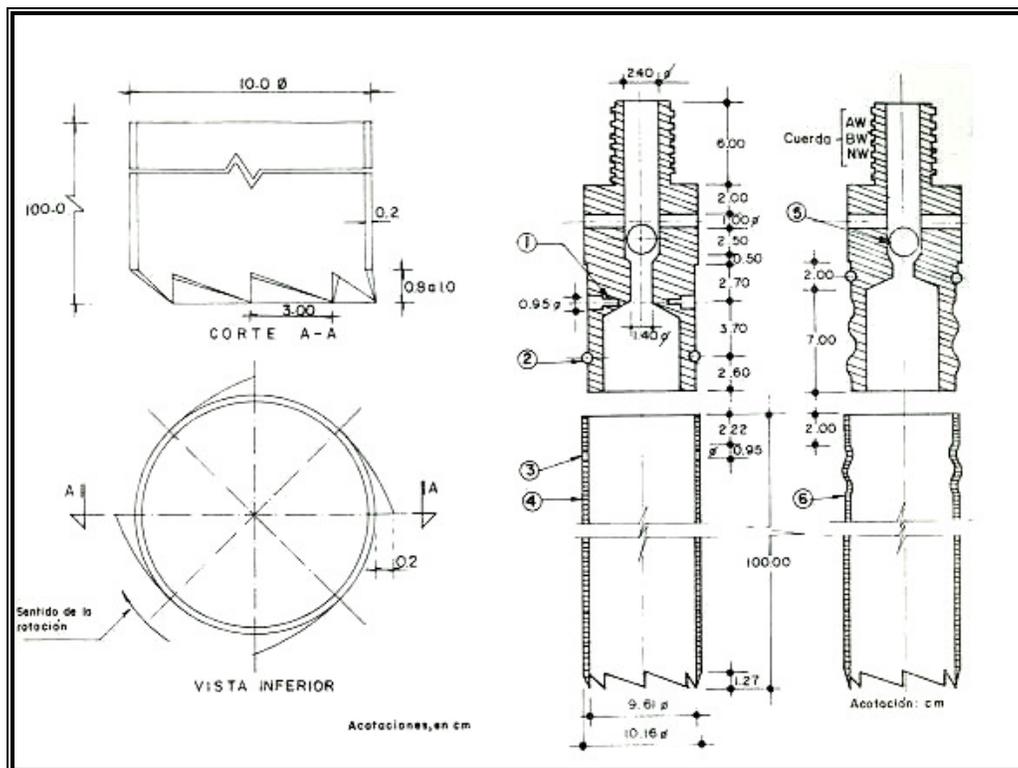


Figura 2.12. Tubo Dentado.

C. Broca tricónica.

Está constituido por tres conos giratorios embalados, que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras y de prismas agudos para rocas blandas, se fabrican en diversos diámetros; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie, se utiliza un fluido de perforación (agua, lodo o aire) que sale del centro de la broca.

Esta herramienta se puede emplear para perforar desde rocas duras a suelos duros, permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos o cementados, las muestras se obtienen alteradas. Es inadecuada para perforar suelos blandos ya que la lubricación no limpia eficientemente los dientes de corte y por lo tanto se atascan con la masa de suelo.

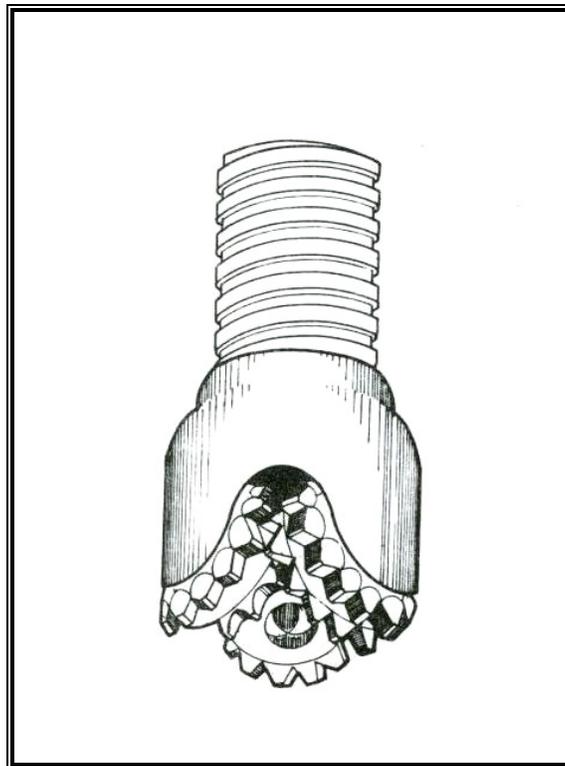


Figura 2.13. Broca tricónica.

D. Barril Denison.

Esta herramienta consiste en dos tubos concéntricos; el del interior penetra en el suelo a presión y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire), que se hace circular entre ambos tubos.

El empleo de esta herramienta que opera a rotación y presión simultáneamente, permite obtener especímenes de arcillas duras y limos compactos o cementados con pocas gravas, las muestras se obtienen alteradas por contaminación, ya sea, por el nivel freático cuando se trabaja por debajo de éste, o bien, cuando se trabaja encima, por el agua o lodo de perforación.

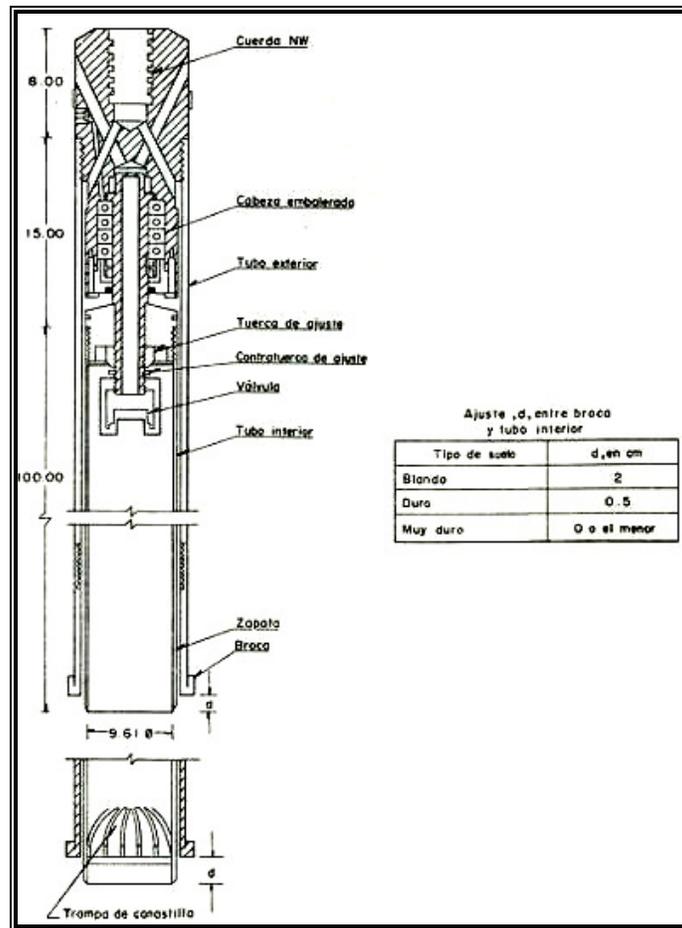


Figura 2.14. Barril Denison.



II.3. Pruebas de laboratorio.

II.3.1. Propiedades índice.

Con las muestras alteradas e inalteradas se realizaron las pruebas de clasificación macroscópica, visual y al tacto. Aplicando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, **SUCS**, se obtuvieron los límites de consistencia o de Atterberg (Límite Líquido y Plástico), y se realizaron, el análisis granulométrico, el contenido natural de agua y la densidad de sólidos.

Un criterio a seguir para la identificación de suelos es el uso de la tabla A.1 del anexo A, donde se presenta una descripción simplificada del SUCS.

A. Clasificación macroscópica.

La primera y más importante decisión está dada por el contenido de finos, definido como el correspondiente a partículas de diámetro equivalente menor a 0.075 mm, que pasan por la malla # 200. Si menos del 50% en peso del suelo pasa por la malla # 200, entonces el suelo es “grosso” y se subclasifica en arena o grava, usando el tamiz # 4. De lo contrario, el suelo es “fino” y se subclasifica en limo o arcilla.

B. Plasticidad.

Es la propiedad de los suelos finos por lo cual pueden sufrir deformaciones rápidas sin recuperación elástica, sin cambio apreciable de volumen y sin deformarse ni agrietarse. De acuerdo a la variación del agua en su interior, éste irá pasando por diferentes estados de consistencia, las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se usan *los límites de Atterberg o límites de consistencia*. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

Estos límites se basan en el concepto de que, en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo cuando está seco se encuentra en estado sólido, es decir, ya no cambia de volumen aunque si puede cambiar su peso. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente al estado semisólido, es decir, va cambiando de volumen y peso, en seguida pasará al estado plástico, el material se asemeja a la plastilina, y finalmente pasa a la fase líquida, cuando el material se asemeja a un fluido.

Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg, estos se toman de manera arbitraria, por lo que deben concebirse como límites aproximados. Los ensayos se realizan en un laboratorio apropiado y se definen tres límites.

Mediante el Límite Líquido (*LL*), el Límite Plástico (*LP*) y el Límite de Contracción (*LC*), se puede conocer el comportamiento de los suelos finos. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelos que pasan por la malla # 40. La diferencia entre los valores de límite líquido y el límite plástico da como resultado el Índice Plástico (*IP*) del suelo.

1. Límite Líquido (LL%).

Se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra. De esta forma, según Atterberg, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte de 0.025 kgf/cm^2 . Esta propiedad se mide en laboratorio mediante el procedimiento siguiente:

- Se toman 0.10 kgf de material que pasa por la malla # 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave, agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.
- Se deposita un poco de esta mezcla en la copa de Casagrande, como la de la figura 2.15a.
- Se forma una masa alisada de un espesor de 1 cm en la parte más profunda de la copa. El suelo colocado dentro de la copa de Casagrande se divide en la parte media con un ranurador, ver figura 2.15b.
- Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, golpeando consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm ($1/2''$). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade más agua volviendo a mezclar.
- Cuando se cierra en un número de golpes entre 6 y 35, se toman 0.01 kgf aproximadamente, del suelo en la proximidad de la ranura cerrada y se determina el contenido de humedad inmediatamente. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se repite el procedimiento hasta que tres ensayos consecutivos den una conveniente serie de números.
- Teniendo el suelo otros contenidos de humedad se repite el proceso en la copa accionándola a razón de dos golpes por segundo. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta.
- Se unen los tres puntos marcados por el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio, se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
- Se conectan los puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.



Figura 2.15a. Copa de Casagrande.



Figura 2.15b. Muestra de suelo dentro de la copa de Casagrande.



2. Límite Plástico (LP%).

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado sencillo; consiste en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo con un diámetro de 3 mm, para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro. Al llegar a este diámetro, se desarma el cilindro, y vuelve a amasarse hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada. Con ese contenido de humedad el suelo se vuelve quebradizo (por pérdida de humedad) o se vuelve polvoriento. Se mide el contenido de humedad, el cual corresponde al Límite Plástico.

Se recomienda realizar este procedimiento al menos 3 veces para disminuir los errores de interpretación o medición.

3. Índice de plasticidad (Ip%).

Es el rango de contenido de agua en que el suelo se comporta plásticamente, se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_p\% = LL\% - LP\%.$$

Con estos valores se consulta la carta de plasticidad de Arthur Casagrande (1902 -1981), figura B.6 del Anexo B, con ésta, se está en condiciones de clasificar el tipo de suelo. Una vez clasificado, se recurre a información cualitativa, disponible en el medio, para determinar el comportamiento del suelo o sus propiedades mecánicas de forma aproximada. En la tabla A.2 del Anexo A, se muestran correlaciones con valores orientativos para diferentes características de suelos.

4. Contenido natural de agua (W%).

El procedimiento para conocer el estado sólido es introducir una muestra de suelo inalterado en un horno a una temperatura entre 105 y 110° C durante 24 horas, con los datos del peso del suelo húmedo (Sh) y el peso del suelo seco (Ss); el contenido natural de agua (W %) se calcula con la siguiente expresión:

$$W\% = (Sh - Ss / Ss) \times 100.$$

5. Límite de Contracción o contracción lineal (LC%).

Es cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al someterse a secado. Es decir, es el contenido de humedad por debajo del cual, una pérdida de agua por secado no produce una reducción aparente de volumen del suelo.

El método consiste en medir el peso y el volumen, de una muestra de suelo totalmente seca, y en ese momento podría decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese "sus vacíos llenos de agua".



Para determinar el límite de contracción, se coloca en una cápsula el suelo húmedo y se determina su peso (Sh) y volumen (Vh), siendo (Vh) también el volumen de la cápsula. Se seca el suelo en un horno y se obtiene su peso (Ss) y volumen (Vs). El problema está en obtener (Vs), el cual se logra conociendo el peso del mercurio desplazado por el suelo seco, operación que es delicada.

Así, el límite de contracción del suelo se calcula de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$LC\% = \frac{[(Sh - Ss) - (Vh - Vs) \gamma_w]}{Ss} * 100$$

Donde:

LC	límite de contracción, %
$(Vh - Vs) \gamma_w$	peso del agua perdida
$(Sh - Ss) - (Vh - Vs) \gamma_w$	peso del agua en la muestra

Los valores característicos para límite de contracción (LC), del suelo en arcillas es de 4 a 14%, en limos es de 0 a 15%. En las arenas no se da cambio del volumen por el secado.

C. Análisis granulométrico.

El análisis granulométrico es un ensaye cualitativo, mediante el cual se hace la medición de los granos de una formación sedimentaria y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica, el resultado es representado por una gráfica. La información obtenida es cualitativa y nos servirá para relacionar con otros suelos de características semejantes, a través de esta comparación podremos pre-estimar su comportamiento mecánico.

El método de determinación granulométrico más sencillo es cribar las partículas por una serie de mallas o tamices de distintos anchos de entramado, que actúan como filtros de los granos. A este mecanismo se le conoce con el nombre de tamizadora o cribadora, en la figura 2.16 se muestra una tamizadora típica y en la figura 2.17 se muestra la escala granulométrica que define cada tipo de suelo.



Figura 2.16. Tamizadora.



Escala granulométrica	
Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0,002 mm
Limos	0,002-0,06 mm
Arenas	0,06-2 mm
Gravas	2 mm-6 cm
Cantos rodados	6-25 cm
Bloques	>25 cm

Figura 2.17. Escala granulométrica.

En la figura 2.18 se muestran las gráficas de distribución granulométrica para el perfil obtenido del sondeo SPT-3.

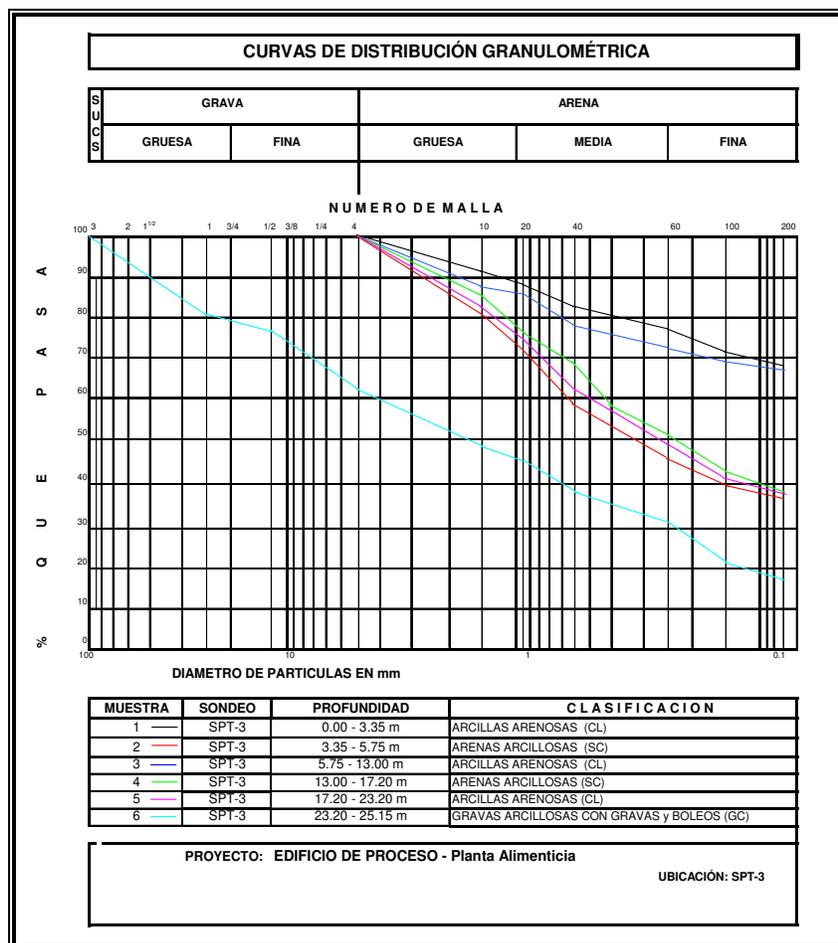


Figura 2.18. Curvas granulométricas SPT-3.



II.3.2. Descripción estratigráfica.

A. Pozo a Cielo Abierto 1 (PCA-1).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 17.56 %, límite líquido de 33.45 %, límite plástico de 17.94 %, índice plástico de 14.23 %, contracción lineal 3.12 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.325 tonf/m³, que va de 0.00 a 0.20 m de profundidad.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con gravas y boleos (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.28 %, límite líquido de 30.61 %, límite plástico de 16.08 %, índice plástico de 14.53 %, contracción lineal de 2.98 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.389 tonf/m³, que va de 0.20 m a 1.00 m de profundidad.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.81 %, límite líquido de 31.92 %, límite plástico de 17.11 %, índice plástico de 14.81 %, contracción lineal de 3.24 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.322 tonf/m³, que va de 1.00 m a 1.80 m de profundidad.

Cuarta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.30 %, límite líquido de 34.56 %, límite plástico de 18.55 %, índice plástico de 16.01 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.347 tonf/m³, que va de 1.80 m a 3.00 m de profundidad.

B. Pozo a Cielo Abierto 2 (PCA-2).

Primera unidad.- Arcillas arenosas con gravas (CL), color café a gris, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.59 %, límite líquido de 31.26 %, límite plástico de 16.58 %, índice plástico de 14.23 %, contracción lineal 3.42 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.315 tonf/m³, que va de 0.00 a 0.30 m de profundidad.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con boleos (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 17.25 %, límite líquido de 32.57 %, límite plástico de 17.46 %, índice plástico de 15.11 %, contracción lineal de 3.27 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.337 tonf/m³, que va de 0.30 m a 1.40 m de profundidad.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas con boleos hasta 5" de espesor (CL), color café claro, con consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.91 %, límite líquido de 31.75 %, límite plástico de 16.59 %, índice plástico de 15.16 %, contracción lineal de 2.93 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.353 tonf/m³, que va de 1.40 m a 3.00 m de profundidad.

C. Sondeo de Penetración Estándar 1 (SPT-1).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL) color café oscuro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 16.41 %, límite líquido de 32.14 %, límite



plástico de 17.59 %, índice plástico de 15.11 %, contracción lineal 3.09 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.387 tonf/m³, que va de 0.00 a 1.80 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 5 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de mala a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con boleas (CL), color café claro, de consistencia firme, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.17%, límite líquido de 31.89 %, límite plástico de 16.63 %, índice plástico de 15.26 %, contracción lineal 2.96 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.412 tonf/m³, que va de 1.80 m a 3.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 15 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 30° y una consistencia firme, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Tercera unidad.- Gravas arcillosas (GC), café oscuro, de compacidad suelta, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 15.23 %, límite líquido de 29.92 %, límite plástico de 14.34 %, índice plástico de 15.58 %, contracción lineal de 1.44 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.727 tonf/m³, que va de 3.15 m a 4.35 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una compacidad suelta, estrato que presenta de malas a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Cuarta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 14.42 %, límite líquido de 31.74 %, límite plástico de 16.21 %, índice plástico de 15.53 %, contracción lineal de 3.00 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.468 tonf/m³, que va de 4.35 m a 6.05 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas con grava (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 13.09 %, límite líquido de 32.98 %, límite plástico de 16.92 %, índice plástico de 16.06 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.476 tonf/m³, que va de 6.05 m a 10.50 m de profundidad.



En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 39 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 35° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Sexta unidad.- Gravas arcillosas con boleos (GC), color café claro a gris, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.41 %, límite líquido de 28.65 %, límite plástico de 14.64 %, índice plástico de 14.02 %, contracción lineal de 4.07 %, densidad de sólidos 2.6 %, peso volumétrico húmedo 1.782 tonf/m³, que va de 10.50 m a 15.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas. Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

D. Sondeo de Penetración Estándar 2 (SPT-2).

Primera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.22 %, límite líquido de 31.81 %, límite plástico de 17.41 %, índice plástico de 14.39 %, contracción lineal 3.01 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.357 tonf/m³, que va de 0.00 a 6.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 7 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 28° y una consistencia media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arcillas arenosas con gravas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 21.70 %, límite líquido de 31.82 %, límite plástico de 17.38 %, índice plástico de 14.44 %, contracción lineal 3.02 %, densidad de sólidos 2.3 %, peso volumétrico húmedo 1.384 tonf/m³, que va de 6.00 m a 7.80 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 31 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café oscuro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.86 %, límite líquido de 32.81 %, límite plástico de 17.50 %, índice plástico de 15.32 %, contracción lineal 3.07 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.410 tonf/m³, que va de 7.80 m a 11.40 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 37 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.



Cuarta unidad.- Arenas arcillosas (SC), color café oscuro, de compacidad compacta, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.41 %, límite líquido de 28.60 %, límite plástico de 19.43 %, índice plástico de 9.17 %, contracción lineal 2.91 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.443 tonf/m³, que va de 11.40 m a 19.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 37 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y una compacidad compacta, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.78 %, límite líquido de 31.95 %, límite plástico de 17.33 %, índice plástico de 14.62 %, contracción lineal 3.23 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.457 tonf/m³, que va de 19.00 m a 25.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 31 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación. Se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

E. Sondeo de Penetración Estándar 3 (SPT-3).

Primera unidad.- Arcillas arenosas con gravas y boleos (CL), de consistencia dura, color café a gris, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.30 %, límite líquido de 31.71 %, límite plástico de 18.98 %, índice plástico de 12.73 %, contracción lineal 2.90 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.398 tonf/m³, que va de 0.00 a 3.35 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 32 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y con consistencia dura, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Segunda unidad.- Arenas arcillosas con boleos (SC), color café claro, con compacidad relativa media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.25 %, límite líquido de 28.48 %, límite plástico de 18.37 %, índice plástico de 10.11 %, contracción lineal 2.82 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.417 tonf/m³, que va de 3.35 m a 5.75 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 22 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 32° y con compacidad relativa media, estrato que presenta de regular a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.



Tercera unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia muy firme, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.35 %, límite líquido de 31.70 %, límite plástico de 18.09 %, índice plástico de 13.61 %, contracción lineal de 2.39 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.425 tonf/m³, que va de 5.75 m a 12.60 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 28 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 33° y una consistencia muy firme, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación. Se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas y se encontró nivel de aguas freáticas (NAF) hasta la profundidad de 6.00 m.

Cuarta unidad.- Arenas arcillosas con boleos (SC), color café claro, de compacidad media, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 18.85 %, límite líquido de 28.78 %, límite plástico de 18.43 %, índice plástico de 10.35, contracción lineal de 2.85 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.448 tonf/m³, que va de 12.60 m a 17.00 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas.

Quinta unidad.- Arcillas arenosas (CL), color café claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 19.13 %, límite líquido de 31.65 %, límite plástico de 18.81 %, índice plástico de 12.84 %, contracción lineal de 2.87 %, densidad de sólidos 2.4 %, peso volumétrico húmedo 1.468 tonf/m³, que va de 17.00 m a 23.20 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 40 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm, indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 35° y una consistencia dura, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas de los edificios y su cimentación.

Sexta unidad.- Gravas arcillosas (GC), color gris claro, de consistencia dura, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 12.91 %, límite líquido de 28.96 %, límite plástico de 14.89 %, índice plástico de 14.08 %, contracción lineal de 1.84 %, densidad de sólidos 2.5 %, peso volumétrico húmedo 1.733 tonf/m³, que va de 23.20 m a 25.15 m de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de avance con barril, recuperando muestras alteradas.

En la Tabla 2.1 se muestran, en forma resumida, los resultados obtenidos de los ensayos de las muestras tomadas en los diferentes sondeos, en color azul, se muestran los sondeos realizados en la zona donde se desplantó el edificio para el "Taller de Proceso 1", **TPR 1**, y en la figura 2.19 se muestra el perfil estratigráfico del SPT-3.



Tabla 2.1. Resumen de resultados de laboratorio.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	W (%)	LL (%)	IP (%)	CLASIF. SUCS	LC (%)	PVSM (kgf/m ³)	LP (%)
PCA-1	M1	0.00 - 0.20	17.56	33.45	14.23	CL	3.12	1325	17.94
	M2	0.20 - 1.00	16.28	30.61	14.53	CL	2.98	1389	16.08
	M3	1.00 - 1.80	14.81	31.92	14.81	CL	3.24	1322	17.11
	M4	1.80 - 3.00	12.30	34.56	16.01	CL	2.87	1347	18.55
SPT-1	M1	0.00-1.80	16.41	32.14	15.11	CL	3.09	1387	17.59
	M2	1.80-3.00	14.17	31.89	15.26	CL	2.96	1412	16.63
	M3	3.15-4.35	15.23	29.92	15.58	GC	1.44	1727	14.34
	M4	4.35-6.05	14.42	31.74	15.53	CL	3.00	1468	16.21
	M5	6.05-10.50	13.09	32.98	16.06	CL	2.87	1476	16.92
	M6	10.50-15.0	12.41	28.65	14.02	GC	4.07	1782	14.63
SPT-2	M1	0.00-6.00	20.22	31.81	14.39	CL	3.01	1357	17.41
	M2	6.00-7.80	21.70	31.82	14.44	CL	3.02	1384	17.38
	M3	7.80-11.40	20.86	32.81	15.32	CL	3.07	1410	17.5
	M4	11.40-19.0	18.41	28.60	9.17	SC	2.91	1443	19.43
	M5	19.0-25.00	20.78	31.95	14.62	CL	3.23	1457	17.33
SPT-3	M1	0.00-3.35	19.30	31.71	12.73	CL	2.90	1398	18.98
	M2	3.35-5.75	18.25	28.48	10.11	SC	2.82	1417	18.37
	M3	5.75-12.60	19.35	31.70	13.61	CL	2.89	1425	18.09
	M4	12.60-17.0	18.85	28.78	10.35	SC	2.85	1448	18.43
	M5	17.0-23.20	19.13	31.65	12.84	CL	2.87	1468	18.81
	M6	23.2-25.15	12.91	28.96	14.08	GC	1.84	1737	14.89
PCA-2	M1	0.00-0.30	16.59	31.26	14.23	CL	3.42	1315	16.58
	M2	0.30-1.40	17.25	32.57	15.11	CL	3.27	1337	17.46
	M3	1.40-3.00	12.91	31.75	15.16	CL	2.93	1353	16.59

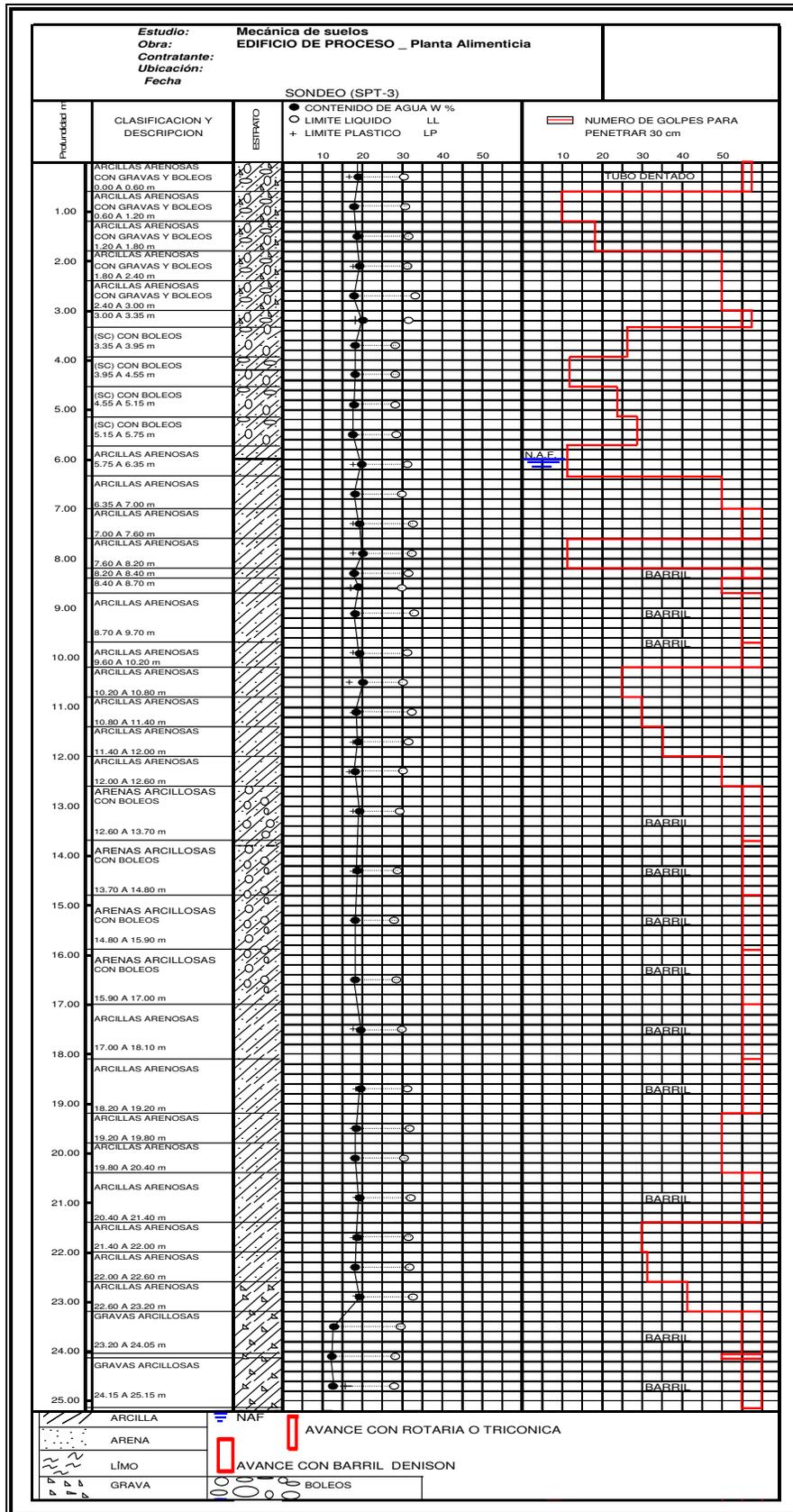


Figura 2.19. Perfil estratigráfico SPT-3.



II.3.3. Propiedades mecánicas.

A. Resistencia al corte.

La capacidad de carga depende del tipo de suelo que se tenga en sitio, un suelo generalmente falla por una combinación de tensiones, tangenciales y normales que actúan sobre la superficie de falla. Cuando estas tensiones rebasan la resistencia al corte del suelo se presenta la falla. La capacidad al corte de un suelo está influenciada por diversos factores como, la velocidad de aplicación de las cargas, carga y descarga, pero fundamentalmente la resistencia se ve influenciada por su contenido de agua.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, se pueden obtener mediante pruebas de corte directo “in situ” como, prueba de la veleta, y en el caso de las arcillas, por medio de una prueba de compresión triaxial en un laboratorio de mecánica de suelos.

Las pruebas triaxiales más comunes son:

1. Triaxial lenta UU, no consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos a los que les serán aplicadas las cargas a largo plazo.

2. Triaxial rápida CU, consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos preconsolidados.

3. Triaxial rápida UU, no consolidada - no drenada.

Es para determinar la capacidad al esfuerzo cortante en suelos a los que les serán aplicadas las cargas a corto plazo.

En este caso, para los estratos a menos de 3 m de profundidad, se realizó la prueba de compresión triaxial rápida, no consolidada - no drenada, (**UU**, por sus siglas en inglés). Para los sondeos profundos se establecieron valores con correlaciones para definir las propiedades mecánicas.

B. Prueba de compresión triaxial rápida (UU).

La prueba de compresión triaxial sirve para determinar el estado de esfuerzo – deformación y resistencia de una masa de suelo. La prueba de compresión triaxial rápida, no consolidada - no drenada, es la de mayor aplicación para suelos cohesivos o cohesivos friccionantes, por su rapidez y confiabilidad de sus resultados.

El procedimiento consiste en aplicar un esfuerzo axial de compresión σ_1 a una probeta de suelo, obtenida de una muestra inalterada del sitio de obra. La probeta se coloca dentro de una cámara triaxial como la de la figura 2.21, dentro de la cámara triaxial la probeta es sometida previamente a un esfuerzo de confinamiento σ_3 . Desde el exterior se le aplica un esfuerzo axial σ_1 creciente, en intervalos de tiempo constantes y hasta alcanzar la falla.

El esfuerzo producto de la carga axial aplicada sobre la probeta confinada será entonces $\sigma_1 - \sigma_3$, a éste se le llama esfuerzo desviador.

Durante el proceso de aplicación de cargas se miden las deformaciones y con el esfuerzo desviador se traza la curva esfuerzo - deformación unitaria. En el esquema de la figura 2.20 se muestra el estado general de esfuerzos y resultados en una probeta de suelo durante la prueba.

Se recomienda realizar este procedimiento al menos tres veces con tres valores de confinamiento diferentes. En este caso, se aplicaron esfuerzos de confinamiento $\sigma_3^1 = 0.125 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_3^2 = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ y $\sigma_3^3 = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$. Con los resultados obtenidos se trazan los círculos de Mohr, donde se determina el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Bajo este criterio, se consigna en la figura 2.22 el resultado de la prueba de una muestra obtenida del PCA - 2 a 1.20 m de profundidad.

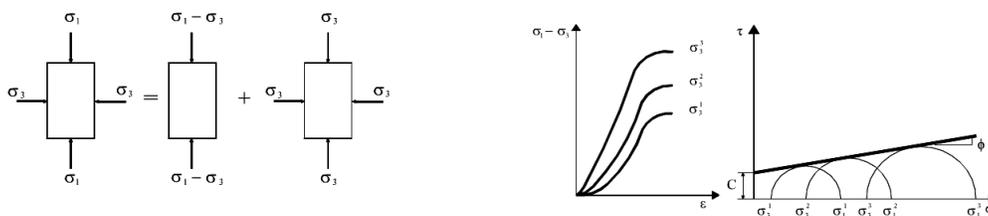


Figura 2.20. Esquema de esfuerzos y resultados en una probeta de suelo en ensayo triaxial.

La resistencia al corte de un suelo mixto, es decir, cohesivo - friccionante, puede determinarse con los resultados gráficos y analíticamente mediante la ecuación de Coulomb:

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

Donde:

- S: resistencia al corte del suelo, kgf/cm^2
- c: cohesión del suelo, kgf/cm^2
- σ_i : presión intergranular, kgf/cm^2
- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.

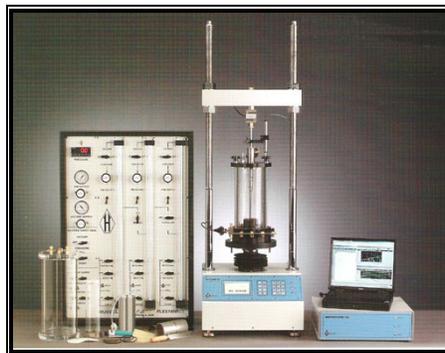


Figura 2.21. Cámara triaxial.

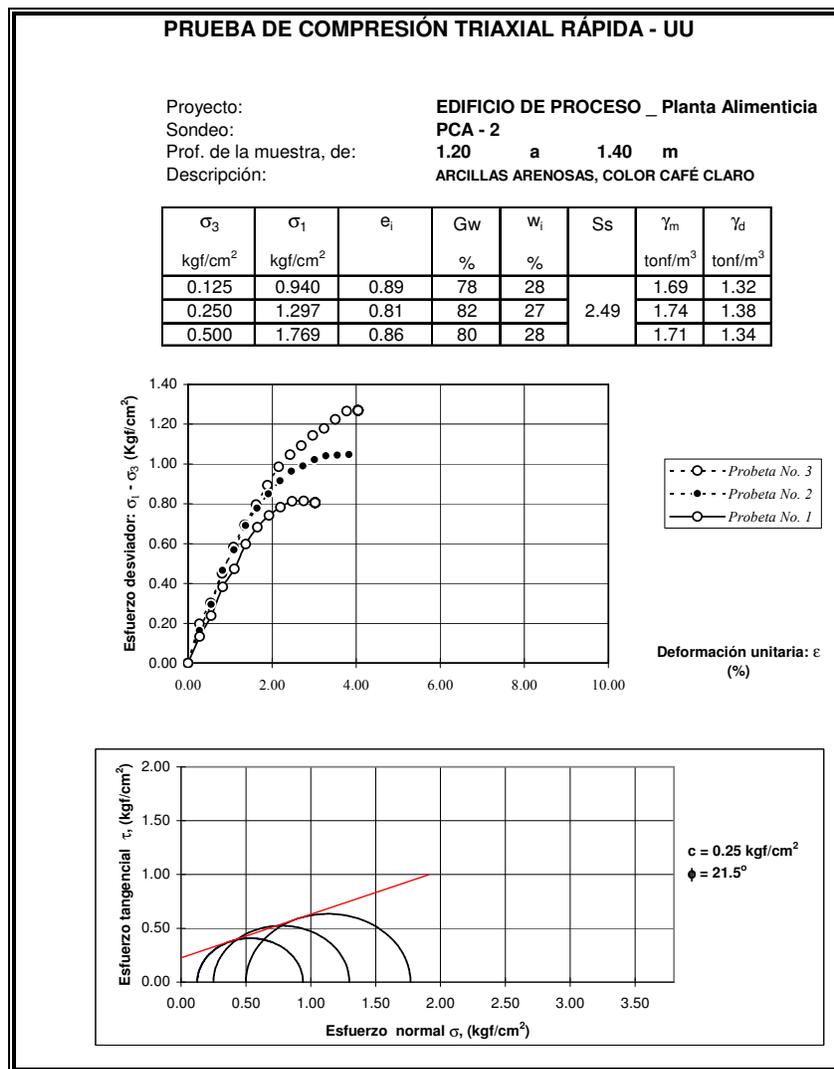


Figura 2.22. Resultado de la prueba Triaxial Rápida - UU, PCA-2.

II.3.4. Consolidación de suelos.

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos con presencia de agua, provocado por la aplicación de cargas sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Al aplicar la carga sobre la masa de suelo, se presenta un incremento de la presión de poro del suelo, ocasionando el desplazamiento del agua de su interior a una velocidad controlada en función de la permeabilidad del propio suelo. Esto se refleja en la reducción de vacíos y por consecuencia en la deformación del suelo por asentamiento.

La consolidación de un suelo es un proceso lento, puede durar meses y hasta años. Al comienzo es más veloz, y se va haciendo cada vez más lento, hasta que el suelo llega a una nueva situación de equilibrio en la que ya no se mueve.

No se deben confundir los términos consolidación y compactación. La consolidación es el proceso natural, que ocurre en función de la carga aplicada en un suelo y el tiempo que transcurra soportando dicha carga. Por el contrario, la compactación es un proceso mecánico llevado a cabo por el hombre, generalmente con equipo mecánico, para la obtención de un estado mayor de consistencia del suelo. En IV.1.3 se describe el proceso de compactación de un suelo.

A. Consolidación unidimensional.

Siendo la compresibilidad una de las propiedades más significativas de las arcillas, que dependen de la estructura sólida propia del suelo y de la historia de cargas a que han estado sometidos (secado, hundimientos por explotación de acuíferos, construcciones y rellenos), es necesario realizar en laboratorio, pruebas sobre especímenes inalterados de las muestras que se han recabado en los diversos sondeos. La prueba más aceptada es la de consolidación unidimensional.

La prueba consiste en someter a compresión confinada una probeta cilíndrica de suelo inalterado, dentro de un aparato llamado Consolidómetro o Edómetro, ver figuras 2.23a y 2.23b, en el que al aplicar la carga, el agua se evacua a través de dos piedras porosas, superior e inferior. La aplicación de la carga axial se hace de forma incremental, duplicándose en lapsos de 24 horas durante un periodo aproximado de 12 a 14 días, para carga y descarga de la probeta. Con un extensómetro se toman los registros de deformación vs. tiempo, también se toman los registros de carga vs. relación de vacíos. Finalmente, la descarga se hace gradual y la probeta experimenta una expansión, una vez descargada totalmente, la muestra se extrae y se determina su contenido de humedad.

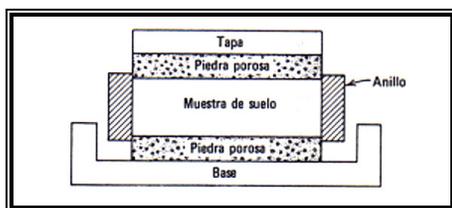


Figura 2.23a. Edómetro de anillo flotante.

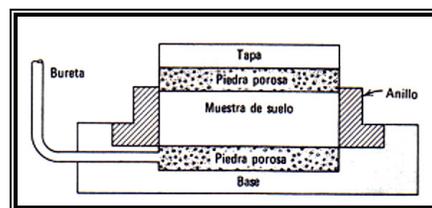


Figura 2.23b. Edómetro de anillo rígido.

Con la información obtenida de la prueba, se construye en una curva semilogarítmica la gráfica de relación de vacíos vs. presión vertical.

Los resultados obtenidos de una probeta del PCA-2 a una profundidad de 1.20 m son representados en la gráfica de la figura 2.24, con ella es posible predecir los asentamientos por consolidación primaria de las cimentaciones de edificaciones en la Planta de Proceso de la Industria Alimenticia.

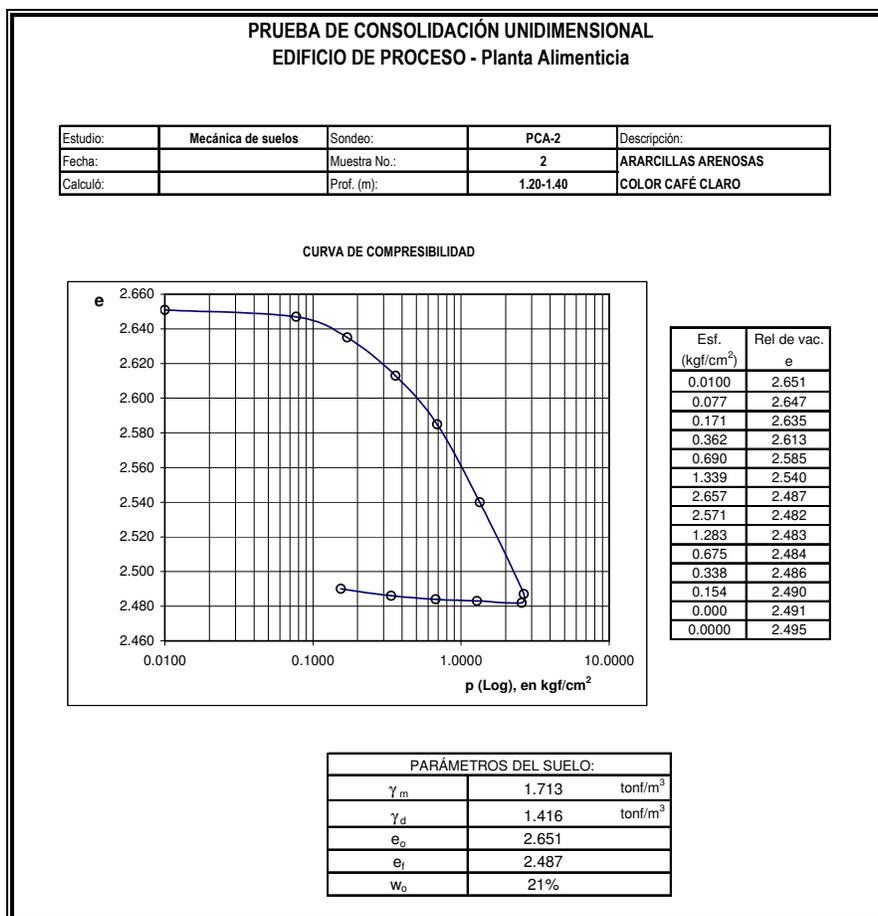


Figura 2.24. Resultado de la prueba de Consolidación Unidimensional, PCA-2.

La estimación de asentamientos diferidos o por consolidación primaria para cimentaciones someras y llevando la capacidad del suelo hasta su capacidad máxima de $P = 7 \text{ tonf/m}^2$, se calculan con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$



Donde:

- ΔH : asentamiento de un estrato H
- Δz : espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes, se considera un estrato compresible abajo de las cimentaciones superficiales de 2.20 m de espesor.
- e_0 : relación de vacíos inicial. Se considera normalmente el que tiene la muestra, corresponde a la presión al instante anterior a la aplicación de la carga Δp en la curva de compresibilidad.
- Δp : incremento de presión efectiva inducido por la carga superficial.
 $\Delta p = P + \gamma_d \Delta z$; si $P = 0.7 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \Delta p = 0.7 + ((1.416 \times 2.2) / 10) = 1.012 \text{ kgf/cm}^2$
- Δe : es la variación de la relación de vacíos, $(e_0 - e_f)$, considerada desde el punto de la curva de compresibilidad, correspondiente a las condiciones iniciales en campo, hasta el valor de presión Δp , inducida por la sobrecarga añadida al terreno debida a la construcción; de la figura 2.24 se obtiene la relación de vacíos inicial y final, $e_0 = 2.585$ y $e_f = 2.555$.

Resulta:

$$\Delta H = [(2.585 - 2.555) / (1 + 2.585)] \times 2.2 = 0.0184 \text{ m} \Rightarrow \Delta H = 1.84 \text{ cm.}$$

Por otro lado, los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularon en primera aproximación usando los valores de la teoría elástica, con los parámetros elásticos correlacionados del suelo investigado. La estimación de estos se hizo utilizando la expresión definida para una placa rígida, apoyada en un medio elástico semi-infinito, propuesta por J. Boussinesq:

$$\delta = PB \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} I$$

Donde:

- P : presión de contacto aplicada al suelo de cimentación, 0.7 kgf/cm^2
- B : ancho de la cimentación, considerando una losa de $10.0 \text{ m} \times 20.0 \text{ m} \Rightarrow B = 1000 \text{ cm}$.
- ν : relación de Poisson, 0.3
- E_s : módulo de elasticidad del suelo, estimado en 280 kgf/cm^2 a la profundidad de 1.20 m
- I : valor de influencia según el tipo de cimentación, $I = 1.53$ para una cimentación flexible con relación $L / B = 2$, ver tabla A.3 del Anexo A.

Entonces:

$$\delta = 0.7 \times 1000 \times (1 - 0.3^2) \times 1.53 / 280 \Rightarrow \delta = 3.5 \text{ cm.}$$



Por lo que los asentamientos por consolidación primaria, más los asentamientos elásticos instantáneos, para una cimentación que pudiera soportar una construcción cuyas cargas estáticas sean del orden de $P = 7 \text{ tonf/m}^2$, podrían alcanzar un máximo de **5.5 cm**.

Procediendo de la misma manera para la cimentación profunda del edificio en su conjunto, de la figura 2.25 podemos determinar los valores teóricos de presión e incremento de presión con el razonamiento siguiente:

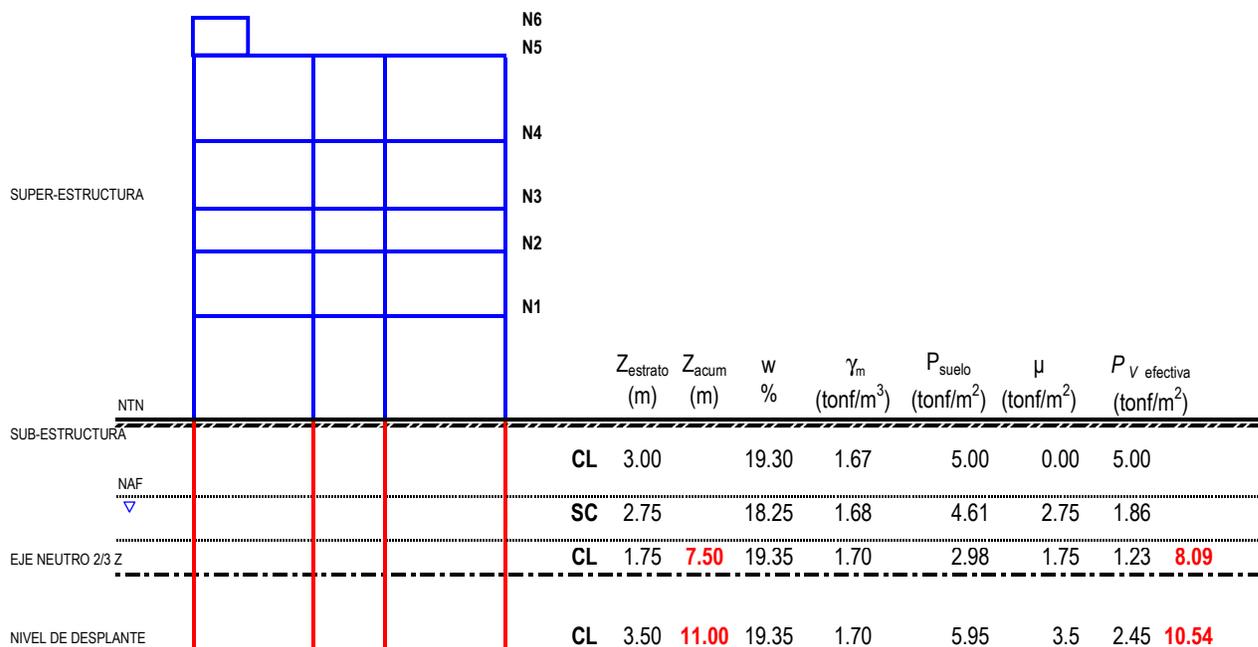


Figura 2.25. Esquema suelo – estructura.

Considerando la hipótesis, que la incidencia de esfuerzos de la cimentación a los estratos profundos es en el eje neutro del grupo de pilas, considerado éste a partir de la profundidad $2/3 Z = 7.5 \text{ m}$. Entonces tendremos ubicado a ese nivel el incremento teórico de presión inicial de las descargas propias de la estructura. Tomando una descarga unitaria del edificio equivalente a 3.6 tonf/m^2 , más 1.0 tonf/m^2 por peso propio de la cimentación, más el peso de la masa de suelo correspondiente a 7.5 m de espesor, la presión efectiva inicial a la profundidad del eje neutro vale, $P_V = (4.6 + 8.09) = 12.69 \text{ tonf/m}^2$, y el incremento de presión en el apoyo de las pilas a 11 m de profundidad será, $\Delta p = (4.6 + 10.54) = 15.14 \text{ tonf/m}^2$.

De la curva de consolidación unidimensional figura 2.24 se obtienen los parámetros, $e_0 = 2.545$ y $e_f = 2.520$, por lo que:

$$\Delta H = [(2.545 - 2.520) / (1 + 2.545)] \times 3.5 = 0.0246 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 2.46 \text{ cm.}$$



Para la estimación de asentamientos elásticos se consideró lo siguiente:

- P presión de contacto aplicada al suelo de cimentación a una profundidad de 7.5 m, en
 $P = 0.46 \text{ kgf/cm}^2$
- B ancho de la cimentación, considerando la base del edificio completo 19.0 m x 26.6 m =>
 $B = 1900 \text{ cm}$
- ν relación de Poisson, 0.3
- E_s módulo de elasticidad del suelo a una profundidad de 7.5 m, estimado en 600 kgf/cm^2
- I valor de influencia según el tipo de cimentación, $I = 1.36$ para una cimentación flexible con relación $L / B = 1.5$, ver tabla A.3 del Anexo A.

Entonces:

$$\delta = 0.46 \times 1900 \times (1 - 0.3^2) \times 1.36 / 600 \quad \Rightarrow \quad \delta = 1.8 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, los asentamiento por consolidación primaria, más los asentamientos elásticos instantáneos para el edificio completo, podrían alcanzar un máximo de **4.3 cm**.

II.4. Análisis de capacidad de carga en cimentaciones.

II.4.1. Cimentaciones superficiales.

Con los especímenes realizados de los tres sondeos de penetración estándar, se determinó que superficialmente se tiene una capa de arcillas arenosas compresibles, de 1.20 m de espesor, que en promedio presentan 3 golpes para penetrar 30 cm el estrato.

Subyaciendo al estrato anterior se tienen una arcilla arenosa, limos arenosos con gravilla medianamente compresibles, que van de 1.20 m a 6.60 m de profundidad y en promedio presentan de 5 a 7 golpes para ser penetrados 30 cm.

Por último, de 6.60 m hasta la máxima profundidad explorada, se tienen en promedio 28 golpes para ser penetrado el terreno 30 cm, correspondiente a materiales de arcilla con limos e incluso fragmentos de roca empacados en limos arenosos de baja compresibilidad.

Si se considera que el terreno que subyace al primer estrato tiene en promedio de 5 a 7 golpes en la prueba de penetración estándar, y tomando la información de estudios aledaños, podemos asignar al terreno una consistencia media correlacionada con valores de cohesión del orden de 0.3 kgf/cm^2 .

Tomando como base el dato de cohesión anterior, de 3 tonf/m^2 , y utilizando los criterios del RCDF04 y sus NTC's, válida para cimentaciones desplantadas sobre suelos cohesivos (arcillas), se tiene lo siguiente:



$$\frac{\sum QF_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Donde:

$\frac{\sum QF_c}{A}$	es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada a nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga
A	área de la cimentación,
c_u	cohesión aparente del suelo, 3.0 tonf/m ² ,
N_c	factor de capacidad de carga, 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) = 6.2 para el cálculo de N_c , se consideró una losa de 10.0 m x 20.0 m
F_R	factor de reducción, 0.35
p_v	peso volumétrico total del suelo, 1.65 tonf/m ³
D_f	profundidad de desplante, 0.80 m.

Sustituyendo los valores correspondientes, la suma de las acciones verticales no deberán rebasar la capacidad de carga del terreno de **7.5 tonf/m²**, a una profundidad de 0.80 m.

Para el análisis anterior se considera que el nivel de desplante de todas las cimentaciones someras serán al menos a 0.80 m de profundidad con respecto al nivel de terreno natural, debajo de éstas, se tendrá una capa de material mejorado de al menos 0.60 m de espesor. El material será de banco de buena calidad, compactado en capas de 20 cm de espesor al 95 % de su peso volumétrico seco máximo. Ver ficha de ensaye de material de base y sub-base en figura B.5 del anexo B.

II.4.2. Cimentaciones profundas.

Como se vio en el esquema de la figura 2.25 se tienen atravesados tres principales estratos en el perfil litológico, de los que se obtendrán los parámetros de diseño para las pilas de cimentación. Aplicando el criterio del RCDF04 y sus NTC's para Diseño y Construcción de Cimentaciones, la resistencia de pilas de cimentación individual o por grupo deberá cumplir la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < R$$

Donde:

$\sum QF_c$	es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada a nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, las acciones considerarán el peso propio de la subestructura.
-------------	---



R es la capacidad de carga por punta más la capacidad de carga por adherencia, de un pilote o de un grupo de pilotes, $R = C_p + C_f$,

Por lo que:

$$C_p = A_p (c_u N_c^* F_R + p_v) \quad \text{capacidad por punta}$$

$$C_f = (A_L f F_R) \quad \text{capacidad por fricción}$$

Donde:

- A_p área transversal en la base de la pila
- c_u cohesión aparente del suelo de apoyo a la profundidad de 11 m, 15 tonf/m²
- N_c^* coeficiente de capacidad de carga en función del ángulo de fricción aparente, 13
- p_v presión vertical total debida a la presión del suelo a la profundidad de desplante
- A_L área lateral de la pila
- f adherencia lateral c_u promedio a lo largo del fuste, equivalente al valor de 5 tonf/m²
- F_R factor de reducción, 0.7
- R_{efectiva} capacidad de carga de las pilas incluyendo su peso propio
- F_{re} factor de reducción de escala, se aplica para pilas coladas en sitio.

En la tabla 2.2 se consignan los resultados de las capacidades de cargas usando el método propuesto por el RCDF04 considerando la resistencia por fricción y por punta. En la tabla 2.3 se pueden ver los resultados de las capacidades de cargas mediante el método aproximado propuesto por Meyerhof, considerando solo la resistencia por punta en función del número de golpes para penetrar 30 cm el estrato de suelo y utilizando un factor de seguridad de cuatro. Ambas tablas han sido obtenidas para tres diferentes diámetros de pilas y en base a las características del subsuelo; en la tabla 2.4 se muestra el resumen de propiedades del suelo del sondeo SPT-3.

Tabla 2.2. Resultados para capacidad de carga en pilas, método de las NTC's del RCDF04.

$$R = A_p(c_u N_c^* F_R + p_v) + (A_L f F_R)$$

Df (m)	D (m)	Fre	Ap (m ²)	Cf (tonf)	Cp (tonf)	R= Cf + Cp (tonf)	W _{prop.} de pila (tonf)	R _{efectiva} (tonf)	Asentamiento (cm)
11	0.80	0.69	0.50	96.76	76.46	149.70	13.27	136.4	2.90
11	1.00	0.67	0.79	120.95	119.48	200.60	20.73	179.9	3.06
11	1.20	0.65	1.13	145.14	172.04	256.46	29.86	226.6	3.21



Tabla 2.3. Resultados para capacidad de carga en pilas, método aproximado.

$$R = (40NA_p) / FS$$

Df (m)	D (m)	N	Ap (m ²)	Cp (tonf)	FS	W _{prop.} de pila (tonf)	R = Cp/FS (tonf)	Asentamiento (cm)
11	0.80	28	0.50	563.0	4	13.27	127.5	2.71
11	1.00	28	0.79	879.6	4	20.73	199.2	3.38
11	1.20	28	1.13	1266.7	4	29.86	286.8	4.06

Tabla 2.4. Resumen de propiedades del suelo, sondeo SPT-3.

Datos del SPT 3

Estrato	Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Número de golpes	Ángulo de fricción (°)	Peso V. Seco (ton/m ³)
1	0.00 => 3.50	3.50	32	34	1.40
2	3.50 => 5.75	2.25	22	32	1.42
3	5.75 =>12.60	6.85	28	33	1.43
	Total	12.60			
	Promedio		28	33	1.42
4	12.60 =>17.00	4.40	>50		1.45
5	17.00 =>23.20	6.20	40	35	1.47
6	23.00 =>25.15	1.95	>50		1.73

Para la resistencia de las pilas de cimentación se adoptarán los valores más conservadores, consignados en la tabla 2.2, obtenidos con el criterio de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, del RCDF04.



II.5. Clasificación del tipo de suelo y coeficiente sísmico.

II.5.1. Clasificación del tipo de suelo.

La respuesta del suelo ante excitaciones sísmicas depende de varios factores que están relacionados con la estructura geométrica y heterogeneidad del depósito de suelo. Con el propósito de obtener el coeficiente sísmico para el diseño de la estructura, se tomó como base el criterio de la referencia 3.1., para clasificación de suelos, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Se determina el tipo de suelo en el sitio estimando las velocidades de propagación de ondas, el módulo de rigidez al corte y el periodo natural del suelo.

Con la información obtenida de un estudio geofísico para la perforación de un pozo profundo para extracción de agua potable a 250 m de profundidad, podemos establecer dos estratos generales entre el nivel de terreno de desplante y el nivel de terreno firme. Ver estratigrafía general en tabla A.4 del anexo A.

Se considera base rígida o nivel de terreno firme, aquel bajo el cual todos los estratos poseen velocidades de propagación $\beta_o \geq 700$ m/seg o módulos de rigidez $G_o \geq 85\ 000$ tonf/ m².

Para los estratos comprendidos entre el nivel de terreno firme y la superficie, se calculará el periodo fundamental de vibrar T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sitio con la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

Donde:

T_s : Periodo natural del suelo, (seg)

H_s : Espesor del estrato equivalente, (m)

β_s : Velocidad efectiva de propagación de onda del estrato equivalente, (m/seg).

$$\beta_s = \frac{\sum_{m=1}^M \beta_m h_m}{H_s}$$

Así también:

β_m : velocidad de propagación de onda del m-ésimo estrato de suelo, (m/seg)

h_m : espesor del m-ésimo estrato de suelo, (m).



$$\beta_m = \sqrt{\frac{G_m}{\gamma_m / g}}$$

Luego entonces:

G_m : módulo de rigidez al corte del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m²)

g : aceleración de la gravedad, 9.81 m/seg²

γ_m : peso volumétrico del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m³)

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

Finalmente:

E_m : Módulo de elasticidad del m-ésimo estrato de suelo, (tonf/m²)

ν : Módulo de Poisson = 0.4, (adimensional)

Con las características de los estratos obtenidos del estudio geofísico, se obtienen las siguientes propiedades:

A. Estrato de suelo 1.

Arcillas arenosas.

h_m 1:	Estrato de 0.0 m a 6.0 m
γ_m 1:	1.40 tonf/m ³
E_m 1:	2 480 tonf/m ²
G_m 1:	886 tonf/m ²
β_m 1:	79 m/seg

B. Estrato de suelo 2.

Conglomerados gruesos.

h_m 2:	Estrato de 6.0 m a 50.0 m
γ_m 2:	1.60 tonf/m ³
E_m 2:	84 400 tonf/m ²
G_m 2:	32 400 tonf/m ²
β_m 2:	429 m/seg

**C. Estrato de suelo 3.**

Brechas gruesas y roca fracturada (se considera como nivel de terreno firme).

h_o :	Estrato de 50.0 m a 69.0 m
γ_o :	1.70 tonf/m ³
G_o :	85 000 tonf/m ²
β_o :	700 m/seg

Sustituyendo:

$$\beta_s = \frac{44 \times 429 + 6 \times 79}{50} = 387 \text{ m/seg}$$

$$T_s = \frac{4 \times 50}{387} = 0.5168 \text{ seg}$$

Siguiendo el procedimiento descrito y tomando los valores característicos de la tabla de microregionalización sísmica del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, $\beta_c = 400$ m/seg y $T_c = 5.3$ seg, para la zona B, y con el período natural del suelo obtenido, $T_s = 0.5168$ seg, se procede a la clasificación del tipo de suelo aplicando el criterio siguiente:

Suelo Tipo I cuando	$\beta_s \geq \beta_o$	$387 < 700$
Suelo Tipo II cuando	$\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$	$2\ 257 > 2\ 120$ se cumple
Suelo Tipo III cuando	$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$	$2\ 257 > 2\ 120$

II.5.2. Determinación del coeficiente sísmico.

Atendiendo los valores recomendados por el manual de obras civiles de CFE, 1993, el suelo del sitio se clasifica como **Tipo II**, ubicado en la zona B, de acuerdo a la Regionalización sísmica de la República Mexicana, figura B.7 del Anexo B. Por lo que el coeficiente sísmico básico recomendado para el diseño del Edificio de Proceso TPR 1 será, **c = 0.30**.



III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural es un proceso creativo de aproximaciones sucesivas, para la solución de un proceso constructivo de una obra de Ingeniería Civil. En el presente capítulo se hará el análisis y diseño estructural del edificio denominado “Taller de Proceso 1”, **TPR 1**, como parte integral de la tesis, “**Criterios de Diseño y Construcción de un Edificio de Proceso para la Industria Alimenticia – Aplicación Práctica**”.

III.1. Seguridad estructural y bases de diseño.

La seguridad estructural implica la revisión de las construcciones dentro del marco teórico de especificaciones y reglamentos actualizados de uso común. El objetivo de este estudio es la revisión estructural del edificio antes mencionado, para proveerlo de una seguridad “adecuada”, ante la aparición de estados límite de falla para las solicitaciones más desfavorables que lleguen a presentarse durante la vida de la estructura; se debe evitar también que se sobrepasen los estados límite de servicio durante la operación del inmueble.

Para el diseño y revisión del edificio en estudio, se utilizó como documento base el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**, para definir los parámetros de diseño sísmico y eólico, se adoptaron los criterios de los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, **CFE**, en su versión 1993.

Para establecer la relación entre acción y respuesta estructural, se usó el programa **ECOgcW, versión 2.16**, el cual, es un procedimiento computarizado de simulación que permite analizar y determinar la distribución de fuerzas internas, deflexiones y deformaciones, con éstas, se revisa que ningún estado límite sea rebasado. También, el programa realiza el diseño de traveses y columnas, con base a los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**.

III.1.1. Descripción conceptual del proyecto.

El estudio consiste en realizar la revisión y el diseño estructural de un edificio de cinco niveles, más, el cuarto de máquinas para un elevador que viaja en toda la altura del edificio y que tiene una capacidad de carga de 2 tonf. Este estudio tiene la particularidad que el edificio será construido en tres diferentes etapas, el edificio “completo”, tendrá capacidad en su interior para alojar seis tanques de proceso.

La primera etapa está ubicada entre los ejes constructivos 3b al 6a y del J al N, comprende la instalación de dos de los seis tanques de proceso que se piensan operar; las dimensiones del cuerpo principal del edificio en planta son, 11.0 m x 19.0 m a ejes de columnas, y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 221 m² aproximadamente; la estructura tiene un cubo para elevador con dimensiones en planta de 3.4 m x 2.9 m y altura de 24.6 m, adosado por el exterior a la esquina sur-oeste del cuerpo principal.



La segunda etapa está localizada entre los ejes constructivos 3b al 7b y del J al N, comprende la instalación de cuatro de los seis tanques de proceso antes mencionados. Las dimensiones del cuerpo principal del edificio en planta son, 19.0 m x 19.0 m a ejes de columnas y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 375 m² aproximadamente, la ubicación y dimensiones del cubo para elevador ya se describieron.

La tercera etapa está localizada entre los ejes constructivos 3b al 9a y del J al N, comprende la instalación de los seis tanques de proceso. La dimensión final del cuerpo principal del edificio en planta es de 26.6 m x 19.0 m a ejes de columnas y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 538 m² aproximadamente, de igual forma, la ubicación y dimensiones del cubo para elevador corresponden a las etapas ya descritas.

Las alturas de entrepiso para las tres etapas de construcción son:

Planta baja	N0	0.00 m
Primer piso	N1	+ 5.50 m
Segundo piso	N2	+10.00 m
Tercer piso	N3	+13.00 m
Nivel de operación	N4	+16.75 m
Azotea	N5	+22.00 m
Cuarto de maquinas	N6	+24.60 m

Contiguo al “Taller de proceso 1” y separada por una junta de construcción de 32.5 cm libres a paños interiores de columnas entre los ejes J y K, se tiene la presencia de otra edificación, el “Taller de proceso 2” TPR 2. Dentro de éste, se aloja la escalera de comunicación para acceder a los niveles N1 +5.50 m, N2 +10.00 m y N4 +16.75 m, tanto del propio edificio como del TPR 1. En un principio se pretendía tener un solo conjunto, dado que ambos edificios pertenecen a la misma área de producción. El propósito de dividirlo en dos estructuras es evitar un comportamiento estructural extraño, aún, a pesar que ambas caen dentro de la clasificación de estructuras irregulares de acuerdo al RCDF04, así, se tienen dos estructuras con comportamientos independientes.

En IV.5, se muestran las figuras 4.28 a 4.33 con los planos constructivos arquitectónicos conforme a la descripción antes citada.

III.1.2. Sistema estructural.

Una de las características que hacen especial a esta estructura es, que solo existe sistema de piso en el nivel del N +16.75 m, el cual corresponde a una zona para operación y limpieza de los tanques de proceso, el piso de operación ocupa el 70% del área total del entrepiso, así mismo, la losa de la azotea general ocupa el 98% de la superficie total del mismo, más abajo, en el nivel N +5.50 m se cuenta con una pequeña losa para la llegada del elevador y representa el 2% de la superficie total del nivel, mientras que el cuarto de máquinas del elevador tiene una losa maciza de 10.20 m².



El sistema estructural planteado para la cimentación, N 0.00 m, fue mediante pilas de concreto reforzado, desplantadas a -11.00 m de profundidad y cuyos diámetros son 100 cm y 120 cm, estas pilas quedaron unidas mediante una retícula de trabes de liga de concreto reforzado. En la zona del elevador se construyeron pilas de 80 cm de diámetro, ligadas por muros de concreto reforzado para conformar la fosa del equipo. La cimentación es un cuerpo rígido, lo que permitirá que los movimientos de los apoyos de la estructura se presenten de manera uniforme, evitando desplazamientos relativos entre ellos.

La distribución de las pilas quedó de manera tal que debajo de cada columna se tiene una pila, con excepción del eje K, zona en la que se encuentra una junta de construcción en la colindancia con el edificio TPR 2. En este caso se resolvió con dos pilas unidas por una trabe de liga rígida, sobre ésta se apoyan las columnas de los dos edificios, quedando excéntricos los ejes verticales de las columnas con relación a los ejes verticales de las pilas.

En cuanto a la capacidad de carga de cada pila se consideraron los resultados proporcionados por el Estudio de Mecánica de Suelos, consignados en el capítulo II.

El piso del nivel N 0.00 m está formado por un pavimento de concreto reforzado para una capacidad de carga de 4 tonf/m².

La superestructura se resolvió con columnas cuadradas y trabes rectangulares de concreto reforzado coladas en sitio, formando un conjunto tridimensional de marcos ortogonales, los marcos perimetrales son rigidizados parcialmente por los muros de fachada, éstos, son de tabique hueco de cerámica confinados, unidos con mortero y reforzados interiormente.

En lo que se refiere a los sistemas de piso, el nivel N +5.50 m y primer piso de llegada del elevador, cuenta con una pequeña losa maciza de concreto reforzado colada en sitio. Los niveles N +10.00 m y N +13.00 m no tienen ningún sistema de piso. El nivel N +16.75 m se resolvió con un sistema mixto de losas de concreto prefabricadas pretensadas, de sección tipo doble T y una capa de compresión de concreto reforzado, y losas macizas de concreto reforzado, ambas coladas en sitio. La azotea N +22.00 m se resolvió totalmente con losas de concreto prefabricadas pretensadas, de sección tipo doble T y una capa de compresión de concreto reforzado colada en sitio, el techo del cuarto de máquinas para el elevador se resolvió con una losa maciza de concreto reforzado, también colada en sitio.

III.1.3. Acciones de diseño.

Las acciones permanentes (*carga muerta*), W_{CM} , son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Para dichas acciones se tomó en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos estructurales, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales para determinar un valor máximo probable de la intensidad de carga. Cuando el efecto de la acción permanente es favorable a la estabilidad de la estructura, se determina un valor mínimo probable de la intensidad. La sobrecarga (*peso muerto*), W_{RCDFO4} , calculada de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementó en 20 kgf/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o



precolada, se coloca una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementa también en 20 kgf/m², de manera que el incremento total es de 40 kgf/m².

Las acciones variables (*carga viva*), W_{CV} , son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. La carga viva con intensidad máxima, W_{CVm} , se determinó como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleó para combinación con los efectos de acciones permanentes.

La carga viva con intensidad instantánea, W_{CVa} , se determinó como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como un sismo, y se empleó para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.

La carga viva con intensidad mínima, W_{CVmin} , se emplea cuando el efecto de la acción es favorable a la estabilidad de la estructura, esta condición se tomó igual a cero.

Las acciones accidentales (*acciones sísmicas, efectos del viento, cargas de granizo, vibraciones, etc.*), son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas en instantes o lapsos de algunas horas.

Las acciones básicas que se consideraron para el análisis y diseño de la estructura fueron en base a las siguientes condiciones básicas de cargas:

Condición 1 = carga muerta	(W CM)
Condición 2 = carga viva máxima	(W CVm)
Condición 3 = carga viva instantánea	(W CVa)
Condición 4 = carga accidental	
SISMO X	(SX)
SISMO Y	(SY)
VIENTO	(V)

III.1.4. Análisis de cargas.

A. Carga muerta W_{CM} .

1. Carga uniformemente distribuida sobre losas de entrepiso (diafragmas).

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m

Peso de losa maciza h=12 cm de espesor W_{CM} 290 kgf/m²

Peso de impermeabilizante W_{CM} 20 kgf/m²

Peso muerto RCDF04 W_{RCDF04} 40 kgf/m²

Total carga muerta N +24.60 m W_{CM} 350 kgf/m²



Azotea general N +22.00 m	
Peso de losa "TT" h=50 cm	W CM 440 kgf/m ²
Peso de impermeabilizante	W CM 20 kgf/m ²
Peso muerto RCDF04	W _{RCDF04} 40 kgf/m ²
Total carga muerta N +22.00 m	W CM 500 kgf/m²

Piso de operación N +16.75 m	
Peso de losa "TT" h=50 cm	W CM 440 kgf/m ²
Peso de loseta de cerámica h = 1.2 cm	W CM 40 kgf/m ²
Peso muerto RCDF04	W _{RCDF04} 40 kgf/m ²
Total carga muerta N +16.75 m	W CM 520 kgf/m²

Piso de operación N +5.50 m	
Peso de losa maciza h=12 cm de espesor	W CM 290 kgf/m ²
Peso muerto RCDF04	W _{RCDF04} 40 kgf/m ²
Total carga muerta N +5.50 m	W CM 330 kgf/m²

2. Peso propio de traveses y columnas.

Peso de muro sobre el N +22.00 m	W CM 490 kgf/m
Peso de muro sobre el N +16.75 m	W CM 930 kgf/m
Peso de muro sobre el N +13.00 m	W CM 660 kgf/m
Peso de muro sobre el N +10.00 m	W CM 490 kgf/m
Peso de muro sobre el N + 5.50 m	W CM 810 kgf/m
Peso de muro sobre el N + 0.00 m	W CM 1,010 kgf/m
Peso de columnas de sección 65 cm x 65 cm	W CM 1,000 kgf/m
Peso de columnas de sección 45 cm x 45 cm	W CM 480 kgf/m
Peso de columnas de sección 40 cm x 40 cm	W CM 380 kgf/m
Peso de traveses de sección 35 cm x 70 cm	W CM 690 kgf/m
Peso de traveses de sección 30 cm x 70 cm	W CM 460 kgf/m
Peso de traveses de sección 30 cm x 65 cm	W CM 430 kgf/m
Peso de traveses de sección 20 cm x 40 cm	W CM 180 kgf/m

3. Carga de equipos concentrados sobre traveses.

Peso de elevador, concentrado en el N +22.00 m	W CMEQ 5,000 kgf
Peso de ducto para aire, concentrado en el N +13.00 m	W CMEQ 9,200 kgf
Peso de ductos para servicios, concentrados en el N +5.50 m	W CMEQ 16,500 kgf

**B. Carga viva máxima W CVm.**

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m	W CVm	100 kgf/m ²
Azotea general N +22.00 m	W CVm	100 kgf/m ²
Nivel de operación N +16.75 m	W CVm	350 kgf/m ²
Nivel de operación N +5.60 m	W CVm	350 kgf/m ²

C. Carga viva instantánea W CVa.

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m	W CVa	70 kgf/m ²
Azotea general N +22.00 m	W CVa	70 kgf/m ²
Nivel de operación N +16.75 m	W CVa	150 kgf/m ²
Nivel de operación N +5.60 m	W CVa	150 kgf/m ²

D. Acciones accidentales.**1. Sismo (S).**

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según su estructuración:	Tipo 1
Según la regionalización sísmica de la República Mexicana:	Zona B
Según el tipo de suelo existente en el terreno:	Tipo II
Coefficiente sísmico básico:	C = 0.30
Factor de comportamiento sísmico:	Q = 2.0
Factor reductivo (NO CUMPLE condiciones de regularidad):	Q' = 0.8 x 2.0 = 1.60
Coefficiente sísmico de diseño:	C_d = 0.1875

2. Viento (V).

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según su estructuración:	Tipo 1
Velocidad regional según la regionalización eólica de la República Mexicana:	V _R = 150 km/h
Factor correctivo por la topografía del predio:	FT = 1.1
Velocidad básica:	V _B = FT V _R = 1.1 x 150 = 165 km/h
Factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta:	F _α = 1.05
Velocidad de diseño:	V _D = F _α V _B = 1.05 x 165 = 173 km/h
Presión de diseño	p = 0.0048 G C _P V _D ² = 0.0048 x 0.881 x 173 ² x C _P => p = C_P 127 kgf/m²

C_P, es el coeficiente de empuje que depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

Calculando el empuje debido al viento, actuando en las fachadas del edificio en la dirección norte – sur, se obtiene una fuerza resultante de 91 tonf, la fuerza cortante en la base del edificio debida a sismo es de 340 tonf.

Por lo que al comparar magnitudes, se concluye considerar únicamente los efectos sísmicos, no perdiendo de vista la influencia del viento durante la construcción de muros y colocación de cimbras.



III.1.5. Combinaciones de carga.

La seguridad de la estructura se verificó para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, de las cuales, la más desfavorable se tomó con su intensidad máxima, y el resto con su intensidad instantánea. Los factores de carga, F_C , se especifican en la sección 3.4, de las NTC's sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Para la combinación de carga muerta, CM, más carga viva, se empleó la intensidad máxima de la carga viva, $C V_m$, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área, y se le aplicó un factor de carga, $F_C = 1.4$.

Para la combinación que incluya acciones permanentes, variables y accidentales, se consideró la carga muerta, CM, más la carga viva con sus valores instantáneos, $C V_a$, y únicamente la fuerza provocada por sismo en cada combinación, SX o SY, se le aplicó un factor de carga, $F_C = 1.1$. Los efectos del componente horizontal del movimiento del terreno, se combinaron tomando el 100% del componente en la dirección de análisis más el 30% del componente perpendicular a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada situación. Para la revisión de estados límite de servicio se tomó en todos los casos un factor de carga unitario, $F_C = 1.0$.

A. Combinaciones básicas de carga para revisión por estados límite de falla.

$$\text{Combinación 1} = 1.4 [CM + CV_{\text{máx}}]$$

$$\text{Combinación 2} = 1.1 [CM + CV_a + (SX + 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 3} = 1.1 [CM + CV_a + (SX - 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 4} = 1.1 [CM + CV_a + (-SX + 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 5} = 1.1 [CM + CV_a + (-SX - 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 6} = 1.1 [CM + CV_a + (0.3 SX + SY)]$$

$$\text{Combinación 7} = 1.1 [CM + CV_a + (0.3 SX - SY)]$$

$$\text{Combinación 8} = 1.1 [CM + CV_a + (-0.3 SX + SY)]$$

$$\text{Combinación 9} = 1.1 [CM + CV_a + (-0.3 SX - SY)]$$

B. Combinaciones básicas de carga para revisión por estados límite de servicio.

$$\text{Combinación 10} = 1.0 [CM + CV_{\text{máx}}]$$

$$\text{Combinación 11} = 1.0 [CM + CV_a + Q(SX + 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 12} = 1.0 [CM + CV_a + Q(SX - 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 13} = 1.0 [CM + CV_a + Q(-SX + 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 14} = 1.0 [CM + CV_a + Q(-SX - 0.3 SY)]$$

$$\text{Combinación 15} = 1.0 [CM + CV_a + Q(0.3 SX + SY)]$$

$$\text{Combinación 16} = 1.0 [CM + CV_a + Q(0.3 SX - SY)]$$

$$\text{Combinación 17} = 1.0 [CM + CV_a + Q(-0.3 SX + SY)]$$

$$\text{Combinación 18} = 1.0 [CM + CV_a + Q(-0.3 SX - SY)]$$



III.2. Modelo estructural.

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales, la distribución de las masas del edificio, tienen una influencia decisiva en el buen comportamiento del diseño sismorresistente. Es indispensable, que la estructura esté formada por un sistema ortogonal de elementos estructurales, esto le dará la capacidad de absorber en ambas direcciones los movimientos del terreno ocasionados por un sismo.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento y desde el punto de vista de este estudio, permite entender más claramente la forma en la que resistirá las cargas laterales y como podrá disipar la energía transmitida por un sismo.

En construcciones industriales es muy difícil conseguir todos los aspectos de regularidad, la estructura en estudio, tiene una concentración de masa en los niveles N +22.00 m y N +16.75 m, ambas, equivalentes al 60% del peso total de la edificación, situación no recomendable para el buen funcionamiento estructural. Para compensar un poco esta irregularidad, se ha evitado hacer cambios de secciones a las columnas en toda la altura y se consideró la capacidad estructural de los muros para dar mayor rigidez al sistema.

III.2.1. Estructuración.

Es necesario conocer las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales para determinar las rigideces que intervienen en la definición del modelo analítico. En una primera etapa conviene recurrir a un análisis aproximado para proponer dimensiones preliminares, éstos, también son de mucha utilidad para la comprobación de los resultados por métodos refinados.

Las características geométricas de las secciones de los elementos estructurales y las propiedades de los materiales son las siguientes:

A. Secciones transversales.

- | | |
|------------------------|---------------|
| 1. Columnas | 65 cm x 65 cm |
| 2. Columnas | 45 cm x 45 cm |
| 3. Columnas | 40 cm x 40 cm |
| 4. Trabes | 35 cm x 70 cm |
| 5. Trabes | 30 cm x 70 cm |
| 6. Trabes | 30 cm x 65 cm |
| 7. Trabes | 20 cm x 40 cm |
| 8. Muro de mampostería | e=12 cm |

B. Materiales.

- | | |
|----------------------|---|
| 1. Concreto simple, | $f_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$, en plantillas |
| 2. Concreto Clase 2, | $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$, en pilas de cimentación |
| 3. Concreto Clase 1, | $f_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$, en trabes, columnas, losas de entrepiso y trabes de liga |



4. Concreto Clase 1, $f_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, en elementos prefabricados - pretensados
5. Acero de refuerzo, $f_y = 4\ 200 \text{ kgf/cm}^2$
6. Acero de presfuerzo, $f_{pu} = 19\ 000 \text{ kgf/cm}^2$
7. Malla electrosoldada, $f_y = 5\ 000 \text{ kgf/cm}^2$
8. Acero de refuerzo, $f_y = 2\ 320 \text{ kgf/cm}^2$, alambazón
9. Tabique hueco de cerámica confinado, $f_m^* = 20 \text{ kgf/cm}^2$
10. Mortero para juntas de muros de tabique, $f_m^* = 125 \text{ kgf/cm}^2$
11. Soldadura de la serie E-70, según especificación AWS

C. Propiedades Mecánicas de los Materiales.

1. Concreto para pilas de cimentación.

$$f_c' = 200 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 2}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 200 = 160 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 7\ 000 \sqrt{200} = 99\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\ 400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

2. Concreto para columnas, trabes, losas y trabes de liga.

$$f_c' = 250 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 1}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 250 = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 12\ 700 \sqrt{250} = 200\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\ 400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

3. Concreto para elementos pretensados.

$$f_c' = 350 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 1}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 350 = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 12\ 700 \sqrt{350} = 237\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\ 400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

4. Acero de refuerzo.

$$f_y = 4\ 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2\ 100\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$

5. Acero de presfuerzo.

$$f_{pu} = 19\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 1\ 960\ 000 \text{ kgf/cm}^2$$



6. Mampostería de cerámica con huecos verticales.

$$f_m^* = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_m = 600 f_m^* = 12\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G_m = 6\,430 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1\,600 \text{ kgf/m}^3$$

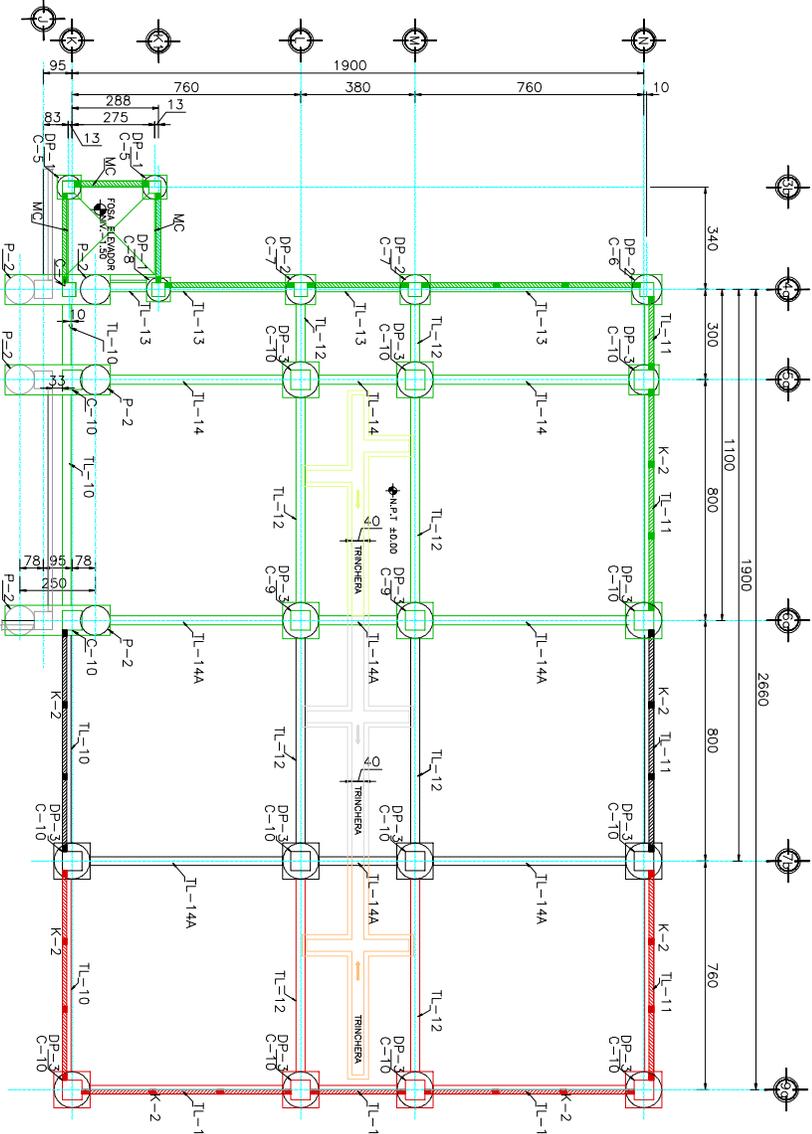
$$\mu_m = 0.4$$

En las figuras 3.1 a 3.10 se presenta la estructuración del edificio, misma que se tomó como base para el modelo analítico.



Estructuración.

Fig. 3.1. Planta cimentación N0 0.00 m.



PLANTA DE CIMENTACION N~0.00

SIMBOLOGIA

- MURO DE TABIQUE DE CERAMICA e=12 cm
- CON REFUERZO INTERIOR
- CASTILLO TIPO 15cm x 20cm DE CONCRETO REFORZADO
- ◻ NIVEL DE PISO

- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTRESPO
- C COLUMNA
- TL TRABE DE LIGA EN CIMENTACION
- MC MURO DE CONCRETO DADO Y PILA DE CIMENTACION
- DP PILA DE CIMENTACION
- P PILA DE CIMENTACION

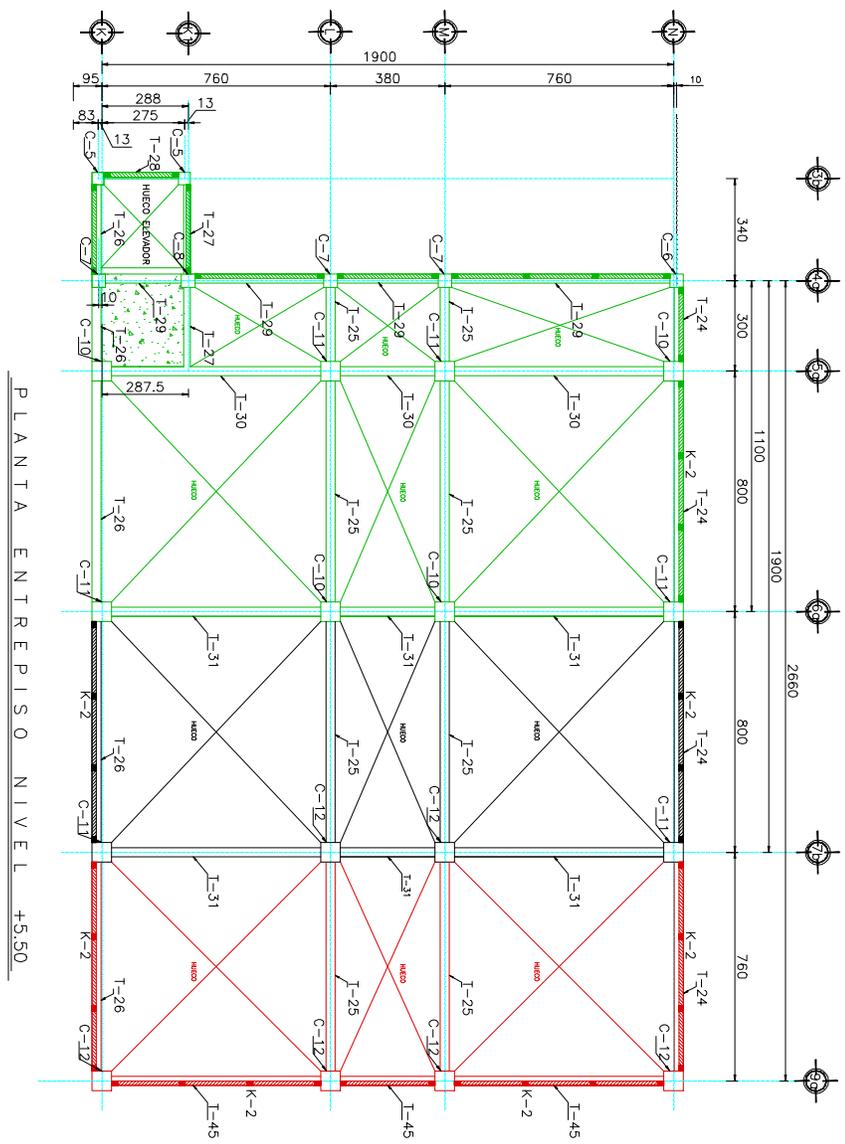

tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA

Director General: AMBROSIO PEREZ MUÑOZ
Director de tesis: JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Coordinador de tesis: JILYANM GONZALEZ DP
Asesor de tesis: JILYANM GONZALEZ DP
Asesor de tesis: JILYANM GONZALEZ DP



Estructuración.

Fig. 3.2. Planta N1 +5.50 m.



PLANTA ENTREPISO NIVEL +5.50

SIMBOLOGIA

- MURO DE TABIQUE DE CERAMICA e=12 cm
CON REFUERZO INTERIOR
- CASTILLO TIPO 15cm x 20cm DE
CONCRETO REFORZADO
- NIVEL DE PISO
- ELEMENTOS DE LOSAS DE CONCRETO
COLADOS EN SITO Y PREFABRICADOS
- PLATAFORMA METALICA

- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

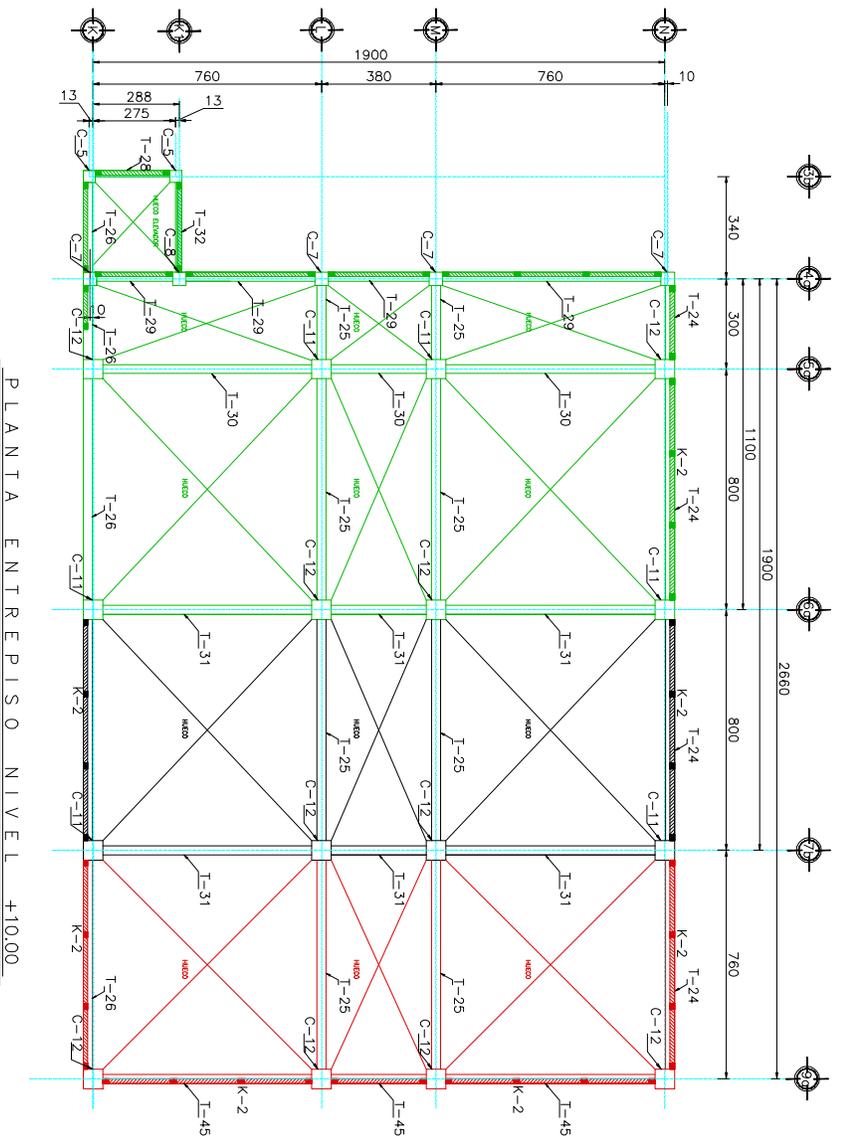
- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA

tesis profesional: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA	
Director de tesis: AMBROSIO PEREZ MUNOZ	Director de tesis: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ
Autor: PLANTA NIV+ 5.50 m	Autor: J. L. TRIGOS SUAREZ
Fecha: 2010	Fecha: 2010



Estructuración.

Fig. 3.3. Planta N2 +10.00 m.



PLANTA ENTREPISO NIVEL +10.00

SIMBOLOGIA

- MURO DE TABIQUE DE CERAMICA e=12 cm
- CON REFUERZO INTERIOR
- K2
- CASTILLO TIPO 15cm x 20cm DE
- CONCRETO REFORZADO
- NIVEL DE PISO
- ELEMENTOS DE LOSAS DE CONCRETO
- COLUMNAS EN SITO Y PREHABRICADAS
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA


 tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA

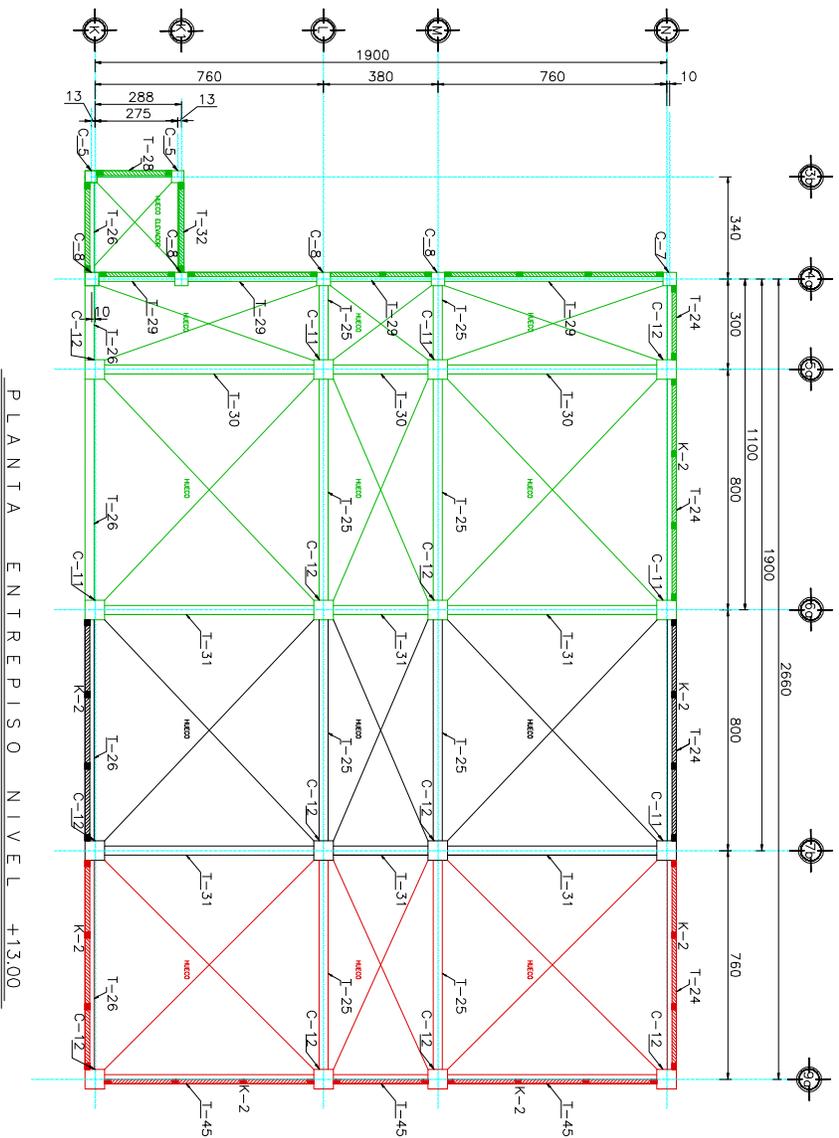
Director de tesis: AMBROSIO PEREZ MUNOZ
 Director: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
 ESTRUCTURACION: J. L. / J. A. M. / G. / S. N. / S. N. / S. N.
 Fecha: 2010

Titulo: PLANTA NIV+10.00 m



Estructuración.

Fig. 3.4. Planta N3 +13.00 m.



SIMBOLOGIA

- MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm
- K2 CASTILLO TIPO 15cm x 20cm DE CONCRETO REFORZADO
- NIVEL DE PISO
- ELEMENTOS DE LOSAS DE CONCRETO COLADOS EN SITIO Y PREFABRICADOS
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

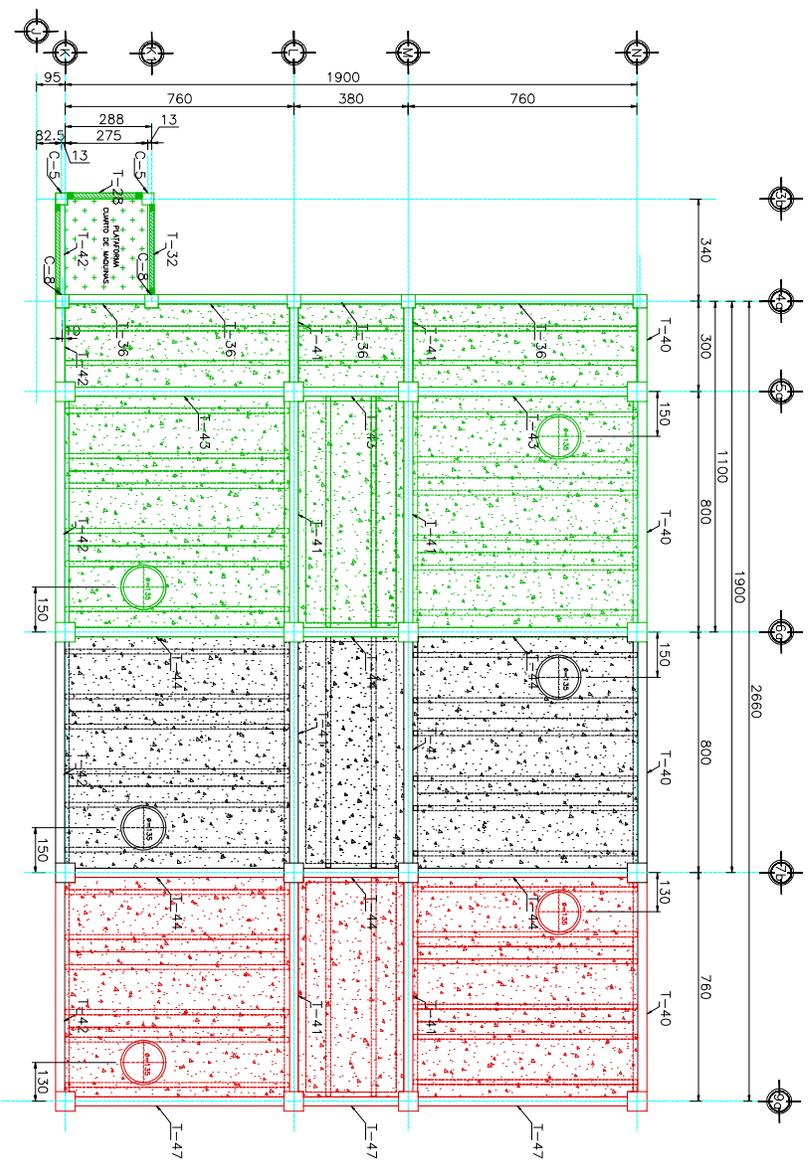
- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA

	<p>tesis profesional: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA</p>
<p>Director de tesis: AMBROSIO PEREZ MUÑOZ</p>	<p>Director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ</p>
<p>Coordinador de ESTRUCTURACION: JUAN RAMÓN GONZÁLEZ</p>	<p>Coordinador de ESTRUCTURACION: JUAN RAMÓN GONZÁLEZ</p>
<p>Fecha: PLANTA NIV+ 13.00 m</p>	<p>Fecha: 2010</p>
<p>Escuela: SN</p>	<p>Escuela: SN</p>

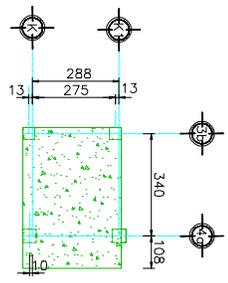


Estructuración.

Fig. 3.5. Planta N4 +16.75 m.



PLANTA LOSA DE AZOTEA NIVEL +22.00



PLANTA AZOTEA NIVEL +24.60

SIMBOLOGÍA

- MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm
- CASTILLO TIPO 15cm x 20cm DE CONCRETO REFORZADO
- ◻ NIVEL DE PISO
- ◻ ELEMENTOS DE LOSAS DE CONCRETO COLADAS EN SITIO Y PREFABRICADAS
- ◻ PLATAFORMA METÁLICA
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA

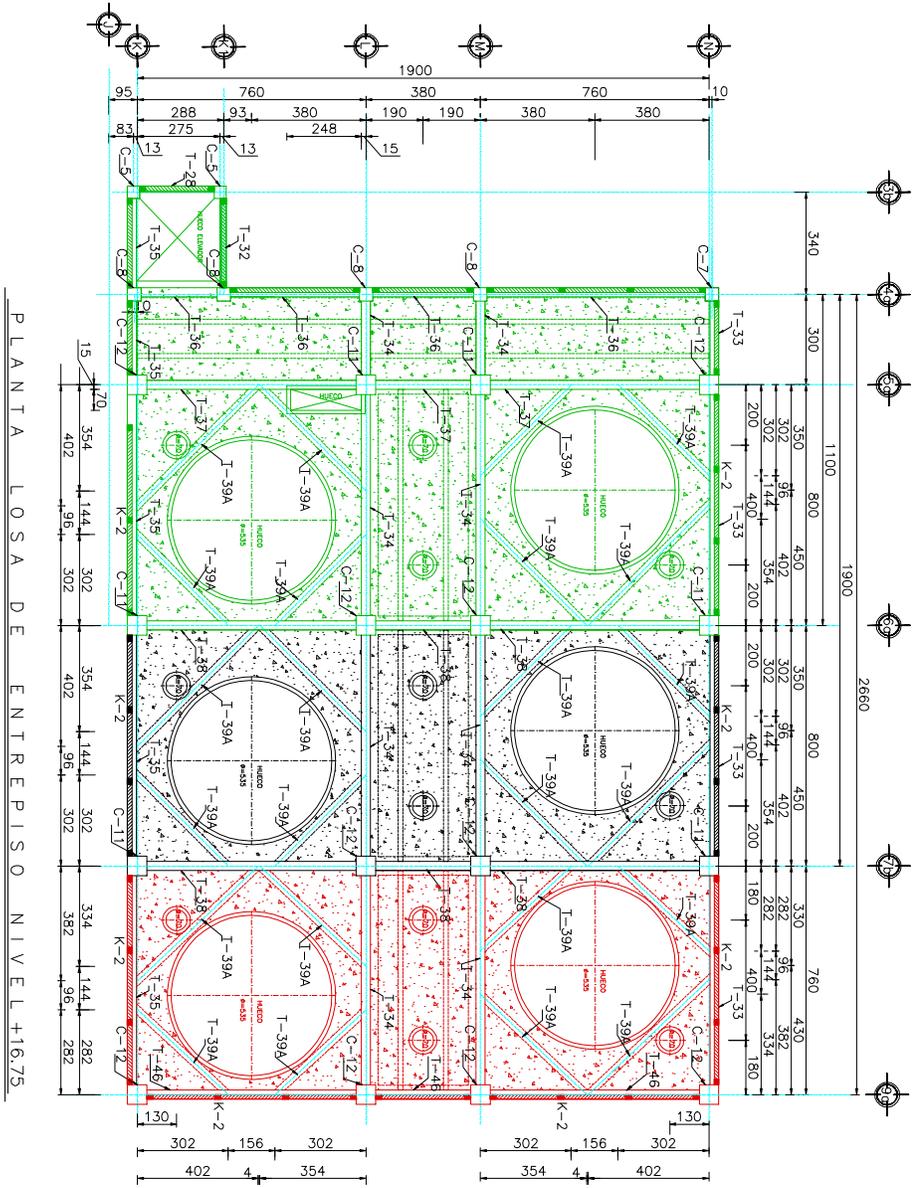

tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Director General	AMOROSIO PEREZ MUNOZ
Director de tesis	I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ
Coordinador de tesis	ILITZAM JIMENEZ
Coordinador de ESTRUCTURACION	ILITZAM JIMENEZ
Director de PLANTAS NIVEL 22.00 m y 24.60 m	ILITZAM JIMENEZ
	FECHA: 2010
	3



Estructuración.

Fig. 3.6. Planta N5 +22.00 m y N6 +24.60 m.



PLANTA LOSA DE ENTREPISO NIVEL +16.75

SIMBOLOGIA

- MURO DE TABIQUE DE CERAMICA e=12 cm
- CASTILLO TIPO. 15cm x 20cm DE CONCRETO REFORZADO
- NIVEL DE PISO
- ◻ ELEMENTOS DE LOSAS DE CONCRETO COLUMNAS EN SITO Y PERFORACIONES
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

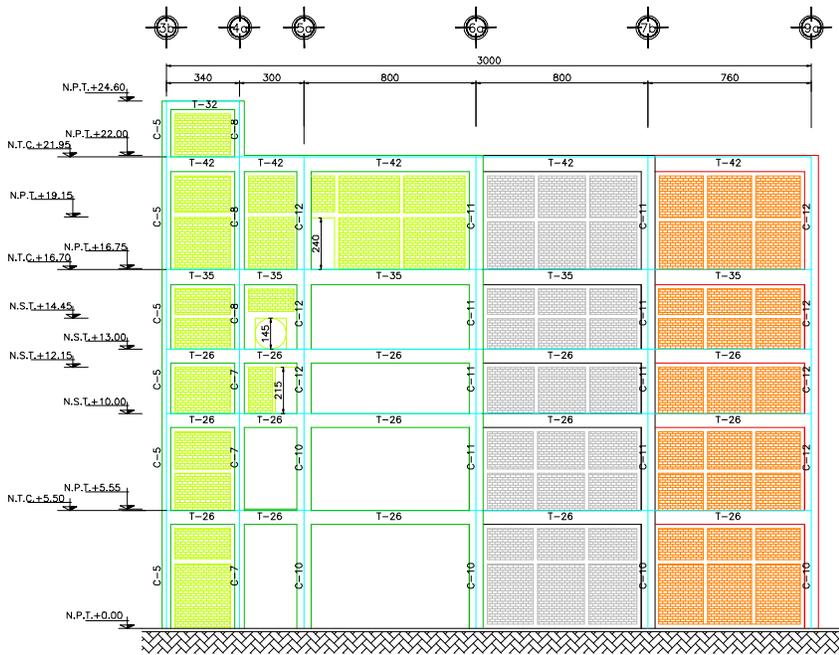
- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA

<p>tesis profesional: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO FACULTAD DE INGENIERÍA DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA</p>	
<p>Director de tesis: AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ</p>	<p>Co-director de tesis: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ</p>
<p>Asesor de tesis: JILYARMA GONZALEZ</p>	<p>Asesor de tesis: JILYARMA GONZALEZ</p>
<p>Titulo: PLANTA NIV+ 16.75 m</p>	<p>Fecha: 2010</p>

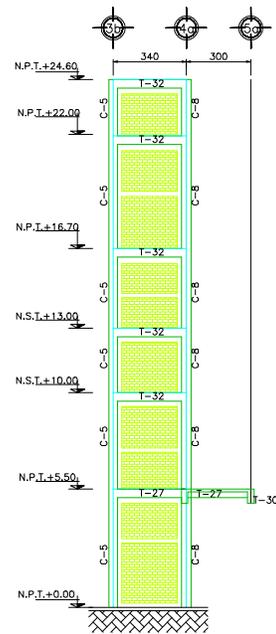


Estructuración.

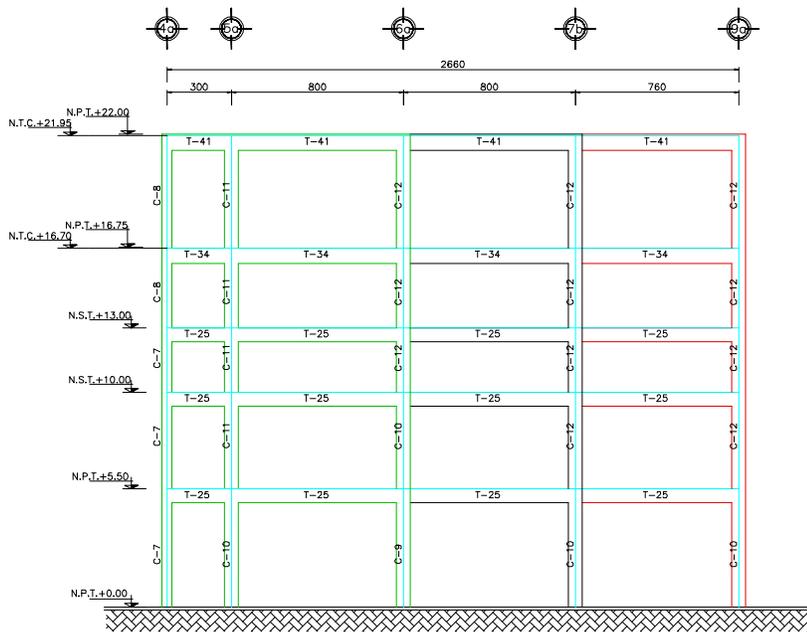
Fig. 3.7. Marcos ejes K, K1 y L.



MARCO EJE K



MARCO EJE K1



MARCO EJE L

SIMBOLOGÍA

MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm
CON REFUERZO INTERIOR

- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA
- N.S.T. NIVEL SUPERIOR DE TRABE
- N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO
- N.P.T. NIVEL DE PISO TERMINADO



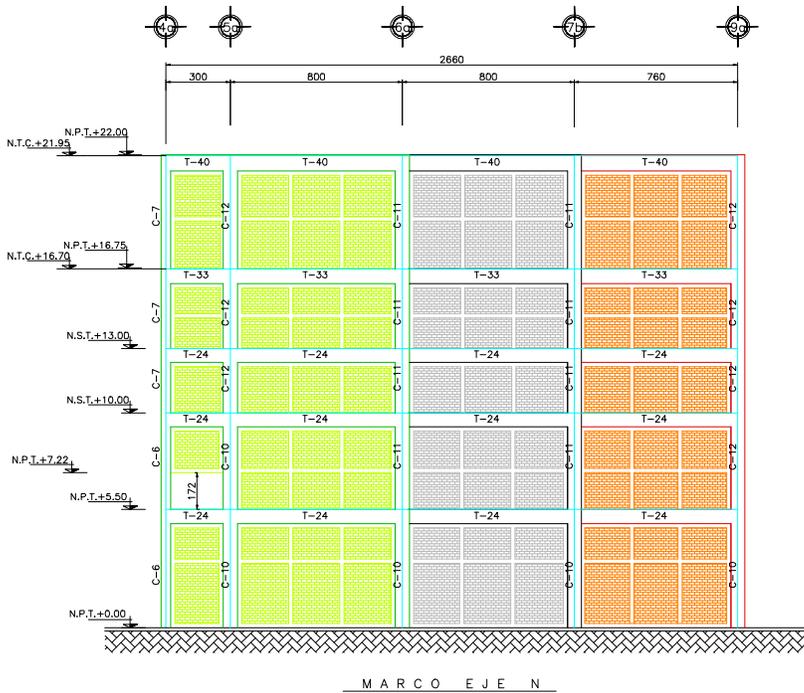
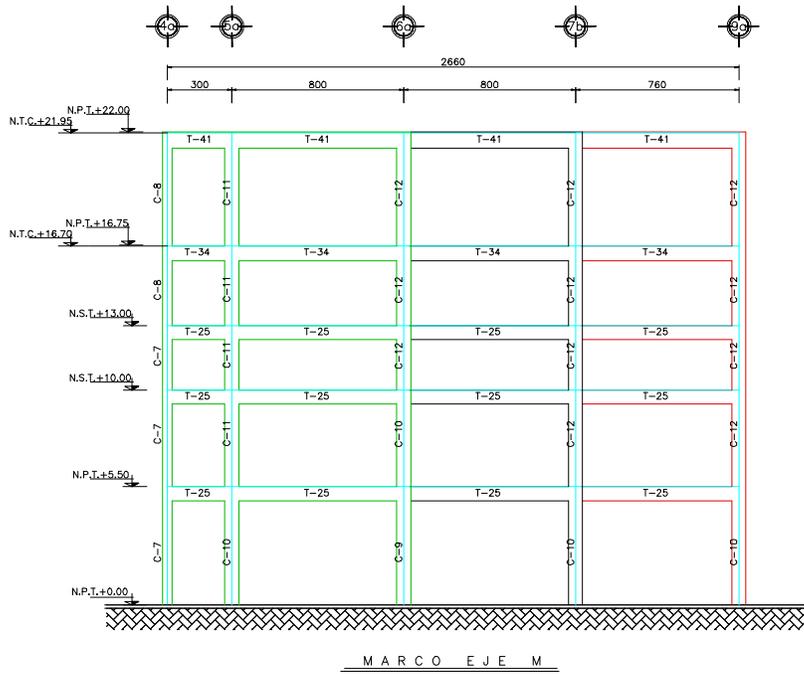
tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presenta:			
AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ			
Director de tesis:			
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivó:	Asesaló:
ESTRUCTURACIÓN	ULT/APM	marcos tp	SIN
Dibujó:	Fecha:	Figuras:	
MARCOS EJES K, K1 y L	FEB-2010	3,7	



Estructuración.

Fig. 3.8. Marcos ejes M y N.



SIMBOLOGÍA

- MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm CON REFUERZO INTERIOR
- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA
- TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA
- N.S.T. NIVEL SUPERIOR DE TRABE
- N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO
- N.P.T. NIVEL DE PISO TERMINADO



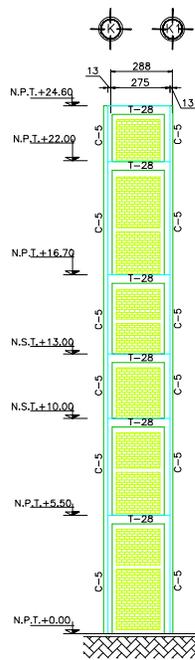
tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presenta:			
AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ			
Director de tesis:			
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivó:	Asoció:
ESTRUCTURACIÓN	ULT/APM	marcos tp	SIN
Dibujó:	Fecha:	Figura:	
MARCOS EJES M y N	FEB-2010	3,8	

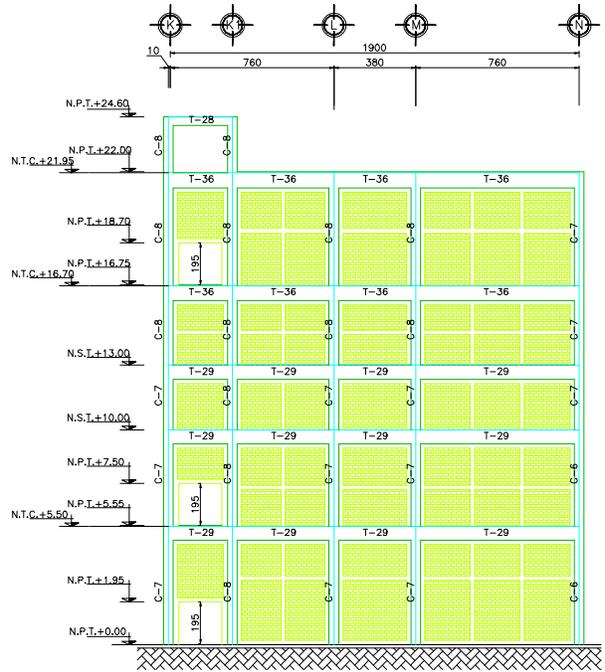


Estructuración.

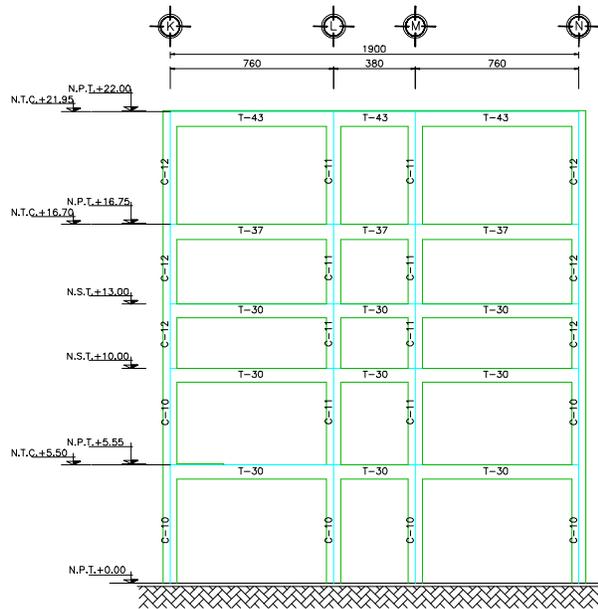
Fig. 3.9. Marcos ejes 3b, 4a y 5a.



MARCO EJE 3b



MARCO EJE 4a



MARCO EJE 5a

SIMBOLOGIA

-  MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm CON REFUERZO INTERIOR
-  PRIMERA ETAPA
-  SEGUNDA ETAPA
-  TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

- T TRABE DE ENTREPISO
- C COLUMNA
- N.S.T.  NIVEL SUPERIOR DE TRABE
- N.T.C.  NIVEL TOPE DE CONCRETO
- N.P.T.  NIVEL DE PISO TERMINADO



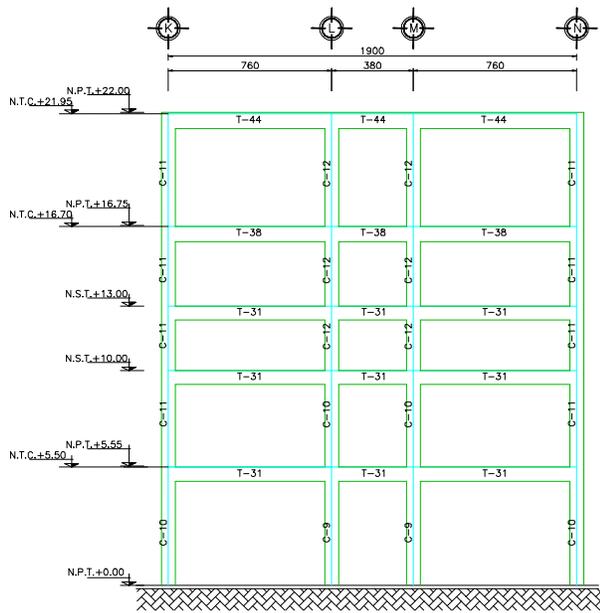
tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presenta:			
AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ			
Director de tesis:			
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivó:	Escaló:
ESTRUCTURACIÓN	ULT/APM	marcos tp	SIN
Dibujó:	Fecha:		Figura:
MARCOS EJES 3b, 4a y 5a	FEB-2010		3,9

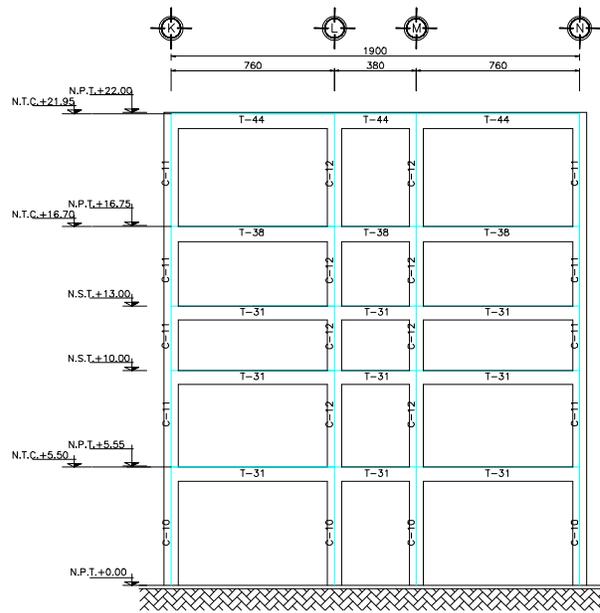


Estructuración.

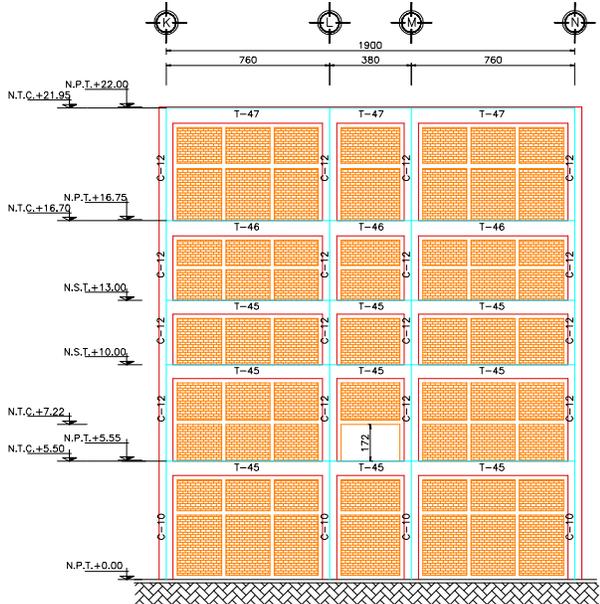
Fig. 3.10. Marcos ejes 6a, 7b y 9a.



MARCO EJE 6a



MARCO EJE 7b



MARCO EJE 9a

SIMBOLOGÍA

MURO DE TABIQUE DE CERÁMICA e=12 cm
CON REFUERZO INTERIOR

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

TERCERA ETAPA

NOMENCLATURA

T TRABE DE ENTREPISO

C COLUMNA

N.S.T. NIVEL SUPERIOR DE TRABE

N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO

N.P.T. NIVEL DE PISO TERMINADO



tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presenta:			
AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ			
Director de tesis:			
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivó:	Escaló:
ESTRUCTURACIÓN	ULT/APM	marcos tp	SIN
Dibujó:	Fecha:	Figura:	
MARCOS EJES 6a, 7b y 9a	FEB-2010	3.10	



III.2.2. Modelo analítico.

El modelo analítico de la estructura debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro, y las de frontera entre la estructura y sus apoyos. Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno dependen del tipo de cimentación que se le proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas, empotramiento o articulación.

A. Modelo geométrico.

Es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. En las figuras 3.11 y 3.12 se presenta la geometría del modelo analítico tridimensional. En la sección III.2.1 se muestran las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones estructurales resistentes.

B. Modelo de las acciones impuestas.

Son las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas. El proceso de idealización requiere plantear un modelo que represente la respuesta global de la estructura y en el que se han discriminado los elementos que no tienen una función principal en la respuesta del conjunto. Además deben analizarse una serie de modelos locales para el estudio de las fuerzas internas que se inducen en porciones específicas de la estructura. En este caso, se han discretizado las cargas debidas a equipos en cargas puntuales sobre los elementos estructurales que los portan. En el subcapítulo IV.5 se muestran las figuras 4.28 a 4.33 con las acciones permanentes en los diferentes entrepisos, en la sección III.1.4 se realizó el análisis de cargas para las cuatro condiciones básicas de cargas descritas en III.1.3.

C. Modelo de comportamiento de los materiales.

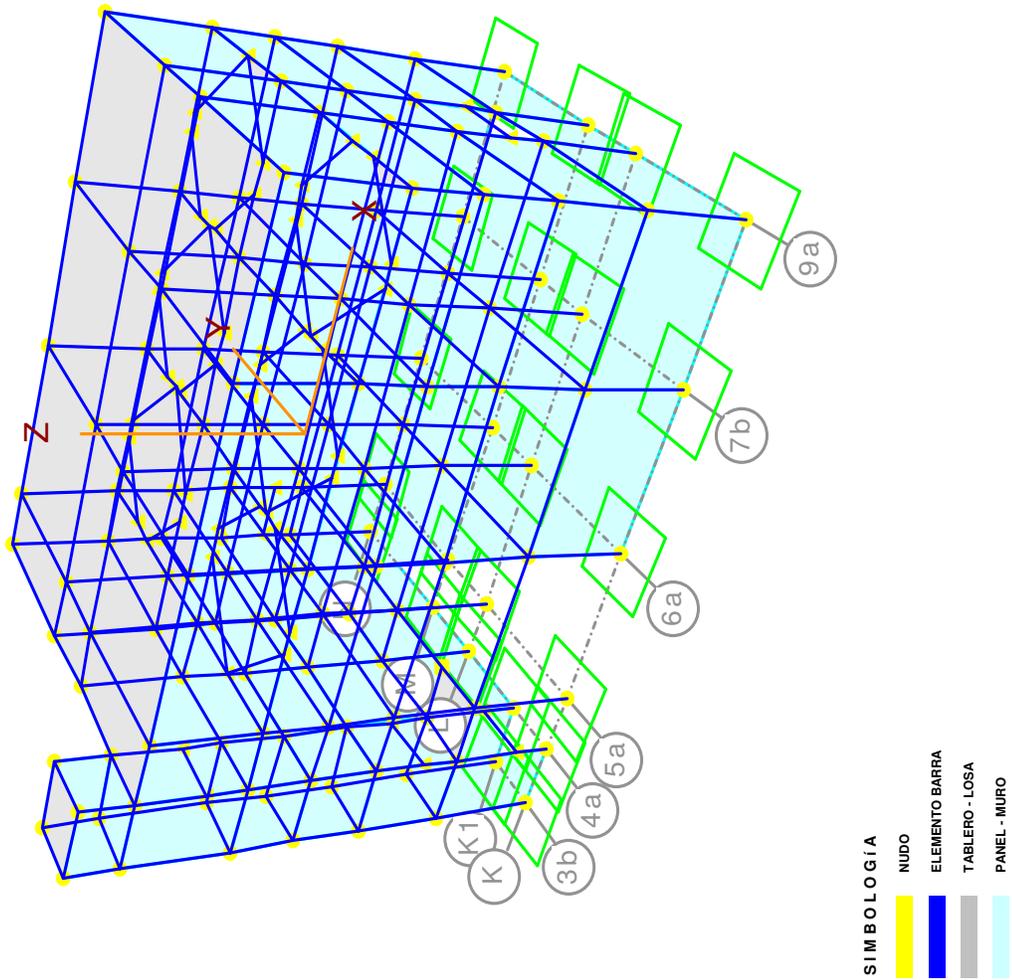
Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, sin embargo, si algún elemento o parte de éste, pierde rigidez por entrar en una etapa de comportamiento inelástico, su rigidez relativa con respecto a los elementos a los que está conectado disminuirá, dando lugar a una modificación de la distribución de fuerzas internas y, en general, a una reducción en el nivel de esfuerzos en el elemento que ha perdido rigidez. A esta modificación de fuerzas internas se le llama redistribución por comportamiento inelástico.

Cuando alguna sección de un elemento llega a su momento de fluencia los elementos tienen comportamiento dúctil, cuando se alcanza el momento flexionante de fluencia en una sección la capacidad de carga ya no crece prácticamente, pero, la sección es capaz de mantener este momento para deformaciones muy superiores a las de fluencia y por tanto constituye lo que se conoce como una “articulación plástica”.



Modelo analítico.

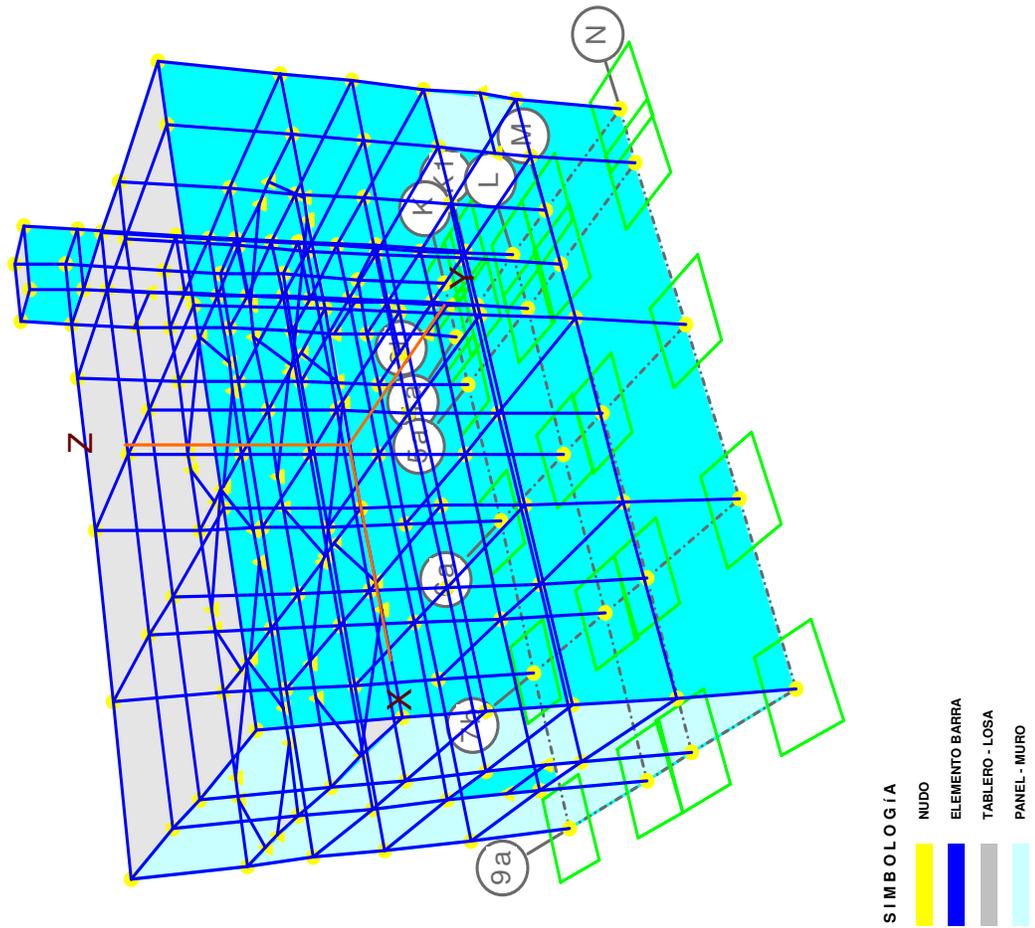
Fig. 3.11. Vista tridimensional S-E.





Modelo analítico.

Fig. 3.12. Vista tridimensional N-E.





III.3. Análisis estructural.

En la etapa de análisis se realiza la determinación de la respuesta estructural, o sea, de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, desplazamientos y deformaciones. El análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las diferentes secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes.

La etapa de análisis puede considerarse dividida en dos fases, la primera, consiste en la identificación del modelo analítico que representa a la estructura y a las acciones que sobre ésta se ejercen, y la segunda, consiste en la solución del problema analítico. Sus resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente finalmente sus propiedades esenciales.

El análisis general de la estructura y su cimentación se hizo considerando hipótesis de comportamiento elástico lineal. La simulación del sistema estructural se hizo usando el programa **ECOgcW versión 2.16**, el cual, cuenta con análisis lineal, análisis sísmico y diseño de traveses y columnas de concreto reforzado. Para evaluar los efectos por sismo se aplicó el análisis sísmico estático equivalente. Se realizó el análisis sísmico dinámico modal para las tres etapas de construcción, y se establecieron frecuencias, periodos, configuraciones y factores de participación, para los cuatro primeros modos naturales de vibración de la estructura modelada tridimensionalmente.

El modelo para el “Edificio Completo”, se idealizó mediante un conjunto de 195 nudos, de estos, 23 son apoyos en el desplante; 381 son elementos de concreto reforzado, de estos, 252 corresponden a traveses y 129 a columnas; 43 son tableros que conforman 4 diafragmas de entrepisos y 80 son elementos panel que corresponden a muros confinados de tabique hueco de cerámica con refuerzo interior.

III.3.1. Métodos de análisis sísmico.

A. Análisis sísmico estático equivalente (ASEE).

Para evaluar los efectos debidos a sismo, el RCDF04 establece que para construcciones menores de 60 m de altura, es aplicable el ASEE. La fuerza cortante se determina en la base del edificio a partir de la fuerza de inercia que se induce en la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad, posteriormente, dicha fuerza se distribuye en las diferentes alturas de la estructura en proporción de su masa y altura con respecto al nivel de desplante, obteniendo así las fuerzas correspondientes por cada nivel. El RCDF04 recomienda el uso de un método de análisis dinámico, cuando se tenga una distribución de masas y rigideces no uniformes en la edificación.

Se determinó el peso de la estructura del edificio completo (tercera etapa), y utilizando el ASEE, se obtuvieron las fuerzas y cortantes sísmicos por nivel y totales. Análogamente se obtuvieron los valores correspondientes para la primera y segunda etapas de construcción. En la tabla 3.1 se muestran los resultados del ASEE para la tercera etapa de construcción, en las tablas 3.2 a 3.4 se indica el peso total y el cortante sísmico en la base del edificio para las tres etapas de construcción.



1. Estimación de pesos de la estructura por nivel para el ASEE.

N6 AZOTEA	N +24.60 m			
		CM	10.81	tonf
		CVa	0.83	tonf
		W [N-6]	11.65	tonf
N5 AZOTEA	N +22.00 m			
		CM	500.66	tonf
		CVa	37.05	tonf
		W [N-5]	537.72	tonf
N4 PISO DE OPERACION	N +16.75 m			
		CM	474.05	tonf
		CVa	59.70	tonf
		W [N-4]	533.75	tonf
N3	N +13.00 m			
		CM	218.61	tonf
		CVa	0.00	tonf
		W [N-3]	218.61	tonf
N2	N +10.00 m			
		CM	221.56	tonf
		CVa	0.00	tonf
		W [N-2]	221.56	tonf
N1	N +5.50 m			
		CM	288.31	tonf
		CVa	1.35	tonf
		W [N-1]	289.66	tonf
		TOTAL=	1812.94	tonf



2. Determinaciones de fuerzas sísmicas con ASEE.

Tabla 3.1. Análisis Sísmico Estático Equivalente.

A S E E
EDIFICIO TPR 1 - TERCERA ETAPA (3b - 9a)

NIVEL	W (tonf)	H (m)	WH (tonf - m)	F (tonf)	V (tonf)
6	11.65	24.60	286.50	3.51	3.51
5	537.72	22.00	11829.73	145.13	148.65
4	533.75	16.75	8940.30	109.68	258.33
3	218.61	13.00	2841.94	34.87	293.20
2	221.56	10.00	2215.57	27.18	320.38
1	289.66	5.50	1593.11	19.55	339.93
	1812.94		27707.16	339.93	

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i H_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i H_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_o$$

Donde:

- F_i fuerza sísmica equivalente aplicada en el i -ésimo nivel
- c coeficiente sísmico básico, 0.30
- $Q' = 0.8Q$ factor de ductilidad para estructuras no regulares
- W_i peso de la i -ésima masa
- H_i altura de la i -ésima masa sobre el desplante
- a_o ordenada espectral para $T=0$.

B. Análisis sísmico dinámico modal espectral (ASDME).

El ASDME, comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo. Es decir, al conjunto de elementos rígidos, móviles unos respecto de otros, unidos entre sí, mediante diferentes tipos de uniones. El ASDME, se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir la estructura alrededor de su



posición de equilibrio. El movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes que deben tenerse en cuenta en el diseño sísmico.

C. Análisis sísmico dinámico paso a paso (ASDPP).

El ASDPP, consiste en la integración directa de las ecuaciones de movimiento, para una excitación correspondiente a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o combinaciones de estos, el RCDF04 establece para su aplicación, el uso de no menos de cuatro movimientos representativos, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

De los tres métodos mencionados el ASDPP, es el de menor uso por su complejidad para aplicarlo y la disponibilidad de acelerogramas representativos del espectro de diseño sísmico en el sitio.

III.3.2. Respuesta estructural.

Las frecuencias naturales de vibración de la estructura, así como los modos principales de vibración, dependen exclusivamente de la geometría de sus elementos estructurales, los materiales y la configuración propia del edificio o estructura resistente, es decir, de la distribución tridimensional de masas y de rigideces.

Para tener idea del comportamiento estructural dinámico del edificio, en las tablas 3.2 a 3.4 se presenta el resumen selectivo de resultados de la respuesta dinámica de las estructuras, obtenidos para las tres etapas de construcción y con respecto a los cuatro primeros modos de vibración.

En las tablas 3.5 a 3.7 se muestran los resultados selectivos obtenidos de rigideces, desplazamientos y distorsiones por entrepiso, para las tres etapas de construcción.

En las figuras 3.13 a 3.24 se presentan las configuraciones modales de la estructura para los cuatro primeros modos de vibración del “Edificio Completo”.



Tabla 3.2. Respuesta dinámica - Edificio primera etapa.

Primera etapa de construcción

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia ω (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.621	1.61	10.12	1.60	X
2	0.547	1.83	11.49	1.60	Y
3	0.386	2.59	16.28	1.60	Y
4	0.194	5.15	32.39	1.32	X

$$P_{\text{sismo}} = 900 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 169 \text{ tonf}$$

Tabla 3.3. Respuesta dinámica - Edificio segunda etapa.

Segunda etapa de construcción

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia ω (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.641	1.56	9.80	1.60	Y
2	0.543	1.84	11.57	1.60	X
3	0.382	2.62	16.45	1.60	Y
4	0.209	4.78	30.06	1.36	Y

$$P_{\text{sismo}} = 1324 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 248 \text{ tonf}$$

Tabla 3.4. Respuesta dinámica - Edificio completo.

Tercera etapa de construcción

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia ω (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.565	1.77	11.12	1.60	Y
2	0.516	1.94	12.18	1.60	X
3	0.366	2.73	17.17	1.60	X
4	0.205	4.88	30.65	1.35	Y

$$P_{\text{sismo}} = 1813 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 340 \text{ tonf}$$



Tabla 3.5. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio primera etapa.

Primera etapa de construcción

NIVEL	Rigidez de entropiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entropiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	4.23	7.11	2.816	1.883	0.747	0.310	0.0057	0.0024
N5	182.43	170.00	2.069	1.573	0.292	0.315	0.0011	0.0012
N4	127.21	424.67	1.777	1.258	0.756	0.221	0.0047	0.0014
N3	5525.23	484.90	1.021	1.037	0.218	0.227	0.0012	0.0013
N2	1693.60	295.85	0.803	0.810	0.076	0.416	0.0003	0.0018
N1	191.78	331.75	0.727	0.394	0.727	0.394	0.0033	0.0018

Bx = 11.00 m

By = 19.00 m

Tabla 3.6. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio segunda etapa.

Segunda etapa de construcción

NIVEL	Rigidez de entropiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entropiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	8.09	3.14	1.932	2.859	0.368	0.657	0.0028	0.0051
N5	385.30	191.76	1.564	2.202	0.219	0.433	0.0008	0.0016
N4	349.71	2208.00	1.345	1.769	0.432	0.066	0.0027	0.0004
N3	770.46	4466.13	0.913	1.703	0.231	0.364	0.0013	0.0021
N2	1200.00	222.41	0.682	1.339	0.167	0.848	0.0007	0.0038
N1	418.50	407.00	0.515	0.491	0.515	0.491	0.0023	0.0022

Bx = 19.00 m

By = 19.00 m

Tabla 3.7. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio completo.

Tercera etapa de construcción

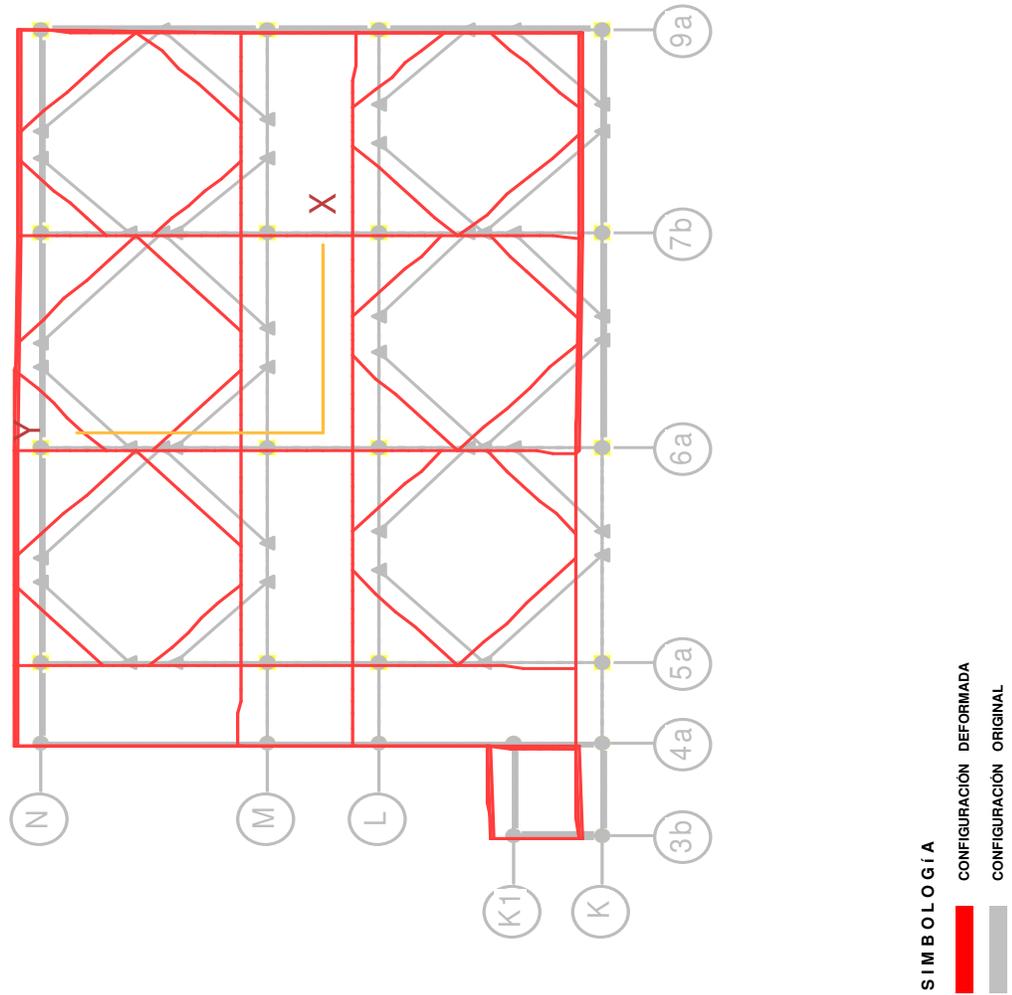
NIVEL	Rigidez de entropiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entropiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	12.29	12.96	1.675	1.976	0.232	0.219	0.0018	0.0017
N5	604.46	479.86	1.443	1.757	0.191	0.245	0.0007	0.0009
N4	664.27	1521.89	1.252	1.512	0.313	0.138	0.0019	0.0008
N3	1055.78	974.37	0.939	1.374	0.233	0.255	0.0013	0.0015
N2	1099.87	515.00	0.706	1.119	0.252	0.544	0.0011	0.0024
N1	656.13	523.28	0.454	0.575	0.454	0.575	0.0021	0.0026

Bx = 26.60 m

By = 19.00 m

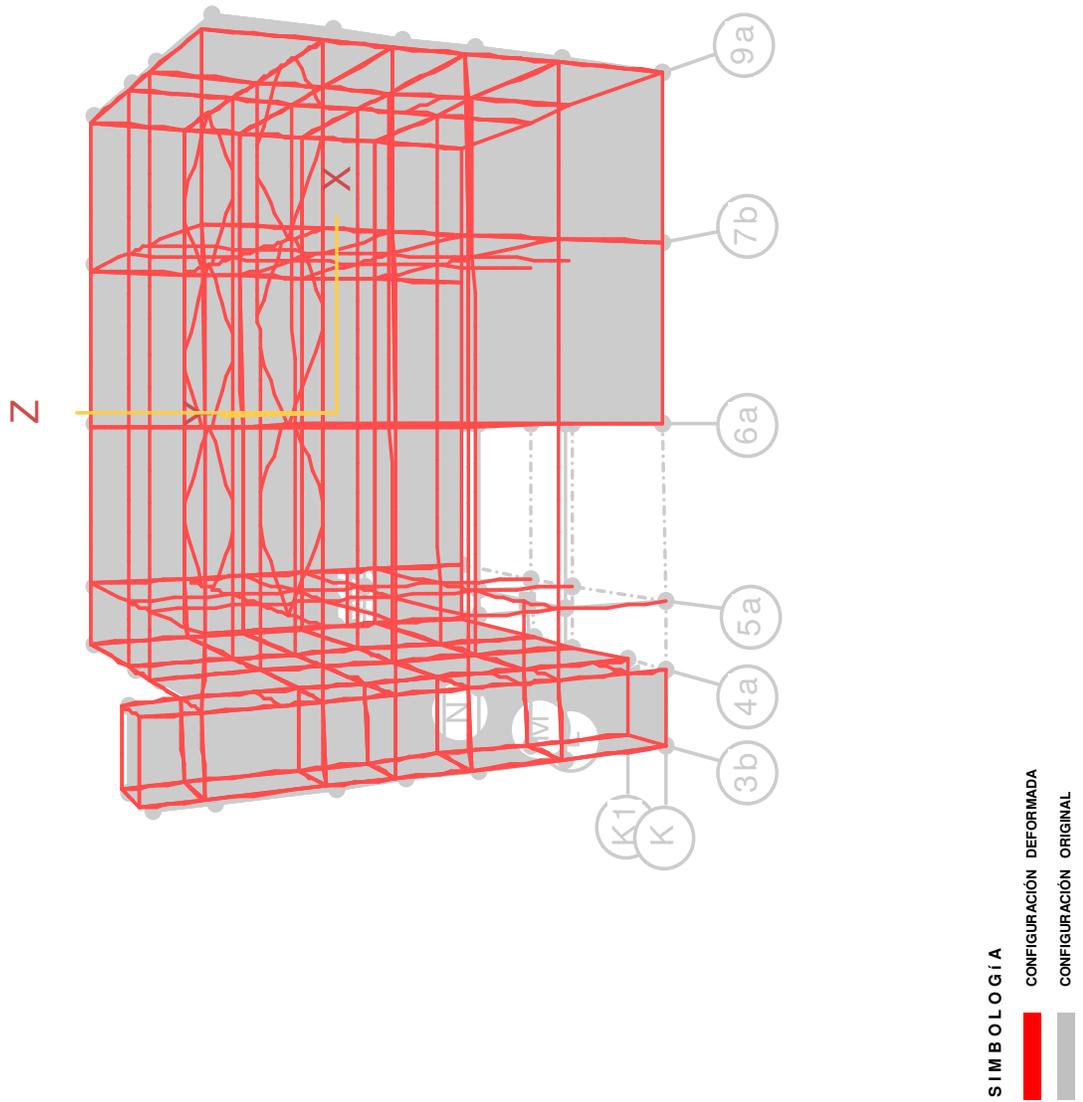
Respuesta estructural.

Fig. 3.13. Modo de vibrar 1, vista en planta.



Respuesta estructural.

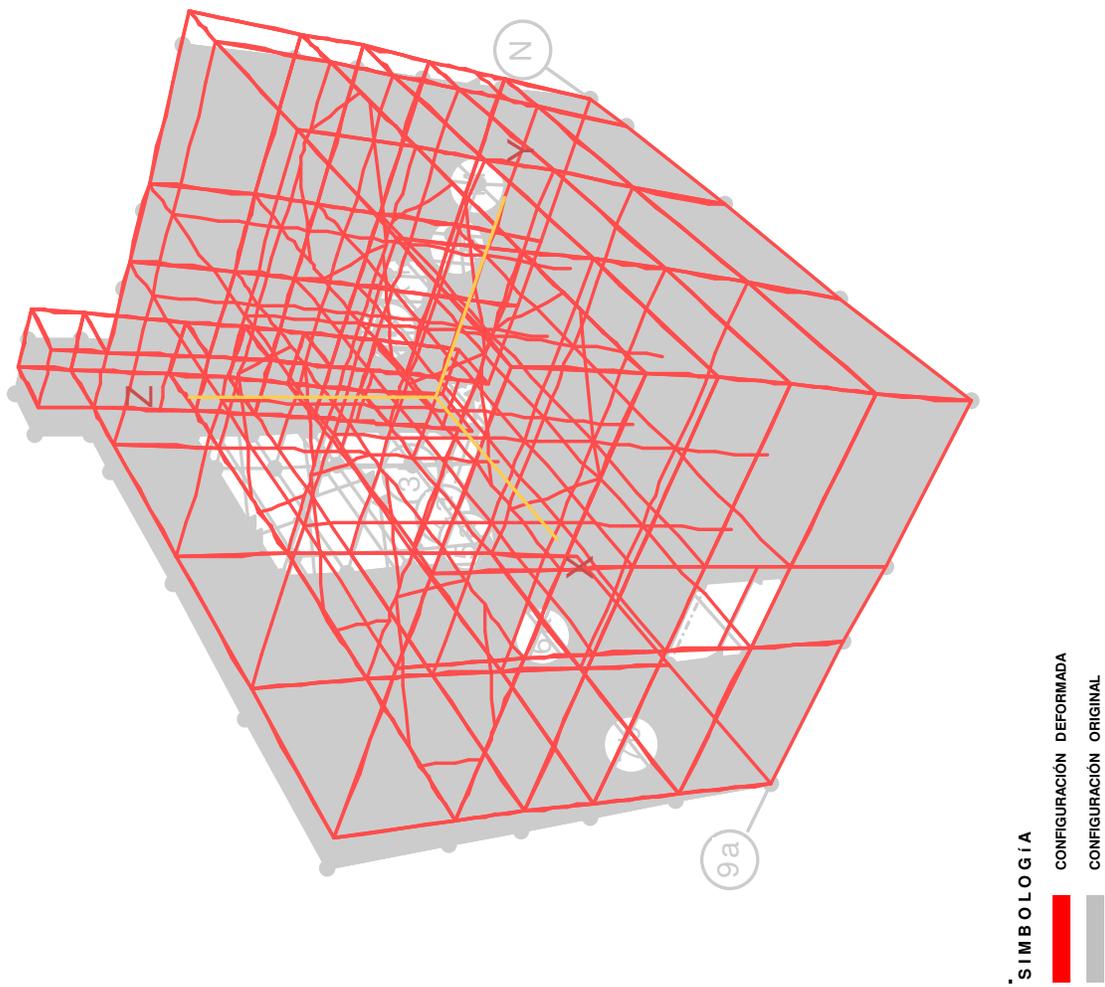
Fig. 3.14. Modo de vibrar 1, vista tridimensional Sur.





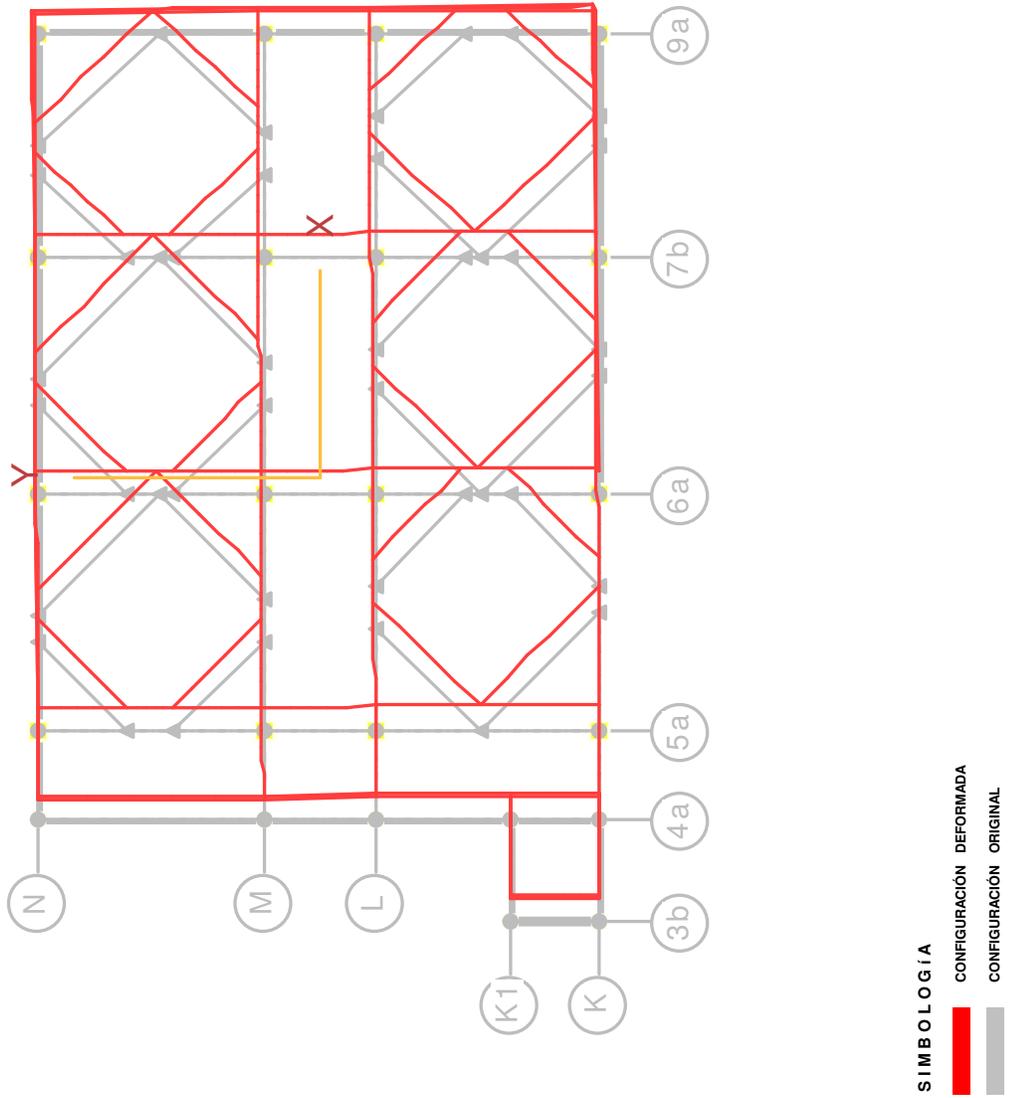
Respuesta estructural.

Fig. 3.15. Modo de vibrar 1, vista tridimensional N-E.



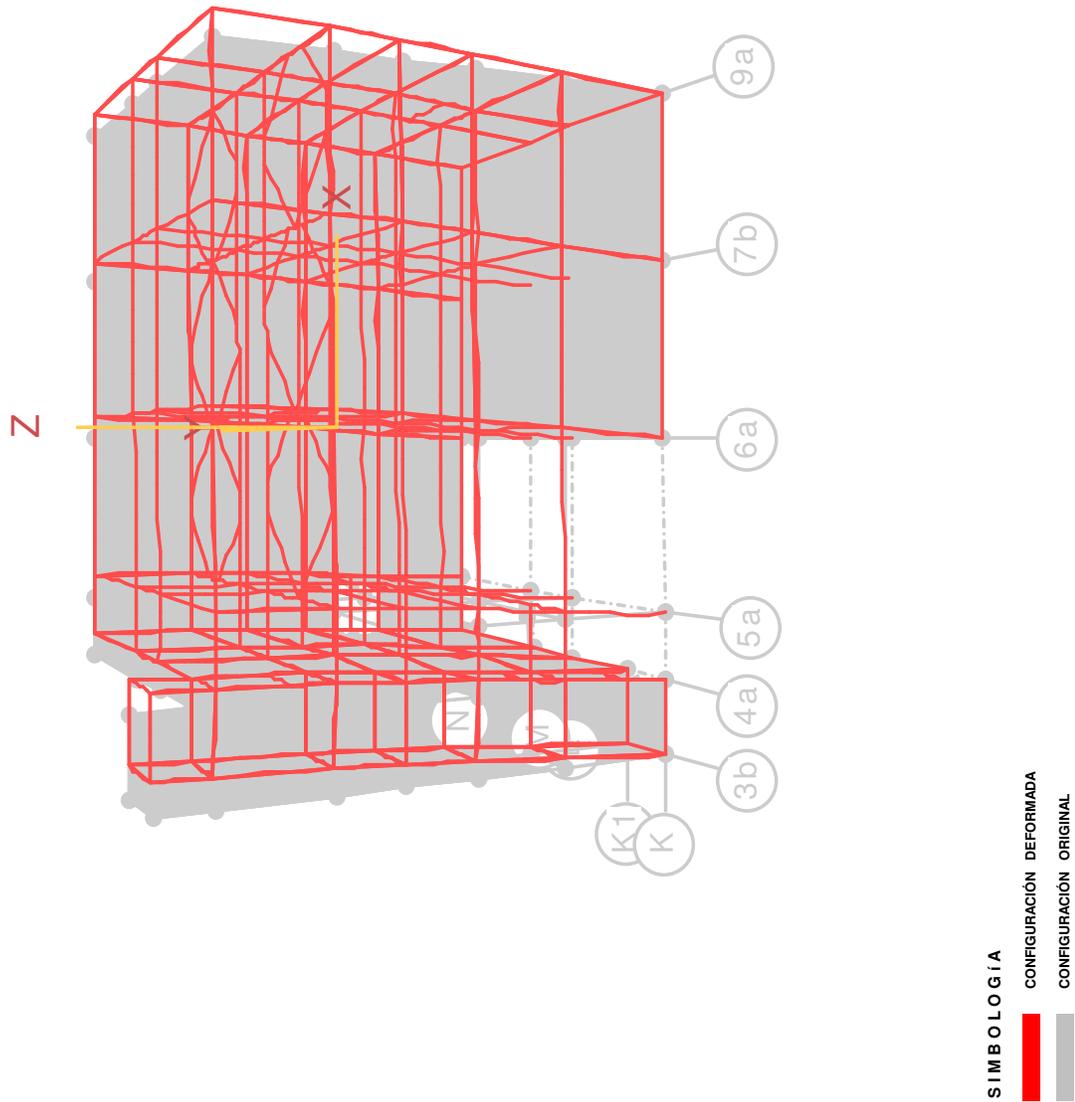
Respuesta estructural.

Fig. 3.16. Modo de vibrar 2, vista en planta.



Respuesta estructural.

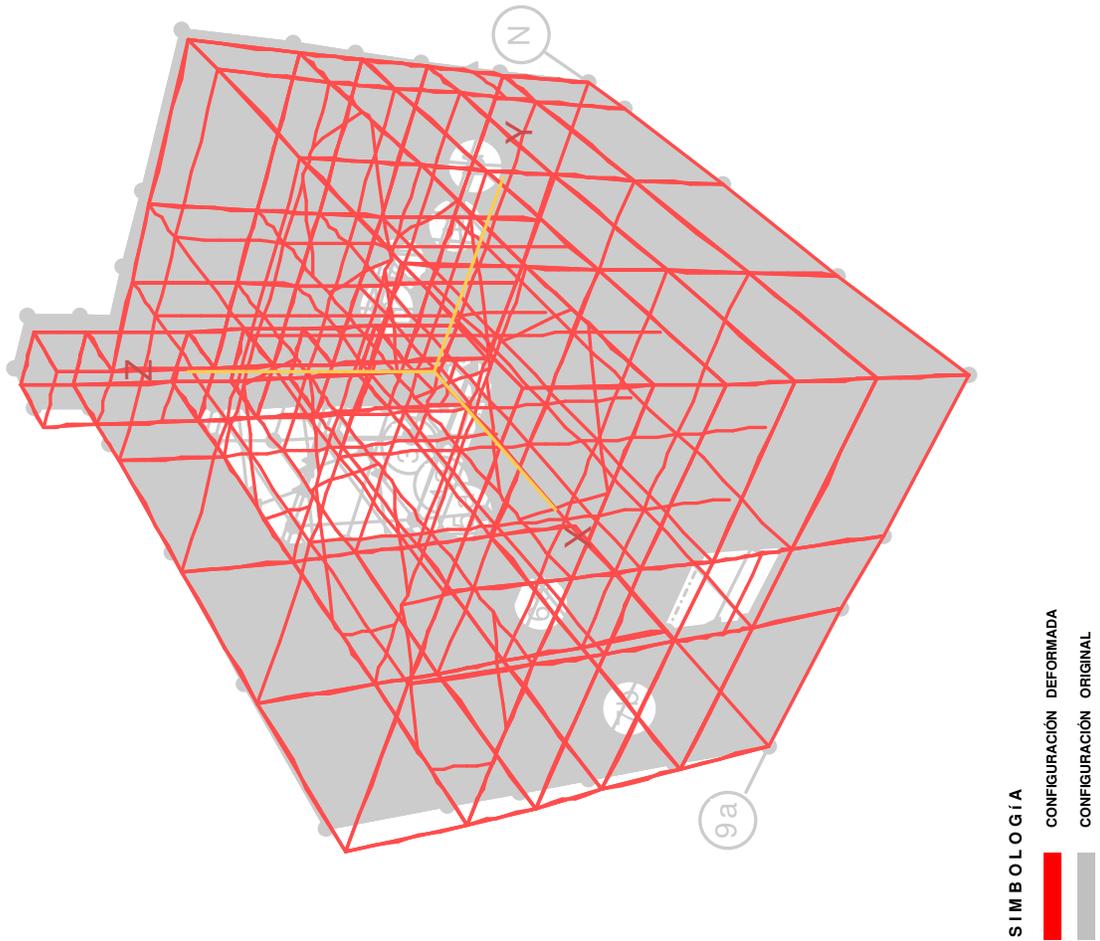
Fig. 3.17. Modo de vibrar 2, vista tridimensional Sur.





Respuesta estructural.

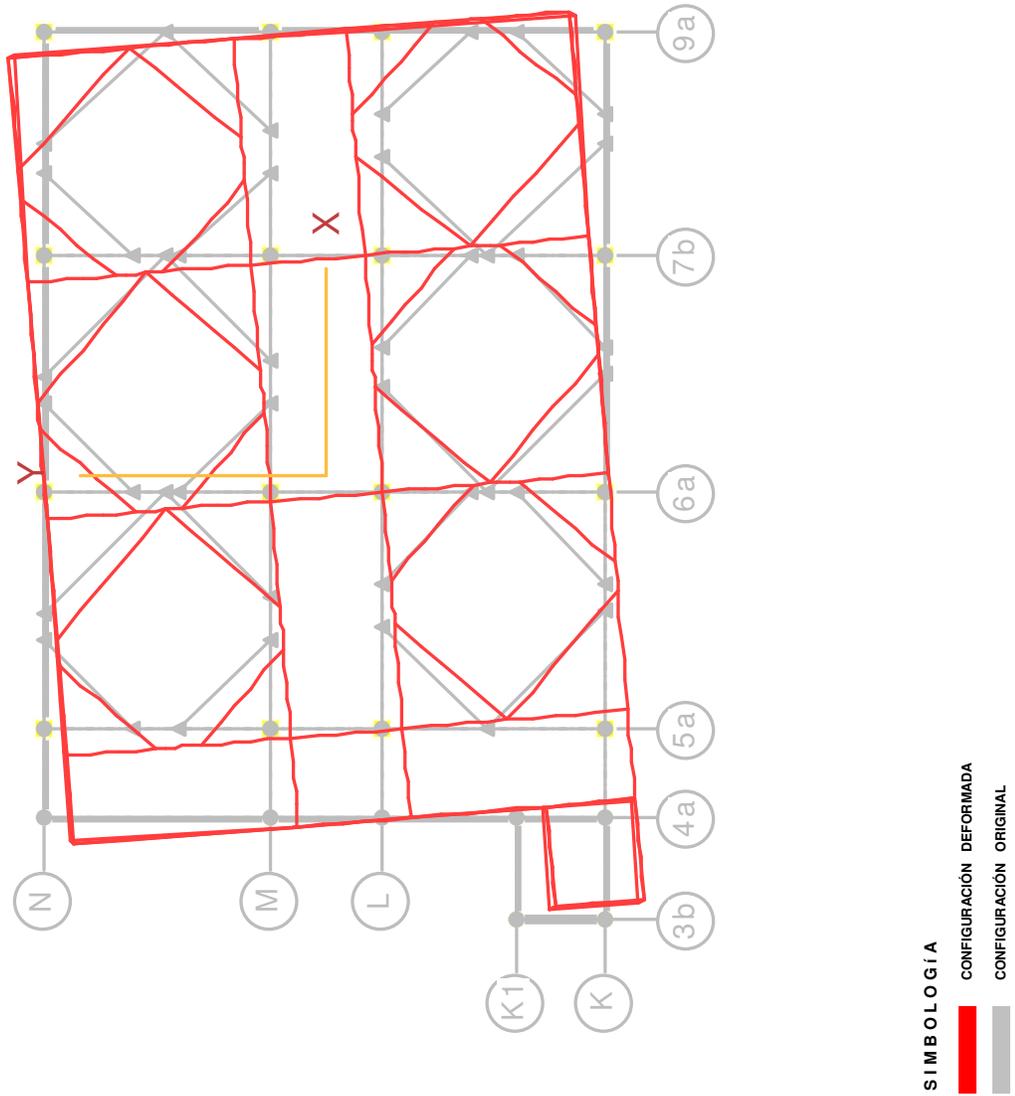
Fig. 3.18. Modo de vibrar 2, vista tridimensional N-E.





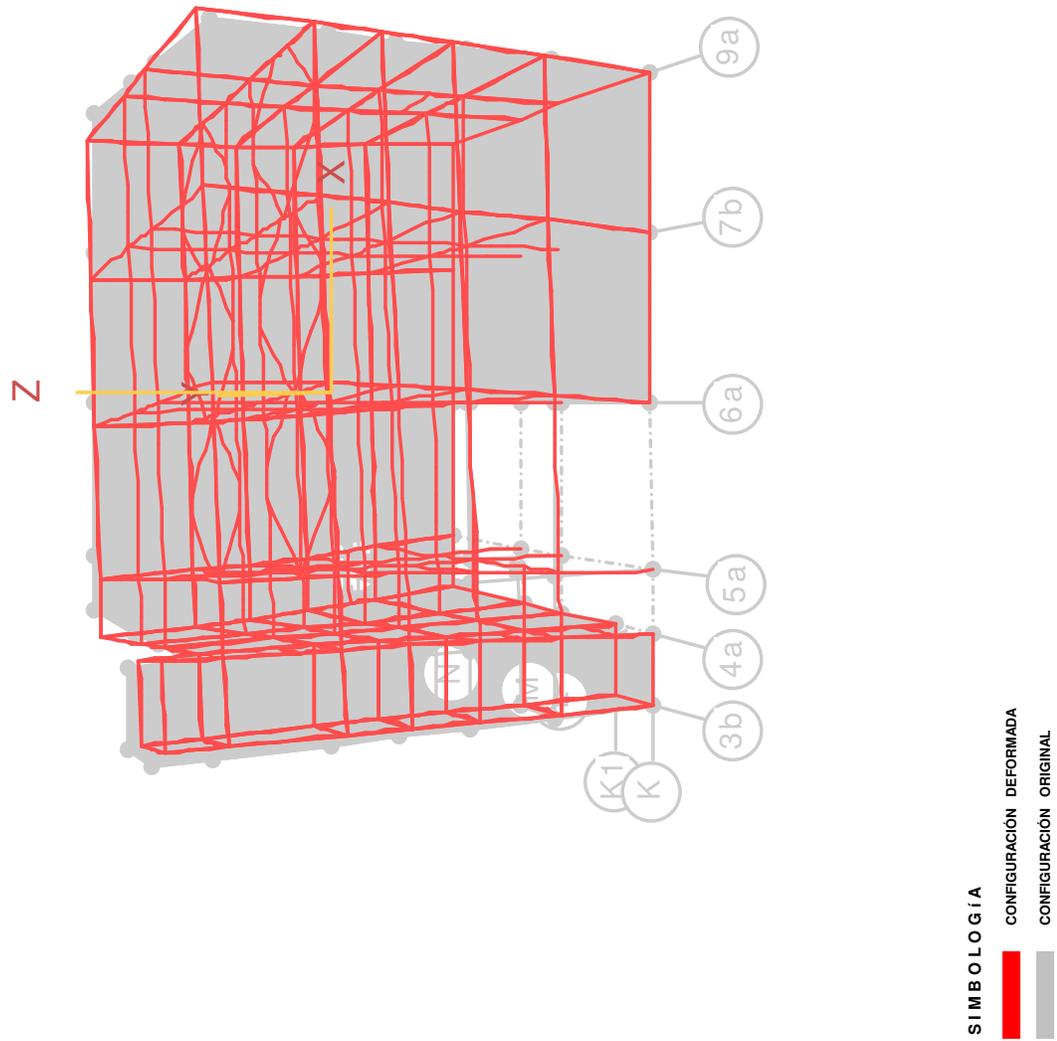
Respuesta estructural.

Fig. 3.19. Modo de vibrar 3, vista en planta.



Respuesta estructural.

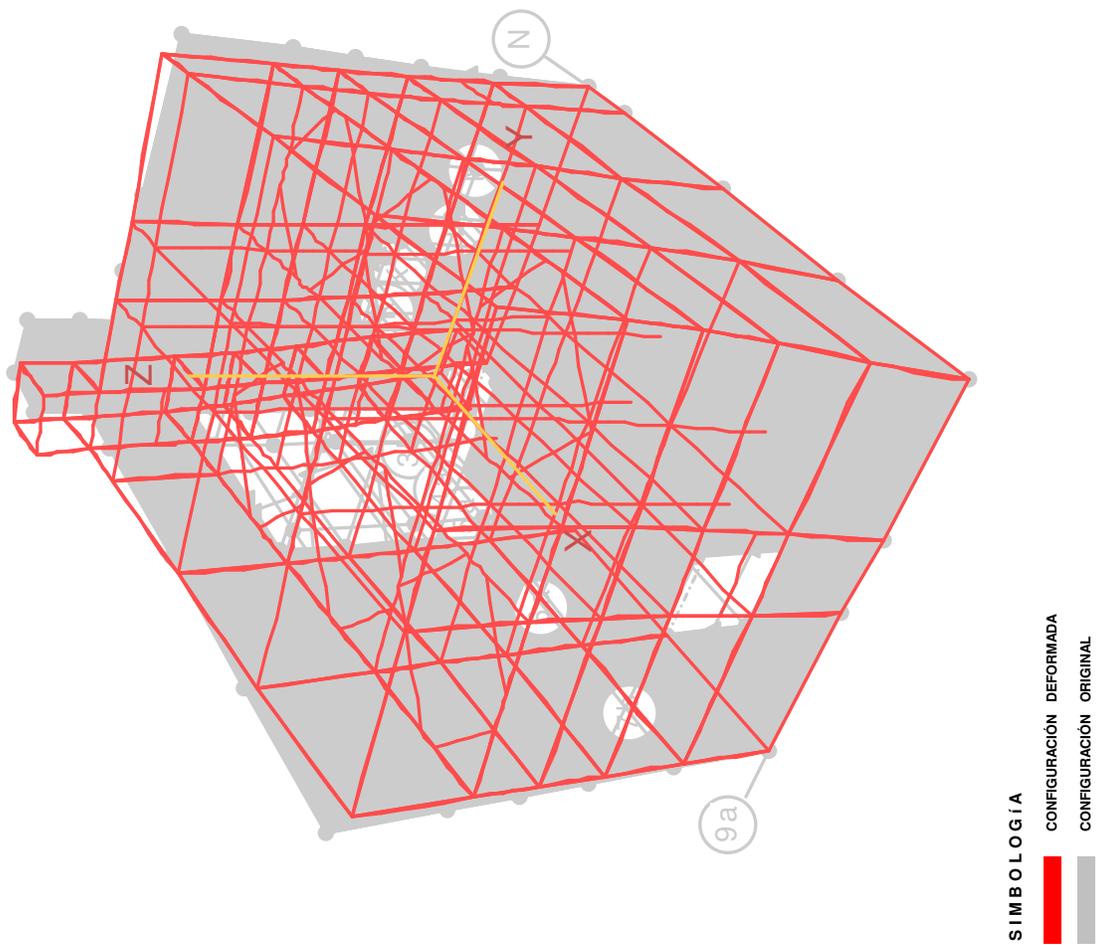
Fig. 3.20. Modo de vibrar 3, vista tridimensional Sur.





Respuesta estructural.

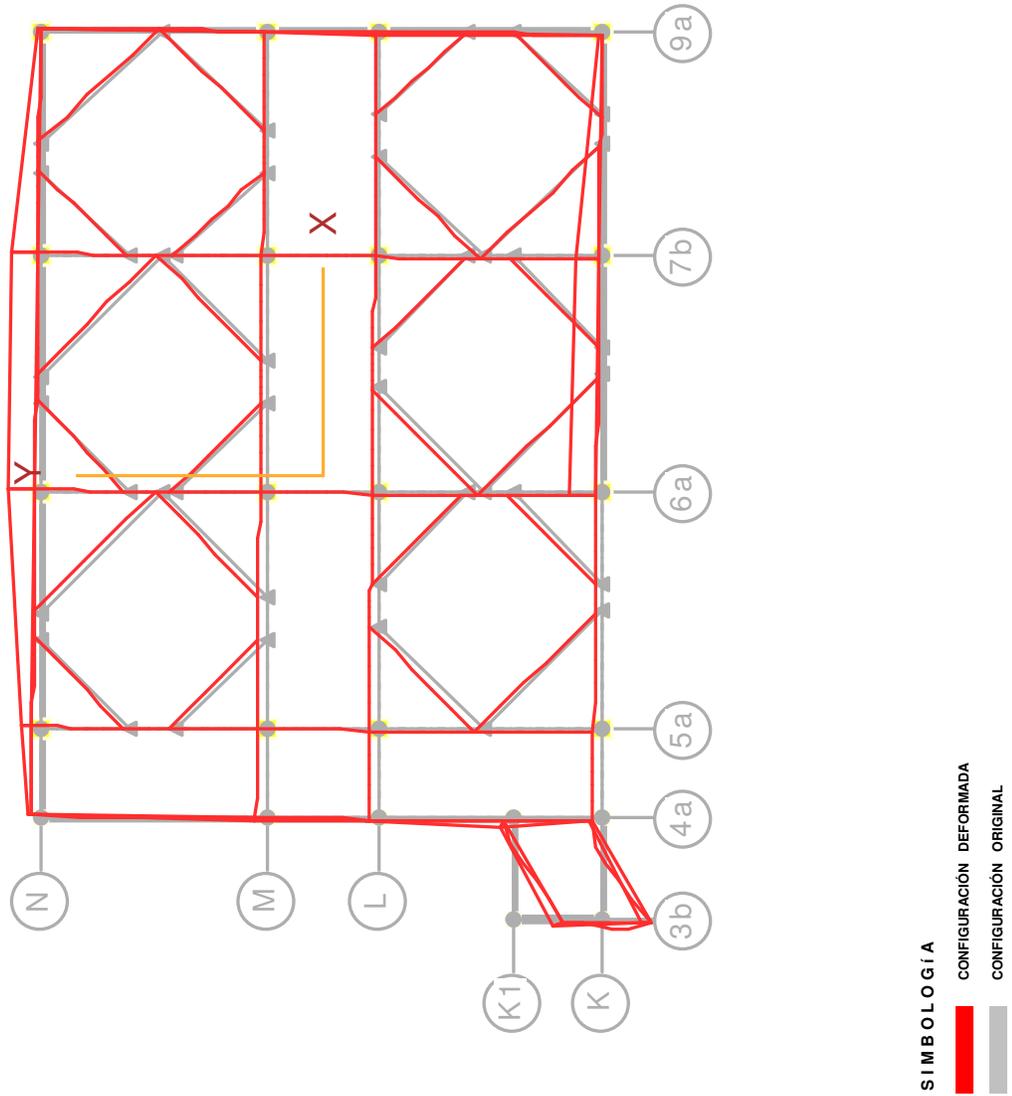
Fig. 3.21. Modo de vibrar 3, vista tridimensional N-E.





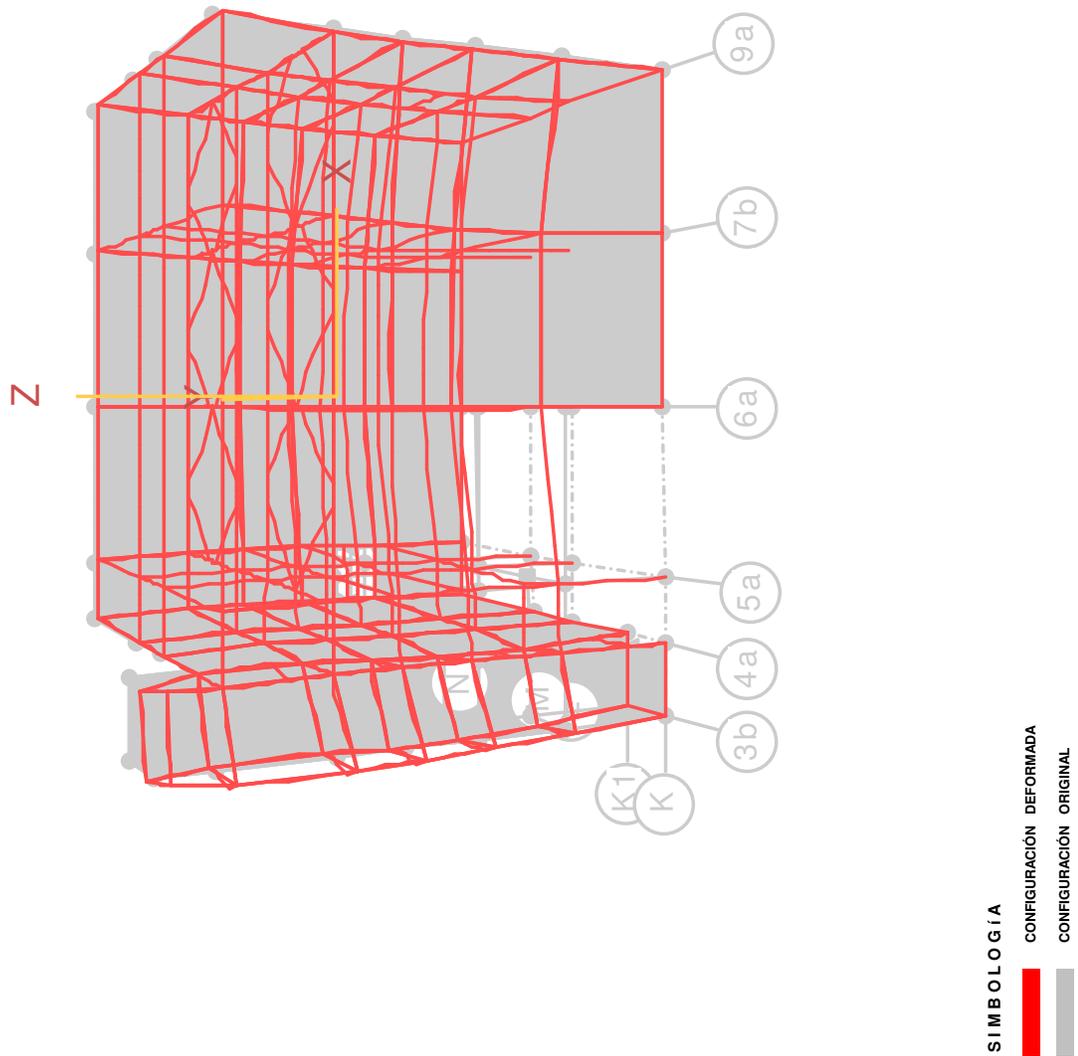
Respuesta estructural.

Fig. 3.22. Modo de vibrar 4, vista en planta.



Respuesta estructural.

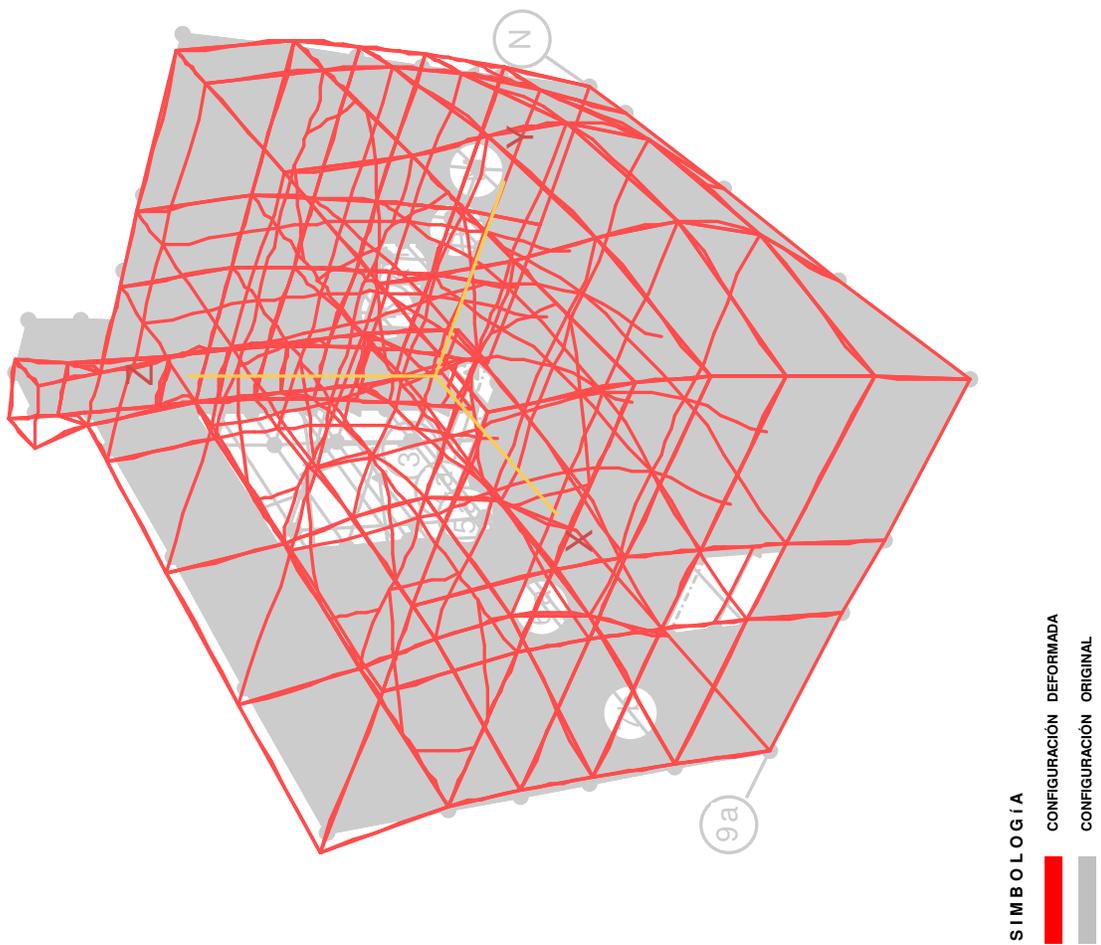
Fig. 3.23. Modo de vibrar 4, vista tridimensional Sur.





Respuesta estructural.

Fig. 3.24. Modo de vibrar 4, vista tridimensional N-E.





III.4. Revisión y diseño de elementos estructurales.

El dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales se hizo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, estipulados en el RCDF04 y sus NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y las de Mampostería.

III.4.1. Estados límite.

Se alcanza un estado límite en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, agrietamientos, niveles de fatiga, acciones externas, o varios de ellos que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

A. Estados límite de falla.

Los estados límite de falla se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción, de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. La resistencia se expresa en términos de la fuerza interna o combinaciones de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad resistente máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entiende por fuerzas internas a las fuerzas axiales, cortantes, momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura. La revisión de los elementos estructurales se hizo por el "Método de Resistencia Última".

Las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, F_C . Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencias, F_R , como lo especifica la sección 1.7 de las NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y la sección 3.1.4., de las NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

1. $F_R = 0.9$ para flexión
2. $F_R = 0.8$ para cortante y torsión
3. $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas
4. Flexocompresión:
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión
5. $F_R = 0.7$ para aplastamiento
6. Muros sujetos a fuerza cortante:
 - $F_R = 0.7$ para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior



B. Estados límite de servicio.

Se refieren a la presencia de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Se comprobaba que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) quede limitada a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Para su evaluación se revisan las siguientes consideraciones:

1. Un desplazamiento vertical en el centro de trabes y losas de entrepiso, en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm. En miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a los elementos estructurales, se considerará igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
2. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en caso contrario, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250.

C. Diseño por durabilidad.

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años.

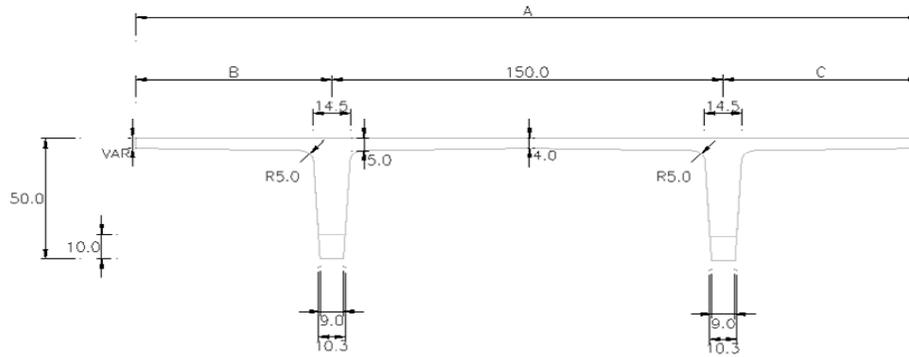
III.4.2. Sistemas de piso.

El sistema de piso hace la función de un diafragma rígido horizontal para transmitir las fuerzas sísmicas a los elementos verticales del sistema estructural y es el elemento portante que transmite a las trabes o vigas su peso propio y de las acciones variables que sobre él gravitan. Existen diferentes sistemas de piso, aquí se han utilizado dos tipos. El primero y predominante está conformado por losas prefabricadas de concreto pretensadas, de sección transversal doble "T", con una capa de compresión de concreto reforzado colada en sitio y, el segundo es mediante losas macizas de concreto reforzado coladas en sitio.

A continuación se muestran la revisión y diseño para dos elementos de losa, una prefabricada pretensada, y la otra monolítica colada en sitio. Los elementos prefabricados se diseñaron en base a la teoría de esfuerzos admisibles. La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo no deberán rebasar los límites mínimos y máximos establecidos. Mientras que las losas macizas se revisaron por el método aceptado del RCDF04 para losas apoyadas perimetralmente, donde, la separación de las barras de refuerzo se colocarán a una separación máxima de 2.5 veces el peralte efectivo de la losa.



DISEÑO / REVISIÓN DE UNA LOSA "T" PREFABRICADA - PRETENSADA



PROPIEDADES GEOMETRICAS

SECCION SIMPLE	SECCIÓN COMPUESTA
A = 300 cm	A _{capa comp} = 300 cm
B = 75 cm	Peralte _{capa comp} = 8 cm
C = 75 cm	R _{modular} = 0.8
Peralte = 50 cm	A _{sc} = 253.5 cm
	Area _{capa comp} = 2028.4 cm ²
Area _{ss} = 2562 cm ²	Area _{sc} = 4590 cm ²
I _{ss} = 510000 cm ⁴	I _{sc} = 810631 cm ⁴
Y _{s_{ss}} = 12 cm	Y _{s_{sc}} = 13 cm
Y _{i_{ss}} = 38 cm	Y _{i_{sc}} = 45 cm
S _{s_{ss}} = 42750 cm ³	S _{s_{sc}} = 62694 cm ³
S _{i_{ss}} = 13300 cm ³	S _{i_{sc}} = 17986 cm ³

MATERIALES

f _c = 350 kgf/cm ²	losa prefabricada
f _c = 250 kgf/cm ²	capa de compresión
f _{pu} = 19000 kgf/cm ²	cable de presfuerzo
f _y = 4200 kgf/cm ²	acero de refuerzo

CARGAS EN SECCIÓN SIMPLE

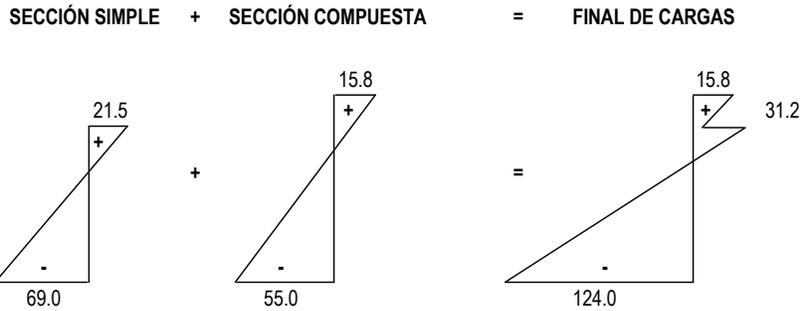
CARGAS EN SECCIÓN COMPUESTA

L = 7.66 m

P propio = 0.61 tonf / m	Carga viva = 1.05 tonf / m
Sobrecarga capa de comp = 0.58 tonf / m	Sobrecarga loseta = 0.24 tonf / m
Sobrec _{RCDF} = 0.06 tonf / m	Sobrec _{RCDF} = 0.06 tonf / m
Carga total _{ss} = 1.25 tonf / m	Carga total _{sc} = 1.35 tonf / m
M _{ss} = 9.17 tonf -m	M _{sc} = 9.90 tonf -m
V _{ss} = 4.79 tonf	V _{sc} = 5.17 tonf



REVISIÓN POR FLEXIÓN



$P_i = 0.7 f_{pu} A_s$ **Presfuerzo inicial**
 $P_i = 13.1$ tonf / torón
 $P = 0.8 P_i$ **Presfuerzo efectivo**
 $P = 10.5$ tonf / torón

Esfuerzos temporales al destensar

$f'_{ci} = 0.8 f_c$ esfuerzo de compresión en el concreto requerido al destensar
 $f'_{ci} = 280$ kgf/cm²

$f_i = k_1 0.6 f'_{ci}$; $k_1 = 0.8$ esfuerzo de compresión permisible en el concreto debido al presfuerzo
 $f_i = 134$ kgf/cm²

$f_s = k_1 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$ esfuerzo de tensión permisible en el concreto debido al presfuerzo
 $f_s = 11$ kgf/cm²

Esfuerzos finales de servicio

$f_i = 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$ esfuerzo de tensión permisible en el concreto
 $f_i = 30$ kgf/cm²

$f_s = 0.45 f_c$ esfuerzo de compresión permisible en el concreto
 $f_s = 158$ kgf/cm²

Se proponen	2	cables por nervio	lecho	separación	e'
			1	7.5	7.5
			2	4	11.5
				SUMA	9.5

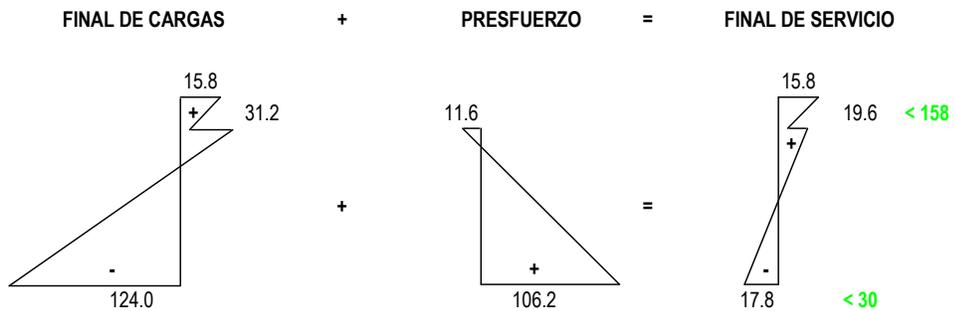
$e = 29$ cm

$M = P \times e$

$M = 11.9$ tonf - m

$f_1 = -11.6$ kgf/cm² esfuerzo de tensión en el concreto debido al presfuerzo

$f_2 = 106.2$ kgf/cm² esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo





REVISIÓN POR CORTANTE

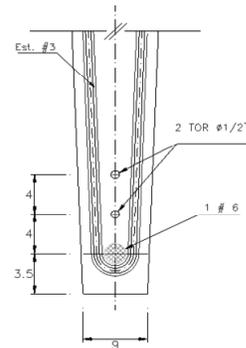
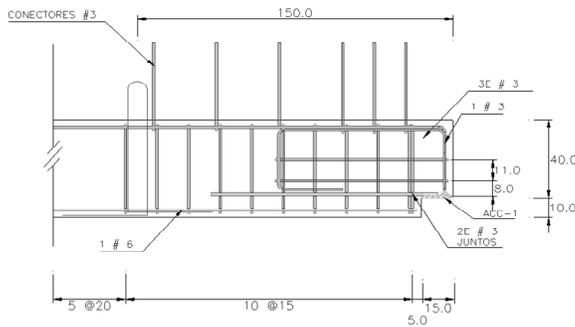
$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 V_{d_p} / M)$$

$$1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \geq V_{CR} \geq 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_{CR \text{ Max}} = 14609 \text{ kgf}$
 $V_{CR \text{ min}} = 5619 \text{ kgf}$

- b = 11.50 cm ancho por cada nervio
- d_{ss} = 36.50 cm
- AS = 2.84 cm² 1 varilla # 6 por nervio
- AV = 1.42 cm² 2 ramas # 3 por cada nervio
- d_{sc} = 44.50 cm
- p = 0.0068

CORTANTE EN SECCIÓN SIMPLE EN EL APOYO, x = 15 cm	CORTANTE EN SECCIÓN COMPUESTA
<p> $M_{ss} = 70000 \text{ kgf-cm}$ $V_{ss} = 4603 \text{ kgf}$ $V_{CR} = 82289 \text{ kgf}$ </p> <p style="text-align: right;"> $V_{Uss} = 6445 \text{ kgf}$ Rige $V_{CR \text{ Max}} = 14609 \text{ kgf}$ </p> <p style="font-size: small;">Se revisa únicamente la sección del nervio por interrumpir el patín de compresión sobre los apoyos</p> <p>Si $V_u > V_{CR}$ $Sep = F_R A_v f_y d / (V_{Uss} - V_{CR})$</p> <p>Si $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} > V_{Uss} \Rightarrow Sep = 0.75 d$ $< V_{Uss} \Rightarrow Sep = 0.37 d$</p> <p style="text-align: center;">14.6 tonf > V_{Uss}; por lo tanto rige Sep = 0.75 d</p> <p>Además $V_{Uss} < 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ $V_{Uss} << 24.3 \text{ tonf}$ No excede</p> <p style="font-size: x-small;">Se colocarán dos estribos juntos, más un herraje con refuerzos horizontales del # 3 y se usarán estribos E # 3 @ 15 en la zona de cortante máximo hasta L/5, el resto serán E # 3 @ 25, excepto en la zona de izaje, en donde se usarán 5E # 3 @ 20</p>	<p> $V_{sc} = 5171 \text{ kgf}$ $V_{CR} = 4594 \text{ kgf}$ </p> <p style="font-size: x-small;">Revisión por cortante horizontal en el plano de unión con la capa de compresión</p> $V_h = \frac{VQ}{Ib'}$ <p>Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> V_h cortante rasante entre las dos etapas de colado V cortante último debido a cargas en sección compuesta Q momento de segundo orden de la capa de compresión I momento polar de inercia en sección compuesta b' ancho de la grieta supuesta <p style="text-align: center;"> $I_{sc} = 810631 \text{ cm}^4$ $y = 8.9 \text{ cm}$ $Q = 18113 \text{ cm}^3$ $V_h = 0.46 \text{ kgf/cm}^2$ $V_{hR} = 0.25 F_R f_c^* ; V_{hR} = 40.0 \text{ kgf/cm}^2$ </p> <p style="text-align: center;"> $V_{hR} >> V_h$ No se requieren conectores se dejarán conectores del # 3 @ 50 en 4 ramas </p>





Las deflexiones inmediatas en elementos presfuerzados se calculan con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas. En los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

REVISIÓN POR FLECHA

DEFLEXIÓN EN SECCIÓN SIMPLE

$$D_{ss} = \frac{5 w L^4}{384 EI_{ss}}$$

$$E = 237000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L = 766 \text{ cm}$$

$$I_{ss} = 510000 \text{ cm}^4$$

$$(w) \text{ Carga total}_{ss} = 12.51 \text{ kgf/cm}$$

$$D_{ss} = 0.46 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA

$$D_{sc} = \frac{5 w L^4}{384 EI_{sc}}$$

$$I_{sc} = 810631 \text{ cm}^4$$

$$(w) \text{ Carga total}_{sc} = 13.50 \text{ kgf/cm}$$

$$D_{sc} = 0.32 \text{ cm}$$

CONTRAFLECHA DEBIDA AL PRESFUERZO

$$D_{presf} = -\frac{P_i e L^2}{8 EI_{ss}}$$

$$P_i = 13101 \text{ kgf}$$

$$e = 29 \text{ cm}$$

$$D_{presf} = -0.45 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN FINAL

$$D_{final} = D_{ss} + D_{sc} + D_{presf}$$

$$D_{final} = 0.33 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN PERMISIBLE

$$D_{perm} = L / 240 + 0.5$$

$$D_{perm} = 3.7 \text{ cm} \quad \gg \quad D_{final} = 0.33 \text{ cm}$$

No habrá problemas de deflexión



DISEÑO / REVISIÓN DE UNA LOSA MACIZA PERIMETRALMENTE APOYADA, COLADA EN SITIO

TABLERO AISLADO NO MONOLÍTICO
Acceso a elevador N +5.50 m

CLARO CORTO						
	C	M _u (tonf-m/m)	M _R (tonf-m/m)	A _s (cm ² / m)	V _{CR} (tonf / m)	Sep # 3 @
Bordes discontinuos	0	0.00	0.74	1.9	4.34	37
Centro del claro	0.095	1.62	1.62	4.3		17

a1 = 3.0 m

a2 = 3.4 m

m = a1 / a2 = 0.88

Peralte requerido = 7.68 cm

Se propone h = 12 cm

w = 1.35 tonf / m²

F_c = 1.4

M_R = F_R b d² f_c'' q (1 - 0.5 q)

V_{CR} = 0.5 F_R b d √f_c *

V_U = 3.21 tonf

V_{CR} > V_U

Se dejarán varillas del # 3 @ 15 corridas en el lecho inferior
Se dejarán varillas del # 3 @ 30 bastones en el lecho superior

CLARO LARGO						
	C	M _u (tonf-m/m)	M _R (tonf-m/m)	A _s (cm ² / m)	V _{CR} (tonf / m)	Sep # 3 @
Bordes discontinuos	0	0.00	0.74	1.9	4.34	37
Centro del claro	0.083	1.81	1.81	4.8		15

Se dejarán varillas del # 3 @ 15 corridas en el lecho inferior
Se dejarán varillas del # 3 @ 30 bastones en el lecho superior



III.4.3. Trabes.

Las trabes o vigas son los elementos estructurales portantes de los sistemas de piso y muros y el punto de arriostramiento lateral de columnas. Se debe cuidar la relación ancho a peralte y longitud a peralte de las trabes, para evitar que la excesiva esbeltez de la sección provoque problemas de pandeo lateral que limiten la ductilidad y el buen comportamiento que pueda desarrollarse, se debe limitar la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto al de la columna.

Debe colocarse una cuantía mínima de refuerzo en ambos lechos y en toda la longitud de la trabe para proteger contra una eventual falla frágil por flexión todas las secciones, aun aquellas en que teóricamente no se necesita refuerzo por tensión. El refuerzo para flexión debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante, basta suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Los requisitos de refuerzo son más estrictos en los extremos, donde es más probable que lleguen a formarse articulaciones plásticas en caso de un sismo severo. Además, se requiere refuerzo transversal poco espaciado para evitar agrietamiento diagonal significativo, para restringir el pandeo del refuerzo longitudinal en la zona de compresión y para proporcionar confinamiento al concreto. Finalmente, no se permiten cortes ni traslapes de barras longitudinales cerca de los apoyos, para evitar que aparezcan tensiones en el concreto por la transmisión de esfuerzos de adherencia.

Debido a las diferentes etapas de construcción, este último concepto ha sido imposible de cumplir, sobre todo en la frontera con los ejes de ampliación. Para garantizar la continuidad del acero de refuerzo en dichas secciones y evitar la formación de articulaciones plásticas se han utilizado procedimientos de soldadura para empalmes en acero de refuerzo, estos se describen en el capítulo IV, Proceso Constructivo.

Para la revisión de los estados límite de resistencia en trabes de sección rectangular sin acero de compresión se utilizaron las siguientes expresiones:

A. Flexión, M_R :

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad \text{o bien,}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q);$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{y} \quad q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

El área mínima de refuerzo a tensión por flexión, podrá determinarse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{S \min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd$$



El área máxima de refuerzo a tensión por flexión para secciones rectangulares sin acero de compresión, que deban resistir fuerzas sísmicas, será el 75% del correspondiente a falla balanceada y podrá determinarse con la siguiente expresión:

$$A_{s\text{ máx}} = 0.75 P_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \times 0.75$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{140} \geq 0.65 \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kgf/cm}^2$$

B. Cortante, V_{CR} :

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se tomará:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} (3.5 - 2.5M / Vd > 1); \quad \text{pero sin que } V_{CR} > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección respectivamente.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación $M / V d$, no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} , puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Donde:

- p cuantía del acero del refuerzo longitudinal en tensión
- b ancho de la sección transversal



d	peralte efectivo de la sección transversal
f_c'	resistencia especificada del concreto a compresión
f_c^*	resistencia del concreto nominal a compresión; $0.8 f_c'$
f_c''	esfuerzo uniforme de compresión en el bloque equivalente de esfuerzos; $0.85 f_c^*$
A_s	área del refuerzo de tensión
f_y	esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
F_R	factor de reducción
β_1	factor de distribución de esfuerzos de compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_U , sea menor que V_{cR} , el refuerzo por tensión diagonal debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de ambas.

El área de acero mínima de refuerzo por tensión diagonal, se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{v, \min} = 0.3 \sqrt{f_c^*} b s / f_y; \quad \text{la separación mínima no debe exceder del peralte } d / 2.$$

Cuando V_U , sea mayor que V_{cR} , la separación del refuerzo por tensión diagonal, s , se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_U - V_{cR}}$$

Donde:

A_v	área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendida en una distancia, s
θ	ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza

si $V_U \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, la separación de estribos perpendiculares, s , no será mayor que $d / 2$

si $V_U > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, la separación de estribos perpendiculares, s , no será mayor que $d / 4$

en ningún caso se permitirá que $V_U > 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

A continuación se anexan las tablas 3.8 a 3.14 con el resumen de la revisión del refuerzo necesario de todas las trabes, para no rebasar los estados límite de falla. La nomenclatura de la tabla 3.8 es aplicable para las tablas 3.9 a 3.14.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES																
EJE K																
TRABE y NIVEL		3b		4a		5a		6a		7b		9a				
		CL		CL		CL		CL		CL		CL		CL		CL
T - 42 30 x 70 NIVEL 5	Ms	1.4	0.4	3.8	7.7	0.4	9.0	18.9	0.0	20.0	18.5	0.0	17.0	16.9	0.0	12.8
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	8.0	5.2	8.5	7.8	5.2	7.2	7.1	5.2	5.4
	Ae	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.37	0.56	0.61	0.60	0.55	0.61	0.51	0.50	0.61	0.38
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Mi	0.0	2.0	2.3	7.5	1.5	2.5	0.0	12.8	0.0	0.0	12.3	0.0	0.0	11.1	0.0
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.4	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.42	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Vu	3.2	1.3	3.3	7.9	6.7	10.4	16.0	4.0	16.0	16.3	1.2	15.7	15.5	1.6	14.3
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	6.3	5.7	6.4	6.2	5.6	6.1	6.1	5.6	5.7
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9
E # 3		@ 15	@ 15	@ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 35 30 x 70 NIVEL 4	Ms	2.9	1.4	1.4	16.5	0.0	19.6	17.2	0.0	18.6	11.5	0.0	12.3	9.7	0.0	10.4
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	7.0	5.2	8.4	7.3	5.2	8.0	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7
	Fs	0.52	0.52	0.52	0.70	0.52	0.53	0.46	0.52	0.51	0.33	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Mi	2.1	2.8	0.6	15.2	2.4	15.0	13.5	11.0	13.8	7.8	1.8	7.7	6.5	1.6	6.3
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	6.4	5.2	6.3	5.7	5.2	5.8	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.61	0.61	0.61	0.75	0.61	0.55	0.50	0.61	0.68	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Vu	1.5	0.7	1.5	17.4	14.2	18.7	6.5	4.4	6.3	4.5	2.7	4.6	4.1	2.4	4.2
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.1	5.6	6.4	6.1	5.6	6.3	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
E # 3		@ 15	@ 15	@ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 26 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	7.4	1.3	4.3	22.7	4.5	31.3	19.9	0.0	22.2	13.1	0.0	13.4	10.4	0.0	11.0
	As _{req}	4.8	4.8	4.8	10.7	4.8	15.2	9.2	4.8	10.5	6.0	4.8	6.1	4.8	4.8	5.0
	Ae	15.0	15.0	17.9	17.9	17.9	17.9	17.9	15.0	17.9	17.9	15.0	17.9	17.9	15.0	20.7
	Fs	0.32	0.32	0.27	0.60	0.27	0.85	0.51	0.32	0.59	0.34	0.32	0.34	0.27	0.32	0.24
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Mi	7.1	2.0	3.7	22.4	5.4	29.7	16.0	2.6	18.0	8.9	1.8	9.3	6.8	1.6	7.1
	Ai _{req}	4.8	4.8	4.8	10.5	4.8	14.2	7.3	4.8	8.3	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	18.7
	Fs	0.56	0.56	0.34	0.74	0.34	1.00	0.51	0.56	0.58	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1						
	Vu	4.5	3.8	4.6	22.6	22.0	23.2	7.1	5.2	7.1	5.0	3.0	4.9	4.3	2.6	4.3
	VcR	5.2	5.2	5.2	6.6	5.2	7.6	6.2	5.2	6.5	5.5	5.2	5.5	5.2	5.2	5.3
	Sep	30.6	30.6	30.6	15.3	15.3	15.3	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

NOMENCLATURA

FLEXIÓN			CORTANTE		
M s, i	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]	Vu	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]
A _{req}	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm ²]	p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión	
Ae	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm ²]	V _{cR}	Cortante resistente en función de " p "	[tonf]
Fs	Factor de seguridad A _{req} / Ae,		Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]
Si F _s ≤ 1;	el comportamiento del elemento estructural es aceptable		E # 3	Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros	(@ 15)
No cumple;	el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable				

Tabla 3.8. Revisión y dimensionamiento de trabes eje K.



PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJES L y M													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a		CL	6a		CL	7b		CL	9a
T - 41 30 x 70 NIVEL 5	Ms	2.6	0.0	8.5	18.0	0.0	19.0	19.0	0.0	17.2	17.0	0.0	11.0
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	7.6	5.2	8.1	8.1	5.2	7.3	7.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.61	0.61	0.37	0.53	0.61	0.57	0.57	0.61	0.51	0.51	0.61	0.37
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.8	0.7	0.0	0.0	14.3	0.0	0.0	13.3	0.0	0.0	11.9	0.0
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	6.0	5.2	5.2	5.6	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.47	0.40	0.40	0.44	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.8	3.7	10.1	16.0	1.7	16.2	16.7	1.6	15.7	15.8	1.6	14.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.2	5.8	6.3	6.3	5.7	6.1	6.1	5.6	5.6
Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	32.9	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 34 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.7	0.0	9.7	10.9	0.0	11.9	8.5	0.0	9.5	6.4	0.0	7.1
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	14.3	14.3	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.37	0.37	0.37	0.37	0.61	0.37	0.37	0.61	0.37	0.37	0.61	0.37
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	5.4	5.2	7.2	6.5	11.0	6.1	4.0	11.0	3.3	2.5	11.0	2.0
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	11.4	11.4	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.46	0.46	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	12.5	6.1	12.2	8.0	2.5	8.0	8.0	1.8	8.0	8.0	1.5	8.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 25 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	17.3	2.6	23.0	16.5	0.0	18.0	14.5	0.0	15.5	12.6	0.0	13.2
	As _{req}	8.0	4.8	10.8	7.5	4.8	8.3	6.6	4.8	7.1	5.7	4.8	6.0
	Ae	22.9	22.9	22.9	22.9	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	22.9
	Fs	0.35	0.21	0.47	0.33	0.38	0.45	0.36	0.38	0.38	0.31	0.38	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	16.0	2.8	21.0	12.0	2.3	13.5	10.0	2.0	10.5	8.9	1.7	9.6
	Ai _{req}	7.3	4.8	9.8	5.4	4.8	6.1	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.1	17.1	17.1	17.1	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	17.1
	Fs	0.43	0.28	0.57	0.32	0.56	0.43	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.28
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	15.9	15.5	16.1	5.9	4.0	5.9	5.2	3.3	5.2	5.0	3.2	5.0
	VcR	6.0	5.2	6.6	5.8	5.2	6.0	5.6	5.2	5.8	5.4	5.2	5.5
Sep	15.3	15.3	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.9. Revisión y dimensionamiento de trabes ejes L y M.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJE N													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a			
T - 40 30 x 70 NIVEL 5	Ms	2.0	0.0	7.0	18.6	0.0	18.5	19.6	0.0	17.0	17.0	0.0	12.6
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	7.9	5.2	7.8	8.3	5.2	7.2	7.2	5.2	5.3
	Ae	10.0	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	12.9
	Fs	0.52	0.52	0.28	0.43	0.52	0.42	0.45	0.52	0.39	0.39	0.52	0.41
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	2.3	1.1	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	11.2	0.0
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.3	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.41	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.0	3.5	7.8	16.1	16.0	16.0	16.3	1.5	15.7	15.5	1.4	14.3
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.3	5.7	6.2	6.3	5.6	6.1	6.1	5.6	5.7
Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	16.5	16.5	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 33 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.5	0.0	10.9	10.0	0.0	9.7	9.5	0.0	10.0	6.4	0.0	7.2
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6
	Fs	0.40	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	6.1	5.0	6.6	5.2	11.0	5.6	5.3	11.0	5.1	2.4	11.0	1.8
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	11.4	11.4	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.46	0.46	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	11.0	6.6	11.1	8.0	2.1	8.0	8.0	2.1	8.0	8.0	1.5	8.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 24 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	12.5	1.9	19.3	11.4	0.0	11.8	12.2	0.0	12.0	12.6	0.0	13.2
	As _{req}	5.7	4.8	9.0	0.0	4.8	5.3	5.5	4.8	5.4	5.7	4.8	6.0
	Ae	15.0	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	23.6
	Fs	0.38	0.32	0.43	0.00	0.32	0.26	0.27	0.32	0.26	0.27	0.32	0.25
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	11.5	2.1	17.8	7.2	1.9	7.8	7.8	1.8	7.9	8.9	1.8	9.7
	Ai _{req}	0.0	4.8	8.2	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	21.4	21.4	21.4	21.4	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	21.4
	Fs	0.00	0.23	0.38	0.23	0.56	0.34	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.23
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	12.5	11.0	12.9	4.5	2.6	4.5	4.6	2.8	4.6	5.0	3.2	5.0
	VcR	5.4	5.2	6.2	5.2	5.2	5.3	5.4	5.2	5.4	5.4	5.2	5.5
Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	
E # 3		@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.10. Revisión y dimensionamiento de trabes eje N.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJE 4a													
TRABE y NIVEL		K	CL	K1		CL	L		CL	M		CL	N
T - 36 30 x 70 NIVELES 4 y 5	Ms	3.5	1.0	4.3	6.0	0.1	4.7	3.8	0.0	4.0	4.5	0.0	4.8
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.54	0.54	0.54	0.54	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		F _s ≤ 1											
	Mi	3.6	1.2	3.0	3.6	1.0	3.9	2.6	1.8	3.5	0.7	1.9	0.7
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.54	0.54	0.54	0.54	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		F _s ≤ 1											
	Vu	3.2	3.0	3.6	3.5	2.4	3.1	3.0	2.1	2.8	2.6	0.8	2.6
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	- @ 15	- @ 15	- @ 15	8 @ 15	- @ 20	8 @ 15	- @ 15	- @ 15	- @ 15	13 @ 15	- @ 20	13 @ 15
T - 29 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	5.7	0.5	4.3	4.5	0.0	4.4	4.1	0.0	4.2	4.6	0.0	4.8
	As _{req}	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7
	Fs	0.50	0.50	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50
		F _s ≤ 1											
	Mi	5.3	1.5	3.3	3.1	0.6	3.2	2.9	0.6	3.7	0.5	1.7	0.8
	Ai _{req}	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7
	Fs	0.50	0.50	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50
		F _s ≤ 1											
	Vu	4.7	3.7	4.9	2.9	1.9	2.9	3.2	2.3	3.0	2.6	0.8	2.6
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	- @ 15	- @ 15	- @ 15	8 @ 15	- @ 20	8 @ 15	- @ 15	- @ 15	- @ 15	13 @ 15	- @ 20	13 @ 15

Tabla 3.11. Revisión y dimensionamiento de traves eje 4a.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES										
EJE 5a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
T - 43 30 x 70 NIVEL 5	Ms	5.0	0.0	5.0	4.9	0.0	5.2	4.5	0.0	5.0
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	7.9	5.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	5.9	7.9
	Fs	0.66	0.88	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.88	0.66
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.0	1.7	0.3	1.5	3.5	0.9	0.5	1.7	0.8
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	Fs	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	2.7	0.8	2.7	7.0	1.7	7.2	2.7	0.8	2.7
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
	T - 37 30 x 70 NIVEL 4	Ms	6.7	0.0	6.0	9.0	0.0	8.2	6.5	0.0
As _{req}		5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Ae		10.0	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7
Fs		0.52	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
Mi		4.0	11.0	4.0	2.0	3.6	2.5	4.0	11.0	2.5
Ai _{req}		5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Ae		8.6	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
Fs		0.61	0.61	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
Vu		4.0	1.3	4.0	10.7	3.5	10.3	4.0	1.4	3.2
VcR		5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
Sep		32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
E # 3		13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 30 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3		Ms	8.0	0.0	7.5	10.5	0.0	10.5	7.5	0.0
	As _{req}	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.9	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	17.9
	Fs	0.27	0.32	0.23	0.23	0.32	0.23	0.23	0.32	0.27
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	5.0	1.6	3.7	7.1	1.3	7.5	3.7	1.7	4.5
	Ai _{req}	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.9	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	17.9
	Fs	0.27	0.32	0.23	0.23	0.32	0.23	0.23	0.32	0.27
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.5	1.6	3.5	8.1	5.4	8.0	3.5	1.7	3.5
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.12. Revisión y dimensionamiento de trabes eje 5a.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES											
EJE 6a y 7b											
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N	
T - 44 30 x 70 NIVEL 5	Ms	8.1	0.0	8.7	4.6	0.0	4.8	6.6	0.0	6.7	
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	
	Ae	7.9	5.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	5.9	7.9	
	Fs	0.66	0.88	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.88	0.66	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
	Mi	4.8	1.7	4.0	1.4	6.8	1.7	2.3	1.6	2.8	
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	
	Ae	7.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	7.9	
	Fs	0.66	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.66	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
	Vu	3.7	2.0	3.9	12.5	1.9	12.5	3.3	1.4	3.2	
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	
	E # 3		13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
	T - 38 30 x 70 NIVEL 4	Ms	17.5	0.0	16.5	18.1	0.0	19.0	15.0	0.0	16.0
As _{req}		7.5	5.2	7.0	7.7	5.2	8.1	6.3	5.2	6.8	
Ae		11.4	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4	
Fs		0.66	0.61	0.61	0.68	0.61	0.95	0.74	0.61	0.60	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
Mi		13.5	11.0	13.5	12.0	6.7	11.5	11.6	11.0	11.5	
Ai _{req}		5.7	5.2	5.7	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	
Ae		11.4	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4	
Fs		0.50	0.61	0.50	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
Vu		6.3	4.5	6.2	19.2	9.5	19.3	5.6	4.0	5.7	
VcR		6.2	5.6	6.1	6.2	5.6	6.3	5.9	5.6	6.0	
Sep		32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9	
E # 3			13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 31 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3		Ms	11.2	0.0	11.0	13.5	0.0	14.0	10.8	0.0	11.5
	As _{req}	5.0	4.8	5.0	6.1	4.8	6.4	4.9	4.8	5.2	
	Ae	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	
	Fs	0.25	0.32	0.25	0.30	0.32	0.32	0.24	0.32	0.26	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
	Mi	7.2	1.7	6.9	12.0	1.8	11.5	5.9	1.7	6.6	
	Ai _{req}	4.8	4.8	4.8	5.5	4.8	5.2	4.8	4.8	4.8	
	Ae	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	
	Fs	0.24	0.32	0.24	0.27	0.32	0.26	0.24	0.32	0.24	
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	
	Vu	4.4	2.6	4.4	10.6	7.9	10.6	4.2	2.4	4.2	
	VcR	5.3	5.2	5.3	5.5	5.2	5.6	5.3	5.2	5.3	
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	
	E # 3		13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.13. Revisión y dimensionamiento de traves ejes 6a y 7b.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES										
EJE 9a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
T - 47 30 x 70 NIVEL 5	Ms	4.7	0.0	4.8	4.8	0.0	5.1	4.0	0.0	4.0
	As _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.0	1.7	0.4	1.7	3.2	2.0	0.0	1.7	0.1
	Ai _{req}	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	2.7	0.8	2.8	7.0	2.2	6.9	2.5	0.6	2.5
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
	T - 46 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.0	0.0	7.4	10.2	0.0	10.6	6.0	0.0
As _{req}		5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Ae		10.4	5.7	10.4	10.4	5.7	10.4	10.4	5.7	10.4
Fs		0.50	0.91	0.50	0.50	0.91	0.50	0.50	0.91	0.50
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
Mi		4.0	11.0	4.0	5.6	4.0	5.5	4.0	11.0	4.0
Ai _{req}		5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Ae		8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
Fs		0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
Vu		4.0	1.7	4.0	11.0	5.1	11.9	4.0	1.3	4.0
VcR		5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
Sep		32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
E # 3		13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 45 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3		Ms	8.2	0.0	7.8	12.0	0.0	12.0	7.0	0.0
	As _{req}	4.8	4.8	4.8	5.4	4.8	5.4	4.8	4.8	4.8
	Ae	12.9	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	12.9
	Fs	0.38	0.48	0.31	0.34	0.48	0.34	0.31	0.48	0.38
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	4.5	1.6	4.1	9.5	1.4	9.5	3.3	1.6	3.8
	Ai _{req}	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	18.7
	Fs	0.56	0.56	0.34	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.6	1.8	3.6	9.4	6.7	9.4	3.4	1.6	3.5
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.4	5.2	5.4	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.14. Revisión y dimensionamiento de trabes eje 9a.



III.4.4. Columnas.

Las columnas son los elementos estructurales portantes, que reciben a las trabes y transmiten las acciones internas directamente a la cimentación. Se revisó que la capacidad de las columnas sea suficiente para permitir la formación de articulaciones plásticas en los dos extremos de las vigas. El RCDF04 admite como opción para alcanzar el mismo objetivo, diseñar las columnas con factores de reducción menores que los que se especifican para otras condiciones de carga.

Para disminuir la falla por flexocompresión en los extremos de las columnas es necesario colocar refuerzo de confinamiento. El refuerzo helicoidal sería el más indicado, pero, constructivamente no es práctico en columnas de sección rectangular, por ello, se proporcionó el confinamiento mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciados. Fuera de la longitud confinada se duplicó dicha separación, ya que es poco probable la formación de articulaciones plásticas.

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante, incluyendo los efectos de esbeltez. Las columnas se diseñaron empleando el análisis estructural de segundo orden, P-Delta, que implica el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio sobre la estructura deformada mediante la utilización de procesos iterativos, significa que, los efectos de esbeltez quedan considerados y por lo tanto se omite el procedimiento para el incremento de momentos por dichos efectos sugerido por el RCDF04 en sus NTC's correspondientes.

A. Compresión y flexión en dos direcciones.

La revisión de las columnas para estado límite de falla se realizó con la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{RX} + 1/P_{RY} - 1/P_{R0}} \geq P_U$$

Donde:

- P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y
- P_{R0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$; $P_{R0} = F_R (A_g f_c'' + A_s f_y)$;
 A_g área de concreto de la sección transversal
- P_{RX} carga normal resistente de diseño, aplicada con la excentricidad $e_x \Rightarrow$
 $P_{RX} = K_X F_R b h f_c''$
 $K_X (e_x / b)$; se obtiene de los diagramas de las ayudas de diseño del Anexo B
- P_{RY} carga normal resistente de diseño, aplicada con la excentricidad $e_y \Rightarrow$
 $P_{RY} = K_Y F_R b h f_c''$
 $K_Y (e_y / h)$; se obtiene de los diagramas de las ayudas de diseño del Anexo B

**B. Cortante, V_{cR} .**Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

1. Flexocompresión.

En miembros a Flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , no exceda de:

$$P_u < F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

La fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá multiplicando por $(1 + 0.007 P_u / A_g)$

$$\text{Si } P_u > F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

V_{cR} , se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para $P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$.

2. Flexotensión.

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores por $(1 - 0.03 P_u / A_g)$.

En ningún caso se permitirá que:

$$V_u > 2 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

A continuación se presentan un ejemplo de diseño, y en las tablas 3.15 a 3.19 se muestra un resumen de la revisión de todas las columnas para las tres etapas de obra, incluyendo el refuerzo necesario para no rebasar los estados límite de falla.



DISEÑO / REVISIÓN DE COLUMNAS

EDIFICIO - SEGUNDA ETAPA

COLUMNA: C - 10 NIV 0 / 1
UBICACIÓN EN PLANTA : EJES : (K - 6a)

MATERIALES:

Concreto $f'c = 250$ kgf/cm²
 Acero de refuerzo $f_y = 4200$ kgf/cm²
 Area de acero = **45.4** cm²
 $F_R = 0.7$

SECCIÓN:

bx hy
65 65 cm
 recubrimiento = **5** cm

ACCIONES:

$P_u = 10.4$ tonf
 $M_{ux} = 13.9$ tonf - m
 $M_{uy} = 30.5$ tonf - m

$V_{ux} = 9.1$ tonf
 $V_{uy} = 3.3$ tonf

FLEXOCOMPRESIÓN

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}} \geq P_u$$

$f'c = 200$ kgf/cm²
 $f'c = 170$ kgf/cm²

$dx = 60$
 $dy = 60$
 $dx/bx = 0.92$
 $dy/hy = 0.92$
 $\rho = 0.011$
 $q = 0.27$

CARGA TOTAL RESISTENTE Pro = 630848 kgf

EXCENTRICIDAD $e_x = 1.369$ m **USAR GRÁFICO FIG: B.2**
 $e_x/bx = 2.11$ -----> $K_x = 0.07$
 $P_{Rx} = 35194$ kgf

EXCENTRICIDAD $e_y = 2.965$ m **USAR GRÁFICO FIG: B.2**
 $e_y/hy = 4.56$ -----> $K_y = 0.03$
 $P_{Ry} = 15083$ kgf

$PR / Pro > 0$; 0.02

$P_u = 10400$ kgf
 $PR = 10738$ kgf
 $P_u / PR < 1$; **0.97 SI CUMPLE**

Refuerzo existente $Asp = 81.12$ cm² >> As requerido

CORTANTE

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'c} *$
 $Av = 2.8$ cm² E # 3 en 4 ramas
 $As_{compresión} = 25.3$ cm²
 $\rho = 0.0060$

$V_{CR} = 14099$ kgf

$P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s)$
 $10400 < 741376$ kg =>

$V_{CR} * (1 + 0.007 P_u / A_g) = 1.02 V_{CR}$

$V_{CR} = 14381$ kgf > $V_u = 9100$ kgf

Si $V_u > V_{CR}$ $Sep = F_R Av fy d / (V_u - V_{CR})$

Si $1.5 F_R b d \sqrt{f'c} * > V_u$ => $Sep = 0.50 d$
 $< V_u$ => $Sep = 0.25 d$

66185 kgf >> V_u => $Sep = 0.50 d$
 $Sep = 30$ cm

$Sep = F_R Av fy / 3.5b$ 45.4 cm

$Sep = 48 d_b$ $d_b = 0.91$ 43.7 cm

$Sep = 850 d_b / \sqrt{f_y}$ $d_b = 2.54$ 33.3 cm

Se dejarán Estribos del # 3 en 4 ramas @ 20 cm y en extremos @ 10 cm en una longitud igual a H / 6



TABLA 3.15. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
NIVEL 0 / 1

EJES	3b COLUMNAS 40 X 40			4a COLUMNAS 45 X 45			5a COLUMNAS 65 X 65			6a COLUMNAS 65 X 65			7b COLUMNAS 65 X 65			9a COLUMNAS 65 X 65		
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO PROPUUESTO	TERCERA ETAPA	
N	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=27.1 0.99 Fs ≤ 1	Asp=17.2 0.63 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
	COL C7 4#6 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
M	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=27.1 0.99 Fs ≤ 1	Asp=17.2 0.63 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
	COL C7 4#6 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
L	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=27.1 0.99 Fs ≤ 1	Asp=17.2 0.63 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
	COL C7 4#6 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=27.1 0.99 Fs ≤ 1	Asp=17.2 0.63 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
	COL C7 4#6 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=27.1 0.99 Fs ≤ 1	Asp=17.2 0.63 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	
	COL C7 4#6 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.42 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤ 1	

COL C Identificación de columna tipo
 16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción
 Asp Área de acero principal (cm²)
 Fs Factor de seguridad; Asp / Asp
 Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 E3r #3@11 Escritores de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm



TABLA 3.16. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
NIVEL 1 / 2

EJES	3b			4a			5a			6a			7b			9a		
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO PROPIUESTO	TERCERA ETAPA	
N	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
M	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
L	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1

COL C Identificación de columna tipo
 16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción
 Asp Área de acero principal (cm²)
 Fs Factor de seguridad: Asp / Asp
 Si: Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 E3: #3@11 Estribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm



TABLA 3.17. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS NIVEL 2 / 3

EDIFICIO COMPLETO
TERCERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

PRIMERA ETAPA

EJES	3b COLUMNAS 40 X 40			4a COLUMNAS 45 X 45			5a COLUMNAS 65 X 65			6a COLUMNAS 65 X 65			7b COLUMNAS 65 X 65			9a COLUMNAS 65 X 65		
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO PROYECTADO	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA
N	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1
	E4r#3@20	E2r#3@10	E2r#3@10	E2r#3@10	E4r#3@20	E3r#3@11	E3r#3@11	E3r#3@11	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15
M	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1
	E4r#3@20	E2r#3@10	E2r#3@10	E2r#3@10	E4r#3@20	E3r#3@11	E3r#3@11	E3r#3@11	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15
L	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1
	E4r#3@20	E2r#3@10	E2r#3@10	E2r#3@10	E4r#3@20	E3r#3@11	E3r#3@11	E3r#3@11	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15
K1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1
	E4r#3@20	E2r#3@10	E2r#3@10	E2r#3@10	E4r#3@20	E3r#3@11	E3r#3@11	E3r#3@11	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	Asp=16 0.59 Fs ≤ 1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤ 1
	E4r#3@20	E2r#3@10	E2r#3@10	E2r#3@10	E4r#3@20	E3r#3@11	E3r#3@11	E3r#3@11	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15	E4r#3@20	E3r#3@15	E3r#3@15

COL C Identificación de columna tipo
 16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción
 Asp Área de acero principal (cm²)
 Fs Factor de seguridad: Asp / Asp
 Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 E3r #3@11 Esribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm



TABLA 3.18. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
NIVEL 3 / 4 y 4 / 5

EJES	3b			4a			5a			6a			7b			9a		
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO PROPIUESTO	TERCERA ETAPA	
N	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
M	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
L	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1

COL C Identificación de columna tipo
 16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción
 Asp Área de acero principal (cm²)
 Fs Factor de seguridad: Asp / Asp
 Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 E3# #3@11 Escribos de 3 ramas con vanillas del número 3 a cada 11 cm



TABLA 3.19. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
NIVEL 5/6

EJES	3b COLUMNAS 40 X 40				4a COLUMNAS 45 X 45			
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 F _s E4r #3@20	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	COL C8 12#6 Asp= 34.2 F _s E4r #3@20	Asp=20.3 0.59 F _s ≤ 1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 F _s ≤ 1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 F _s ≤ 1 E3r #3@11
	K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 F _s E4r #3@20	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 F _s ≤ 1 E2r #3@10	COL C8 12#6 Asp= 34.2 F _s E4r #3@20	Asp=20.3 0.59 F _s ≤ 1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 F _s ≤ 1 E3r #3@11

- COL C Identificación de columna tipo
 16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción
 Asp Área de acero principal (cm²)
 F_s Factor de seguridad; Asp / Asp
 Si $F_s \leq 1$ El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 E3r #3@11 Estribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm

III.4.5. Muros.

Los muros tienen la función de aislar la construcción del exterior con el interior, o también, del interior con el interior. Cuando se opta por integrar los muros a la estructura y estos son de material rígido (como la mampostería), es necesario considerarlos como elementos estructurales, a estos, se les conoce como muros diafragma o de rigidez. Una vez integrados los muros en el sistema estructural, se debe evitar la remoción o cambio de posición durante la vida de la edificación.

La mampostería, por ser un material de baja resistencia a tensión y de comportamiento frágil, es particularmente sensible a los efectos sísmicos, sin embargo, se pueden superar estos inconvenientes con refuerzo y confinamientos adecuados. Así, se pueden lograr importantes resistencias a flexión y a tensión diagonal.

Para evitar algún daño en los muros durante una sollicitación sísmica, el RCDF04 admite que las deformaciones laterales de la estructura queden dentro de los límites tolerables, es decir, que la distorsión lateral inelástica del sistema estructural no exceda de $\gamma \leq 0.006$, y que los esfuerzos inducidos en la mampostería no rebasen su resistencia.

A. Muros diafragma.

Como se mencionó anteriormente, los muros diafragma son aquellos que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.



Pueden ser de mampostería reforzada interiormente, mampostería confinada o una combinación de ambas, como es el caso en estudio.

1. Mampostería reforzada interiormente.

Consiste en distribuir barras de refuerzos o alambres corrugados de acero, verticales y horizontales en el interior del muro o en las juntas. Para el refuerzo vertical se aprovechan generalmente los huecos de las piezas. Durante la obra se requiere de supervisión continua, por personal capacitado y calificado, para garantizar que el refuerzo esté colocado correctamente y que los huecos donde se coloca el refuerzo se rellenen completamente.

En muros con refuerzo interior la suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007.

Donde:

$$p_h = A_{sh} / s_h t ; \quad p_v = A_{sv} / s_v t$$

t espesor del muro

A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical de $s_h \leq 60$ cm o @ 6 hiladas

A_{sv} área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación horizontal de $s_v \leq 80$ cm o 6t

2. Mampostería confinada.

Los muros están rodeados por elementos de concreto reforzado, de al menos el mismo espesor de los muros, los verticales se conocen como castillos y los horizontales como dalas o cadenas. Para considerar que un muro está confinado cuando se usan piezas huecas, se usará el refuerzo al interior del muro con al menos la cuantía mínima como se detallo en el inciso anterior y estarán confinados con castillos y dalas exteriores, respetando los siguientes criterios:

Las dalas y castillos deben cumplir con un refuerzo mínimo longitudinal, A_s , equivalente a:

$$A_s = 0.2 f_c' t h_c / f_y \quad A_s \approx 0.008 t h_c; \quad \text{si se usa acero de refuerzo con } f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

y un refuerzo mínimo transversal, A_{sc} , equivalente a:

$$A_{sc} = 1000 s / f_y h_c \quad A_{sc} \approx 0.43 s / h_c; \quad \text{si se usa alambón con } f_y = 2\,320 \text{ kgf/cm}^2$$

además, la separación, s, no excederá de 1.5 t ni de 20 cm.

Donde:

h_c dimensión de la dala o castillo paralela al plano del muro.



Para muros diafragma la fuerza cortante en el plano horizontal, V_{mR} , resistida por la mampostería se determinó con:

$$V_{mR} = F_R (0.85 v_m^* A_T)$$

Donde:

v_m^*	resistencia de diseño a compresión diagonal
A_T	área bruta de la sección transversal del muro
F_R	factor de reducción igual a 0.7

Cuando la relación altura / longitud (H / L), sea mayor que 1.33, los esfuerzos por flexión disminuyen la capacidad a cortante, por lo que, el A_T deberá multiplicarse por el factor de corrección:

$$F_{AE} = (1.33 L / H)^2 \leq 1$$

Adicionalmente, si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, sea mediante barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío en las juntas de mortero, o bien con mallas de alambre soldado recubiertas con mortero, la fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{sR} , se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_y h A_T$$

Donde:

η , ρ_h y f_y	son el factor de eficiencia, la cuantía y el esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo horizontal, respectivamente.
---------------------------	--

$$\eta = 0.2 ; \text{ si } \rho_h f_y h \geq 9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta = 0.6 ; \text{ si } \rho_h f_y h \leq 6 \text{ kgf/cm}^2$$

De tal manera que la fuerza cortante total resistida por un muro diafragma de mampostería con refuerzo interior está dada por:

$$V_{mR} + V_{sR} \geq V_U$$

En las tablas 3.20 a 3.26 se muestra el resumen de la revisión de estados límite de falla en muros de mampostería, para cada eje constructivo, por cada nivel y para las tres etapas de construcción.

Para ilustrar gráficamente el comportamiento de todos los elementos del conjunto estructural (trabes, columnas y muros de mampostería), en las figuras 3.25 y 3.26 se muestran los esquemas tridimensionales con diferentes rangos o intervalos de factores de seguridad. Se definió arbitrariamente el factor de seguridad, F_s , como el cociente de toda acción máxima/resistencia (V_U / V_R), por lo que $F_s > 1$ implicará la falla teórica del elemento, mientras que $F_s \leq 1$ representa una condición segura.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE K											
NIVEL 6	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 220	3era	3b - 4a	297	0.74	1.00	3084.0	9.58	1.2	0.13	Cumple	0.13
	2da						9.58	1.0	0.10	Cumple	0.10
	1era						9.58	1.1	0.11	Cumple	0.11
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 455	3era	3b - 4a	297	1.53	0.75	2324.4	7.71	1.3	0.17	Cumple	0.48
	2da						7.71	1.6	0.21	Cumple	0.64
	1era						7.71	1.2	0.16	Cumple	0.74
	3era	4a - 5a	245	1.86	0.51	1261.7	5.10	4.8	0.94	Cumple	
	2da						5.10	6.2	1.22	No cumple	
	1era						5.10	6.7	1.31	No cumple	
	3era	5a - 6a	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	14.4	0.62	Cumple	
	2da						23.31	20.0	0.86	Cumple	
	1era						23.31	18.7	0.80	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	9.2	0.39	Cumple	
2da						23.31	10.4	0.45	Cumple		
3era	7b - 9a	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	9.7	0.44	Cumple		
NIVEL 4	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 305	3era	3b - 4a	297	1.03	1.00	3084.0	9.58	4.5	0.47	Cumple	0.71
	2da						9.58	7.0	0.73	Cumple	0.90
	1era						9.58	8.6	0.90	Cumple	0.90
	3era	6a - 7b	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	17.1	0.73	Cumple	
	2da						23.31	22.7	0.97	Cumple	
3era	7b - 9a	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	17.3	0.78	Cumple		
NIVEL 3	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 235	3era	3b - 4a	297	0.79	1.00	3084.0	9.58	6.4	0.67	Cumple	0.87
	2da						9.58	9.4	0.98	Cumple	1.14
	1era						9.58	11.4	1.19	No cumple	1.19
	3era	6a - 7b	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	20.7	0.89	Cumple	
	2da						23.31	28.1	1.21	No cumple	
3era	7b - 9a	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	20.9	0.94	Cumple		
NIVEL 2	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Globa} Entrepiso
H _{MURO} = 385	3era	3b - 4a	297	1.30	1.00	3084.0	9.58	8.6	0.90	Cumple	1.02
	2da						9.58	11.9	1.24	No cumple	1.33
	1era						9.58	16.9	1.76	No cumple	1.76
	3era	6a - 7b	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	23.8	1.02	No cumple	
	2da						23.31	31.9	1.37	No cumple	
3era	7b - 9a	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	23.5	1.06	No cumple		
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	3era	3b - 4a	297	1.57	0.72	2225.5	7.47	10.9	1.46	No cumple	1.09
	2da						7.47	14.4	1.93	No cumple	1.45
	1era						7.47	19.0	2.54	No cumple	2.54
	3era	6a - 7b	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	23.8	1.02	No cumple	
	2da						23.31	30.2	1.30	No cumple	
3era	7b - 9a	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	23.0	1.04	No cumple		

Tabla 3.20. Revisión de muros eje K.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE K1												
NIVEL 6	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 220	3era	3b - 4a	297	0.74	1.00	3084.0	9.58	2.0	0.21	Cumple	0.21	
	2da						9.58	2.1	0.22	Cumple	0.22	
	1era						9.58	2.1	0.22	Cumple	0.22	
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 455	3era	3b - 4a	297	1.53	0.75	2324.4	7.71	1.7	0.22	Cumple	0.22	
	2da						7.71	1.7	0.22	Cumple	0.22	
	1era						7.71	2.5	0.32	Cumple	0.32	
NIVEL 4	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 305	3era	3b - 4a	297	1.03	1.00	3084.0	9.58	5.1	0.53	Cumple	0.53	
	2da						9.58	6.5	0.68	Cumple	0.68	
	1era						9.58	8.4	0.88	Cumple	0.88	
NIVEL 3	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 235	3era	3b - 4a	297	0.79	1.00	3084.0	9.58	6.0	0.63	Cumple	0.63	
	2da						9.58	7.6	0.79	Cumple	0.79	
	1era						9.58	9.8	1.02	No cumple	1.02	
NIVEL 2	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 385	3era	3b - 4a	297	1.30	1.00	3084.0	9.58	6.1	0.64	Cumple	0.64	
	2da						9.58	8.9	0.93	Cumple	0.93	
	1era						9.58	11.5	1.20	No cumple	1.20	
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1			FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	3era	3b - 4a	297	1.57	0.72	2225.5	7.47	8.7	1.16	No cumple	1.16	
	2da						7.47	10.9	1.46	No cumple	1.46	
	1era						7.47	14.4	1.93	No cumple	1.93	

Tabla 3.21. Revisión de muros eje K1.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 v_m^* A_T$$

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$\rho_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE N											
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 455	3era	4a - 5a	245	1.86	0.51	1261.7	5.10	3.5	0.69	Cumple	0.45
	2da						5.10	3.6	0.71	Cumple	0.52
	1era						5.10	3.8	0.75	Cumple	0.56
	3era	5a - 6a	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	11.1	0.48	Cumple	
	2da						23.31	12.5	0.54	Cumple	
	1era						23.31	12.2	0.52	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	10.1	0.43	Cumple	
	2da						23.31	11.0	0.47	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	8.4	0.38	Cumple	
NIVEL 4	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 305	3era	4a - 5a	245	1.24	1.00	2460.0	8.04	5.1	0.63	Cumple	0.69
	2da						8.04	5.1	0.63	Cumple	0.76
	1era						8.04	5.4	0.67	Cumple	0.74
	3era	5a - 6a	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	17.1	0.73	Cumple	
	2da						23.31	18.9	0.81	Cumple	
	1era						23.31	17.8	0.76	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	16.7	0.72	Cumple	
	2da						23.31	17.5	0.75	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	14.2	0.64	Cumple	
NIVEL 3	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 235	3era	4a - 5a	245	0.96	1.00	2460.0	8.04	6.3	0.78	Cumple	0.81
	2da						8.04	6.4	0.80	Cumple	0.88
	1era						8.04	7.1	0.88	Cumple	0.89
	3era	5a - 6a	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	19.2	0.82	Cumple	
	2da						23.31	21.1	0.91	Cumple	
	1era						23.31	20.9	0.90	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	19.6	0.84	Cumple	
	2da						23.31	20.6	0.88	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	17.0	0.77	Cumple	
NIVEL 2	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 385	3era	5a - 6a	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	23.9	1.03	No cumple	0.97
	2da						23.31	25.4	1.09	No cumple	1.06
	1era						23.31	26.7	1.15	No cumple	1.15
	3era	6a - 7b	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	22.6	0.97	Cumple	
	2da						23.31	23.9	1.03	No cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	20.4	0.92	Cumple	
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	3era	4a - 5a	245	1.90	0.49	1208.0	4.97	8.9	1.79	No cumple	0.98
	2da						4.97	8.6	1.73	No cumple	1.03
	1era						4.97	9.5	1.91	No cumple	1.13
	3era	5a - 6a	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	21.4	0.92	Cumple	
	2da						23.31	22.2	0.95	Cumple	
	1era						23.31	22.5	0.97	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	21.2	0.91	Cumple	
	2da						23.31	22.2	0.95	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	20.6	0.93	Cumple	

Tabla 3.22. Revisión de muros eje N.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 3b											
NIVEL 6	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 220	3era	K - K1	245	0.90	1.00	2460.0	6.39	0.4	0.06	Cumple	0.06
	2da						6.39	0.3	0.05	Cumple	0.05
	1era						6.39		0.00	Cumple	0.00
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 455	3era	K - K1	245	1.86	0.51	1261.7	4.25	1.0	0.24	Cumple	0.24
	2da						4.25	0.9	0.21	Cumple	0.21
	1era						4.25	0.8	0.19	Cumple	0.19
NIVEL 4	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 305	3era	K - K1	245	1.24	1.00	2460.0	6.39	1.8	0.28	Cumple	0.28
	2da						6.39	1.6	0.25	Cumple	0.25
	1era						6.39	1.5	0.23	Cumple	0.23
NIVEL 3	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 235	3era	K - K1	245	0.96	1.00	2460.0	6.39	2.8	0.44	Cumple	0.44
	2da						6.39	2.5	0.39	Cumple	0.39
	1era						6.39	2.3	0.36	Cumple	0.36
NIVEL 2	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 385	3era	K - K1	245	1.57	0.72	1762.2	5.15	4.2	0.82	Cumple	0.82
	2da						5.15	3.7	0.72	Cumple	0.72
	1era						5.15	3.5	0.68	Cumple	0.68
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	3era	K - K1	245	1.90	0.49	1208.0	4.97	5.8	1.17	No cumple	1.17
	2da						4.97	5.3	1.07	No cumple	1.07
	1era						4.97	5.1	1.03	No cumple	1.03

Tabla 3.23. Revisión de muros eje 3b.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 4a												
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso	
H _{MURO} = 455	3era	K1 - L	437	1.04	1.00	4764.0	13.71	5.9	0.43	Cumple	0.37	
	2da						13.71	5.7	0.42	Cumple		0.35
	1era						13.71	5.6	0.41	Cumple		
	3era	L - M	335	1.36	0.96	3394.5	10.34	3.7	0.36	Cumple	0.33	
	2da						10.34	3.5	0.34	Cumple		
	1era						10.34	3.2	0.31	Cumple		
	3era	M - N	715	0.64	1.00	8100.0	21.90	7.5	0.34	Cumple		
	2da						21.90	7.0	0.32	Cumple		
	1era						21.90	6.5	0.30	Cumple		
H _{MURO} = 305	3era	K - K1	253	1.21	1.00	2556.0	8.28	2.9	0.35	Cumple	0.45	
	2da						8.28	2.8	0.34	Cumple		0.40
	1era						8.28	2.5	0.30	Cumple		
	3era	K1 - L	437	0.70	1.00	4524.0	14.12	7.0	0.50	Cumple	0.35	
	2da						14.12	6.6	0.47	Cumple		
	1era						14.12	6.0	0.43	Cumple		
	3era	L - M	335	0.91	1.00	3540.0	10.70	5.0	0.47	Cumple		
	2da						10.70	4.4	0.41	Cumple		
	1era						10.70	3.8	0.36	Cumple		
	3era	M - N	715	0.43	1.00	7620.0	22.72	10.0	0.44	Cumple		
	2da						22.72	8.8	0.39	Cumple		
	1era						22.72	7.4	0.33	Cumple		
H _{MURO} = 235	3era	K - K1	253	0.93	1.00	2556.0	8.28	3.2	0.39	Cumple	0.51	
	2da						8.28	2.8	0.34	Cumple		0.45
	1era						8.28	2.3	0.28	Cumple		
	3era	K1 - L	437	0.54	1.00	4524.0	14.12	7.9	0.56	Cumple	0.39	
	2da						14.12	7.1	0.50	Cumple		
	1era						14.12	6.6	0.47	Cumple		
	3era	L - M	335	0.70	1.00	3540.0	10.70	5.7	0.53	Cumple		
	2da						10.70	5.0	0.47	Cumple		
	1era						10.70	4.4	0.41	Cumple		
	3era	M - N	715	0.33	1.00	7620.0	22.72	11.4	0.50	Cumple		
	2da						22.72	10.0	0.44	Cumple		
	1era						22.72	8.6	0.38	Cumple		
H _{MURO} = 385	3era	K1 - L	437	0.88	1.00	4524.0	14.12	9.5	0.67	Cumple	0.64	
	2da						14.12	8.5	0.60	Cumple		0.57
	1era						14.12	7.8	0.55	Cumple		
	3era	L - M	335	1.15	1.00	3540.0	10.70	7.2	0.67	Cumple	0.51	
	2da						10.70	6.4	0.60	Cumple		
	1era						10.70	5.7	0.53	Cumple		
	3era	M - N	715	0.54	1.00	7620.0	22.72	13.8	0.61	Cumple		
	2da						22.72	12.2	0.54	Cumple		
	1era						22.72	10.6	0.47	Cumple		
H _{MURO} = 465	3era	K1 - L	437	1.06	1.00	4524.0	14.12	10.0	0.71	Cumple	0.71	
	2da						14.12	8.9	0.63	Cumple		0.63
	1era						14.12	8.0	0.57	Cumple		
	3era	L - M	335	1.39	0.92	3250.1	9.99	8.2	0.82	Cumple	0.57	
	2da						9.99	7.3	0.73	Cumple		
	1era						9.99	6.6	0.66	Cumple		
	3era	M - N	715	0.65	1.00	7620.0	22.72	15.1	0.66	Cumple		
	2da						22.72	13.3	0.59	Cumple		
	1era						22.72	12.0	0.53	Cumple		

Tabla 3.24. Revisión de muros eje 4a.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 7b											
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	2da	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	11.0	0.50	Cumple	0.50
	2da	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	4.5	0.52	Cumple	
	2da	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	11.0	0.50	Cumple	

MURO EJE 6a											
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	1era	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	9.9	0.45	Cumple	0.47
	1era	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	4.4	0.51	Cumple	
	1era	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	10.4	0.47	Cumple	

Tabla 3.25. Revisión de muros ejes 6a y 7b.

$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 9a											
NIVEL 5	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 455	3era	K - L	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	7.8	0.35	Cumple	0.31
	3era	L - M	315	1.44	0.85	2797.8	8.87	2.9	0.33	Cumple	
	3era	M - N	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	5.7	0.26	Cumple	
NIVEL 4	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 305	3era	K - L	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	12.8	0.58	Cumple	0.53
	3era	L - M	315	0.97	1.00	3300.0	10.11	5.8	0.57	Cumple	
	3era	M - N	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	10.0	0.45	Cumple	
NIVEL 3	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 235	3era	K - L	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	14.7	0.66	Cumple	0.63
	3era	L - M	315	0.75	1.00	3300.0	10.11	7.0	0.69	Cumple	
	3era	M - N	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	12.6	0.57	Cumple	
NIVEL 2	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 385	3era	K - L	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	18.2	0.82	Cumple	0.76
	3era	M - N	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	15.6	0.70	Cumple	
NIVEL 1	Etapa	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm ²)	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	V_U (tonf)	FS ≤ 1		FS _{Global} Entrepiso
H _{MURO} = 465	3era	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	15.2	0.69	Cumple	0.72
	3era	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	8.1	0.94	Cumple	
	3era	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	15.0	0.68	Cumple	

Tabla 3.26. Revisión de muros eje 9a.



III.4.6. Cimentación.

La cimentación o subestructura, es el conjunto estructural que constituye la transición entre la superestructura y el terreno, su función es transmitir las cargas de los apoyos del edificio al suelo. Para asegurar el comportamiento de la cimentación debe evitarse la falla de los elementos estructurales de la subestructura y la presencia de hundimientos excesivos que puedan ocasionar daños severos. El buen comportamiento de la cimentación dependerá de las propiedades mecánicas del subsuelo, su análisis se vio en el capítulo II, Estudio de Mecánica de Suelos.

La revisión de las pilas se realizó con los conceptos vistos para diseño a flexocompresión, por ser un elemento de sección circular, el problema de flexión se analizó en una sola dirección. Se consideró la excentricidad de diseño igual a 0.05 D, donde D es el diámetro de la sección transversal de la pila y, se despreciarán los efectos de esbeltez por estar dentro de un medio confinado y no exceder su longitud en más de 30 D.

El diseño de las trabes de liga se realizó con los conceptos vistos de diseño a flexión para trabes de sección rectangular, simplemente armadas.

A continuación se presenta un ejemplo de diseño y revisión de una pila. En la tabla 3.27., se consigna el resumen de la revisión del conjunto de pilas de cimentación para las condiciones de cargas máximas y, en las tablas 3.28 a 3.34 se presenta el refuerzo de trabes de liga, aplicando en ambos casos la revisión por estados límite de falla.

DISEÑO / REVISIÓN DE PILAS											
<p>EDIFICIO - SEGUNDA ETAPA PILA: P - 2 CIMENTACIÓN UBICACIÓN EN PLANTA : EJES : (K - 6a)</p>											
<p>MATERIALES: Concreto $f'c = 200$ kgf/cm² Acero de refuerzo $f_y = 4200$ kgf/cm² Area de acero = 45.4 cm² FR = 0.7</p>											
<p>SECCIÓN: DIÁMETRO 100 cm recubrimiento = 7.5 cm</p>											
<p>ACCIONES:</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td>$P_u = 10.4$ tonf</td> <td>$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2} = 33.5$ tonf-m</td> </tr> <tr> <td>$M_{ux} = 13.9$ tonf - m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$M_{uy} = 30.5$ tonf - m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$V_{ux} = 9.1$ tonf</td> <td>$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = 9.7$ tonf</td> </tr> <tr> <td>$V_{uy} = 3.3$ tonf</td> <td></td> </tr> </table>		$P_u = 10.4$ tonf	$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2} = 33.5$ tonf-m	$M_{ux} = 13.9$ tonf - m		$M_{uy} = 30.5$ tonf - m		$V_{ux} = 9.1$ tonf	$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = 9.7$ tonf	$V_{uy} = 3.3$ tonf	
$P_u = 10.4$ tonf	$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2} = 33.5$ tonf-m										
$M_{ux} = 13.9$ tonf - m											
$M_{uy} = 30.5$ tonf - m											
$V_{ux} = 9.1$ tonf	$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = 9.7$ tonf										
$V_{uy} = 3.3$ tonf											
<p>$K = P_u / F_R D^2 f'c$</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td>$f'c = 160$ kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td>$f'c = 136$ kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td>$d = 85$ cm</td> </tr> <tr> <td>$d / D = 0.85$</td> </tr> <tr> <td>EXCENTRICIDAD $e = 3.3$ m</td> </tr> </table> <p>$K = 0.011$ $e / D = 3.3$ USAR GRÁFICO FIG. B.3 $q < 0.2$ $p = 0.006$ $A_s = 50.9$ cm²</p> <p>Se dejará Asp = 51 cm² Acero longitudinal 10 varillas del # 8</p> <p>Estribos $A_v = 0.71$ cm² Sep = $48 d_b$ $d_b = 0.91$ 43.7 cm Sep = $850 d_b / \sqrt{f_y}$ $d_b = 2.54$ 33.3 cm Sep = $4 f_y A_v / (0.12 f'c d)$ 5.8 cm</p> <p>Por estar en un medio confinado se usarán: 0.0m a 3.0m de profundidad E # 3 @ 10 cm 3.0m a 11.0m de profundidad E # 3 @ 15 cm</p>		$f'c = 160$ kgf/cm ²	$f'c = 136$ kgf/cm ²	$d = 85$ cm	$d / D = 0.85$	EXCENTRICIDAD $e = 3.3$ m					
$f'c = 160$ kgf/cm ²											
$f'c = 136$ kgf/cm ²											
$d = 85$ cm											
$d / D = 0.85$											
EXCENTRICIDAD $e = 3.3$ m											



TABLA 3.27. ESTADOS LÍMITE DE FALLA EN PILAS DE CIMENTACIÓN

EJES	3b PILA $\Phi=80$ cm; R= 136 tonf			4a PILA $\Phi=100$ cm; R= 180 tonf			5a PILA $\Phi=100$ cm; R= 180 tonf			6a PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf			7b PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf			9a PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf			
	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	
N		141.6	138.6	130.6	134.7	139.2	139.1	140.1	140.3	163.5	156.9	161.9	188.7	157.8	227.4		157.8	227.4	
		0.79	0.77	0.73	0.75	0.77	0.77	0.62	0.62	0.69	0.69	0.72	0.83	0.70	1.01		0.70	1.01	
		Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	No cumple		Fs \leq 1	No cumple	
M		96.5	93.3	91	140	140.1	140.3	140.3	163.5	163.5	163.5	163.5	125.5	160.8	135.4		160.8	135.4	
		0.54	0.52	0.51	0.62	0.62	0.62	0.55	0.72	0.72	0.72	0.72	0.56	0.71	0.60		0.71	0.60	
		Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1		Fs \leq 1	Fs \leq 1	
L		77.8	75.3	75.1	138.3	138.4	138.7	138.7	163.1	163.1	163.1	163.1	115.7	160.6	134.3		160.6	134.3	
		0.43	0.42	0.42	0.61	0.61	0.61	0.61	0.51	0.72	0.72	0.72	0.51	0.71	0.59		0.71	0.59	
		Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1		Fs \leq 1	Fs \leq 1	
K1		149	120.4	102.70	100.6	93.2	92.4	92.4											
		1.10	0.89	0.76	0.74	0.69	0.68	0.68											
		No cumple	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1											
K		166.4	137	119.3	89.7	81.70	80.9	80.9	119.8	121.4	119.8	192.4	191.6	157	191.4		157	191.4	
		1.22	1.01	0.88	0.50	0.45	0.45	0.45	0.67	0.67	0.67	1.07	0.85	0.69	0.85		0.69	0.85	
		No cumple	No cumple	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1	No cumple	Fs \leq 1	Fs \leq 1	Fs \leq 1		Fs \leq 1	Fs \leq 1	

Factor de seguridad del conjunto			
PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	
Suma QFc	1901.50	2596.30	3235.90
Suma R	2798.00	3702.00	4606.00
Fs General	0.68	0.70	0.70

QFc Acción máxima incluyendo el factor de carga (tonf)
 Fs Factor de seguridad; $QFc/R \leq 1$
 Si: $Fs \leq 1$ El elemento estructural tiene comportamiento aceptable
 No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable
 R Resistencia de pilas, por punta y fricción



NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
M _{s, i}	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		V _u	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
A _{req}	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm ²]		p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
A _e	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm ²]		V _{cR}	Cortante resistente en función de " p "	[tonf]	
F _s	Factor de seguridad A _{req} / A _e ,			Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
Si F _s ≤ 1; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				E # 3 Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)			
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

EDIFICIO COMPLETO
TERCERA ETAPA

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA																
EJE K																
TRABE y NIVEL		3b	CL	4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a				
TL - 10 30 x 80 NIVEL 0	M _s	7.4	1.3	4.3	22.7	4.5	31.3	19.9	0.0	22.2	13.1	0.0	13.4	10.4	0.0	11.0
	A _{s, req}	5.9	5.9	5.9	8.5	5.9	11.8	7.3	5.9	8.3	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.32	0.46	0.32	0.46	0.46	0.64	0.39	0.46	0.45	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1														
	M _i	7.1	2.0	3.7	22.4	5.4	29.7	16.0	2.6	18.0	8.9	1.8	9.3	6.8	1.6	7.1
	A _{i, req}	5.9	5.9	5.9	8.3	5.9	11.3	5.9	5.9	6.6	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.32	0.46	0.32	0.45	0.46	0.61	0.32	0.46	0.36	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1														
	V _u	4.5	3.8	4.6	22.6	22.0	23.2	7.1	5.2	7.1	5.0	3.0	4.9	4.3	2.6	4.3
	V _{cR}	6.4	6.4	6.4	7.0	6.4	7.8	6.8	6.4	7.0	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
Sep	37.6	37.6	37.6	18.8	18.8	18.8	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	
E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	

Tabla 3.28. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje K.

EDIFICIO COMPLETO
TERCERA ETAPA

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA													
EJE L y M													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a			
TL - 12 30 x 80 NIVEL 0	M _s	17.3	2.6	23.0	16.5	0.0	18.0	14.5	0.0	15.5	12.6	0.0	13.2
	A _{s, req}	6.5	5.9	8.5	6.0	5.9	6.6	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.35	0.46	0.46	0.32	0.46	0.36	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1											
	M _i	16.0	2.8	21.0	12.0	2.3	13.5	10.0	2.0	10.5	8.9	1.7	9.6
	A _{i, req}	5.9	5.9	7.8	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.32	0.46	0.42	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1											
	V _u	15.9	15.5	16.1	5.9	4.0	5.9	5.2	3.3	5.2	5.0	3.2	5.0
	V _{cR}	6.6	6.4	7.0	6.5	6.4	6.6	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	
E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	

Tabla 3.29. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga ejes L y M.



NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
M _{s, i}	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		V _u	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
A _{req}	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm ²]		p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
A _e	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm ²]		V _{cR}	Cortante resistente en función de " p "	[tonf]	
F _s	Factor de seguridad A _{req} / A _e ,			Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
Si F _s ≤ 1; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				E # 3 Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)			
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

EDIFICIO COMPLETO
TERCERA ETAPA



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA													
EJE N													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a		CL	6a		CL	7b		CL	9a
TL - 11 30 x 80 NIVEL 0	M _s	12.5	1.9	19.3	11.4	0.0	11.8	12.2	0.0	12.0	12.6	0.0	13.2
	A _{s, req}	5.9	5.9	7.2	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.32	0.46	0.39	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1											
	M _i	11.5	2.1	17.8	7.2	1.9	7.8	1.8	7.9	8.9	1.8	9.7	9.7
	A _{i, req}	5.9	5.9	6.5	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	F _s	0.32	0.46	0.35	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32
		F _s ≤ 1											
	V _u	12.5	11.0	12.9	4.5	2.6	4.5	4.6	2.8	4.6	5.0	3.2	5.0
	V _{cR}	6.4	6.4	6.7	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.30. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje N.

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA													
EJE 4a													
TRABE y NIVEL		K	CL	K1		CL	L		CL	M		CL	N
TL - 13 30 x 80 NIVEL 0	M _s	5.7	0.5	4.3	4.5	0.0	4.4	4.1	0.0	4.2	4.6	0.0	4.8
	A _{s, req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
	F _s	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
		F _s ≤ 1											
	M _i	5.3	1.5	3.3	3.1	0.6	3.2	2.9	0.6	3.7	0.5	1.7	0.8
	A _{i, req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	A _e	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
	F _s	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
		F _s ≤ 1											
	V _u	4.7	3.7	4.9	2.9	1.9	2.9	3.2	2.3	3.0	2.6	0.8	2.6
	V _{cR}	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	8 @ 15	@ 20	8 @ 15	@ 15	@ 15	@ 15	@ 15	13 @ 15	@ 20

Tabla 3.31. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje 4a.



NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
M _{s, i}	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		V _u	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
A _{req}	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm ²]		p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
A _e	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm ²]		V _{CR}	Cortante resistente en función de "p"	[tonf]	
F _s	Factor de seguridad A _{req} / A _e ,			Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
Si $F_s \leq 1$; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				E # 3 Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)			
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA											
EJE 5a											
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N	
TL - 14 30 x 80 NIVEL 0	Ms	8.0	0.0	7.5	10.5	0.0	10.5	7.5	0.0	8.0	
	As _{req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	Ae	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6	
	Fs	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32	
		$F_s \leq 1$									
	Mi	5.0	1.6	3.7	7.1	1.3	7.5	3.7	1.7	4.5	
	Ai _{req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	Ae	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6	
	Fs	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32	
		$F_s \leq 1$									
	Vu	3.5	1.6	3.5	8.1	5.4	8.0	3.5	1.7	3.5	
	VcR	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	E # 3	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	

Tabla 3.32. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje 5a.

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA											
EJE 6a y 7b											
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N	
TL - 14A 30 x 80 NIVEL 0	Ms	11.2	0.0	11.0	13.5	0.0	14.0	10.8	0.0	11.5	
	As _{req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	Ae	18.6	12.9	18.6	18.6	17.9	18.6	18.6	12.9	18.6	
	Fs	0.32	0.46	0.32	0.32	0.33	0.32	0.32	0.46	0.32	
		$F_s \leq 1$									
	Mi	7.2	1.7	6.9	12.0	1.8	11.5	5.9	1.7	6.6	
	Ai _{req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	Ae	18.6	12.9	12.9	17.9	17.9	17.9	12.9	12.9	18.6	
	Fs	0.32	0.46	0.46	0.33	0.33	0.33	0.46	0.46	0.32	
		$F_s \leq 1$									
	Vu	4.4	2.6	4.4	10.6	7.9	10.6	4.2	2.4	4.2	
	VcR	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	E # 3	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	

Tabla 3.33. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga ejes 6a y 7b.



NOMENCLATURA

FLEXIÓN			CORTANTE		
M_{s, i}	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]	V_u	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]
A_{req}	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm ²]	p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión	
A_e	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm ²]	V_{CR}	Cortante resistente en función de " p "	[tonf]
F_s	Factor de seguridad A_{req} / A_e ,		Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]
Si $F_s \leq 1$; el comportamiento del elemento estructural es aceptable No cumple ; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable			E # 3 Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)		

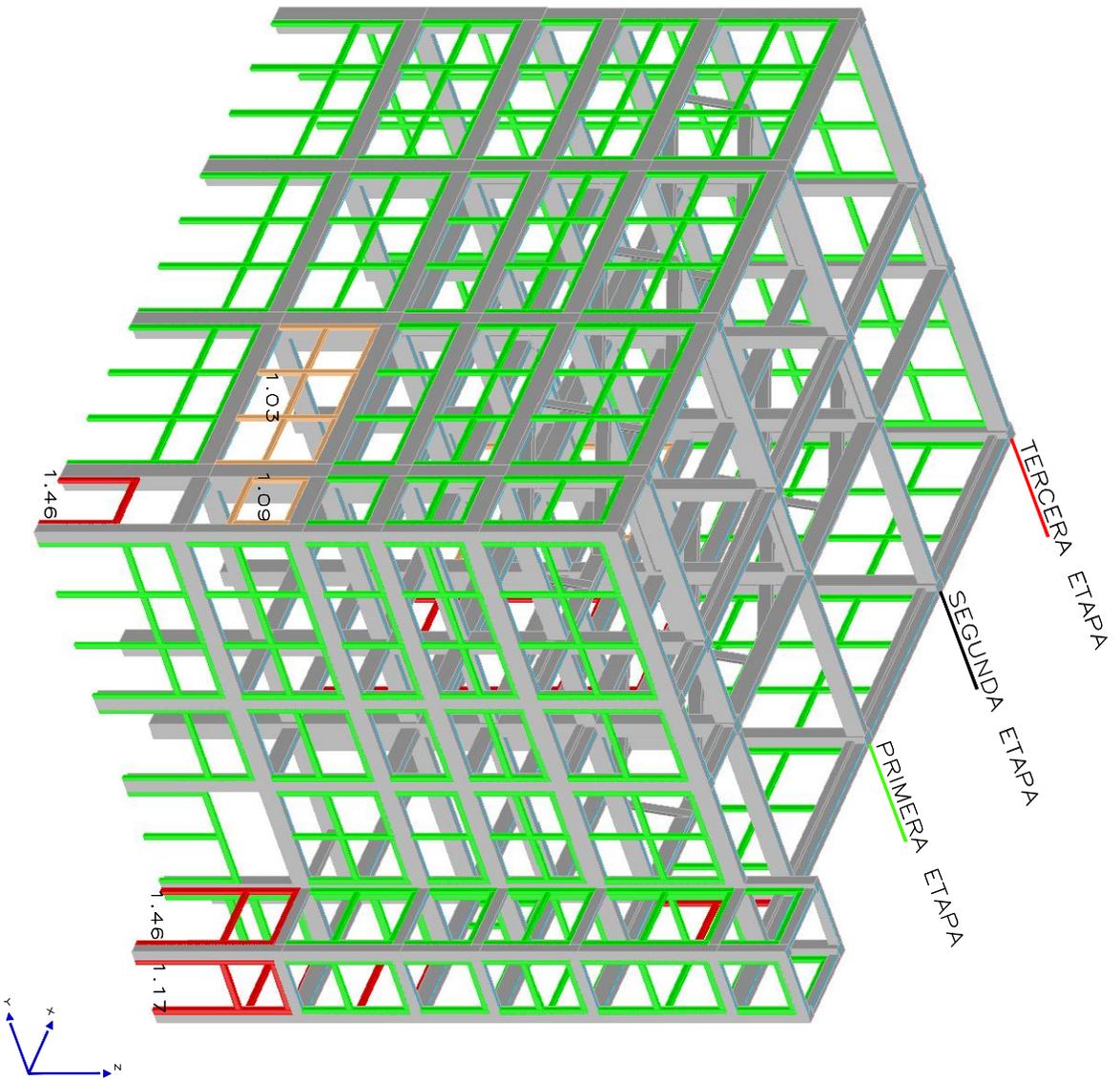
REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA											
EJE 9a											
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N	
TL - 15 30 x 80 NIVEL 0	M_s	8.2	0.0	7.8	12.0	0.0	12.0	7.0	0.0	7.6	
	A_{sreq}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	A_e	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6	
	F_s	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32	
		Bien $F_s \leq 1$									
	M_i	4.5	1.6	4.1	9.5	1.4	9.5	3.3	1.6	3.8	
	A_{i req}	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	
	A_e	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6	
	F_s	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32	
		Bien $F_s \leq 1$									
	V_u	3.6	1.8	3.6	9.4	6.7	9.4	3.4	1.6	3.5	
	V_{CR}	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	

Tabla 3.34. Revisión y dimensionamiento de trabe de liga eje 9a.



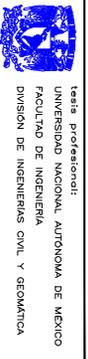
Revisión y diseño de elementos estructurales.

Fig. 3.25. Factores de seguridad, vista N-W.



SIMBOLOGIA

- ▬ TRABES Y COLUMNAS $F_a < 1$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPUESTERIA $F_a < 1$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPUESTERIA $1 < F_a < 1.09$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPUESTERIA $F_a > 1.1$
COMPORTAMIENTO INACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION



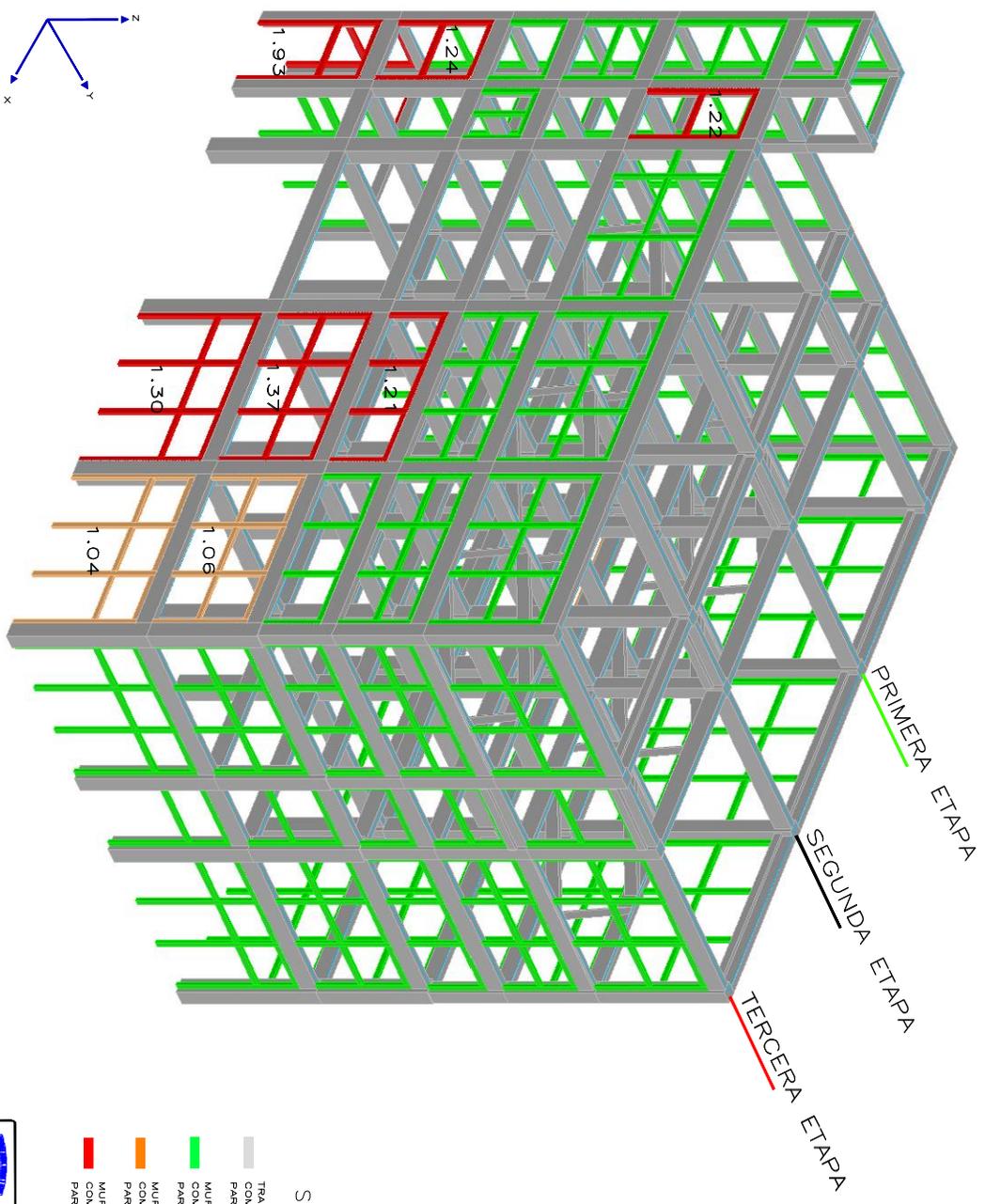
tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

AUTOR		AMBROSIO PEREZ MUÑOZ	
director de tesis	co-director	asesor	asesor
DR. I. JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ	DR. J. JAVIER	DR. JOSÉ	DR. JOSÉ
FACTORES DE SEGURIDAD	ULT/PAK	FS 34	SN
grupo	VISTA DE CONJUNTO	N-W	2010



Revisión y diseño de elementos estructurales.

Fig. 3.26. Factores de seguridad, vista S-E.



SIMBOLOGIA

- ▬ TRABES Y COLUMNAS $F_a < 1$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPONERIA $F_a < 1$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPONERIA $1 < F_a < 1.09$
COMPORTAMIENTO ACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION
- ▬ MUROS DE MAMPONERIA $F_a > 1.1$
COMPORTAMIENTO INACEPTABLE
PARA LAS TRES ETAPAS DE CONSTRUCCION


tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

asesor: AMBROSIO PEREZ MUÑOZ	
director de tesis: M. en C. I. JOSÉ LUIS TRINOS SUÁREZ	asesor: FRS 34
coordinador de seguridad: JLT/JAM	asesor: SN
grupo: VISTA DE CONJUNTO S-E	fecha: 2010



IV. PROCESO CONSTRUCTIVO



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



IV. PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo es la acción de integrar los componentes de cualquier cosa, como casas, rascacielos, puentes, presas, caminos, plataformas petroleras, barcos, etcétera. La construcción es una de las principales industrias, tanto por su peso económico como por su impacto en el medio ambiente. En México, la industria de la construcción representa entre el 5% y el 6.5% del Producto Interno Bruto (PIB), y genera el 10% del empleo total.

En el ámbito de la Ingeniería Civil el término construcción se refiere a la técnica de fabricar edificios e infraestructuras. En un sentido más amplio, se denomina construcción a todo aquello que exige, antes de hacerse, disponer de un proyecto o plan predeterminado y especificaciones. Cuando se habla de construcción, se refiere a diversas formas y combinaciones de cómo hacer o crear varios tipos de estructura.

Para la ejecución de la obra civil del edificio para Taller de Proceso TPR 1, fue necesaria la contratación de obreros que se hicieron cargo de la preparación del sitio y construcción. El personal que trabajó para la realización de la obra fue personal técnico especializado en construcción, ingenieros y arquitectos para la supervisión, operadores de maquinaria, oficiales albañiles, ayudantes generales y personal de apoyo.

Se utilizaron equipos de construcción tales como perforadoras para pilas de cimentación, grúas, retroexcavadoras, motoconformadoras, rodillos vibro-compactadores, camiones con revoladora y bombas para concreto hidráulico, camiones de volteo, pavimentadoras, petrolizadoras, así también, equipo menor, herramientas manuales y equipo de protección personal (EPP).

La industria de la construcción es uno de los sectores de mayor siniestralidad laboral, por lo que en este capítulo se señalan algunas recomendaciones para reducir los riesgos a la integridad física del personal de obra, se menciona información básica del tema esperando con esto promover la cultura de la seguridad dentro de la construcción.

IV.1. Trabajos preliminares.

Son los trabajos y obras que se necesitan ejecutar antes del desplante de una estructura para facilitar su iniciación, los trabajos referidos son, entrega del terreno, referencias y bancos de nivel, desmantelamientos, demoliciones, excavaciones, rellenos, cercas para delimitación de áreas, letrinas, instalaciones eléctricas provisionales, señalamientos y dispositivos de seguridad e implantación de la caseta de la residencia de obra, por mencionar algunos. Cumplidas las condiciones se da inicio a los trabajos de construcción.

IV.1.1. Demoliciones.

La demolición es la acción de derruir una estructura o parte de ella, seccionando y retirando del interior de la obra los escombros producto de la remoción. El desmantelamiento es la acción de desintegrar una estructura o parte de ella, estibando y almacenando los materiales aprovechables.



Para la construcción de los nuevos edificios se procedió a la preparación del sitio, se dismantelaron y demolieron las instalaciones obsoletas. Hubo que remover calderas, chimeneas, bombas, cobertizos y tanques, del mismo modo, se extrajeron los elementos que conformaban sus cimentaciones. Todos los escombros resultantes fueron retirados de la obra y depositados en un banco de tiro autorizado.

IV.1.2. Excavaciones.

Una vez extraídos los elementos de cimentación del subsuelo se procedió a la excavación para recibir la nueva terracería. El procedimiento consistió en “abrir caja” por medios mecánicos, es decir, se realizó el corte del terreno natural en toda la superficie hasta una profundidad de 1.20 m, respetando siempre los niveles de proyecto, el material producto de la excavación fue retirado en su totalidad del predio al banco de tiro autorizado. En las figuras 4.1 a 4.6 se muestra el proceso de excavación y remoción de las cimentaciones existentes.



Figura 4.1. Instalaciones por dismantelar.



Figura 4.2. Demolición y excavación.



Figura 4.3. Limpieza del terreno.



Figura 4.4. Extracción de cimentaciones.

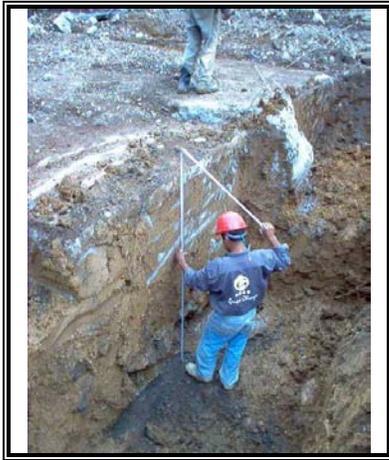


Figura 4.5. Extracción de cimentaciones.



Figura 4.6. Excavaciones.

IV.1.3. Rellenos.

El relleno es la operación necesaria para la colocación de materiales, producto de las excavaciones o bancos de préstamo, dentro de en excavación previa.

La conformación de la nueva terracería se llevó a cabo haciendo rellenos compactados con equipo pesado, utilizando tres diferentes tipos de materiales. En las oquedades producto de la extracción de elementos de cimentaciones existentes y en una primera capa uniforme de 30 cm de espesor, se utilizó piedra con tamaño máximo de 10 cm, que fue incrustada al estrato arcilloso por medio de compactación mecánica mediante rodillo vibratorio, esta capa hace la función de relleno estabilizador entre el cuerpo del terraplén y el terreno natural.

Enseguida se tendieron dos capas de 25 cm de espesor con material calcáreo, capa sub-base, de nula plasticidad, compactado de la misma forma descrita anteriormente, alcanzando el 95% de su peso volumétrico seco máximo (PVSM). La capa final, base, es de 20 cm y se llevó a cabo con material granular a base de arena, grava y material fino cohesivo, también compactado por medios mecánicos. Todos los materiales fueron obtenidos de bancos de préstamo autorizados y cercanos a la obra.

Se entiende por compactación a la aplicación mecánica de cierta energía o cantidad de trabajo por unidad de volumen, para lograr una reducción de los espacios entre las partículas sólidas de un suelo, con el objeto de mejorar sus características mecánicas y disminuir la compresibilidad, la permeabilidad y la erosionalidad al agua del mismo. Al obtenerse un mejor acomodo de las partículas sólidas y la expulsión de aire que contiene el suelo, se produce un aumento de su peso volumétrico o específico.

Si a un suelo cuya humedad es baja se le van dando ciertos incrementos a su contenido de agua y se le aplica cada vez la misma energía de compactación, su peso volumétrico va aumentando propiciado por la



acción lubricante del agua, hasta que llega un momento en el que el peso volumétrico del material seco, calculado a partir del peso volumétrico del material húmedo y de la humedad, alcanza un valor máximo. Al contenido de agua con el que se obtiene el mejor acomodo de partículas y el mayor peso volumétrico o específico del material seco, para una determinada energía de compactación, se le denomina **humedad óptima** y al peso volumétrico correspondiente se le designa como peso específico o **peso volumétrico seco máximo**.

Cuando a partir de esta condición de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo, se incrementa el agua para un mismo volumen, el agua con el aire remanente ocuparían el lugar de algunas partículas de suelo, obteniéndose en consecuencia pesos volumétricos que van siendo menores a medida que el agua aumenta.

Si en un sistema de ejes coordenados se sitúan los puntos correspondientes a cada peso volumétrico seco con su respectiva humedad y se unen con una curva, quedará representada la variación del peso volumétrico de un material para diferentes contenidos de agua y una misma energía de compactación; esta curva adopta aproximadamente la forma de una parábola, siendo mas pronunciada su curvatura en el caso de suelos arenosos que en los suelos arcillosos. En la figura 4.7 se ilustra la gráfica clásica de una prueba de compactación Proctor Estándar.

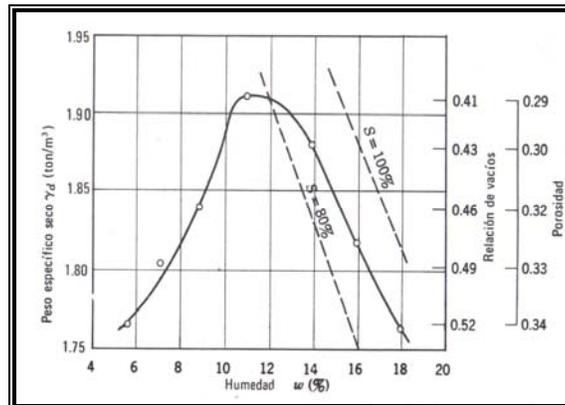


Figura 4.7. Gráfica de compactación Proctor Estándar.

El contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo de un suelo, también varían con la energía de compactación; cuando ésta se aumenta, se obtienen mayores pesos volumétricos secos máximos con humedades óptimas menores. A su vez, la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo son función del tipo de suelo; los suelos gruesos, para una misma energía de compactación, tienen en general mayores pesos volumétricos y menores contenidos de agua que los suelos finos.

En las figuras 4.8 a 4.11 se muestra el proceso de relleno y compactación en sitio y en la figura B.5 del anexo B, se presenta la ficha técnica del relleno utilizado como capa base y sub-base.



Figura 4.8. Tendido de pedraplén.



Figura 4.9. Tendido de capa sub – base.



Figura 4.10. Nivelación de capa base.



Figura 4.11. Afine de capa base.

IV.1.4. Trazos y nivelación.

Los trazos para la localización general, alineamientos y niveles de trabajo para el desplante del edificio se ejecutaron con teodolito cuya aproximación angular es de 20 segundos, con cinta metálica y plomada. La nivelación se realizó con nivel óptico montado sobre trípode y se estableció el banco de nivel con una elevación arbitraria, el valor se fijó en la cota +100.00 m.

En lo que se refiere a la ubicación en planta del edificio para Taller de Proceso TPR 1, se dieron las referencias para los trazos de ejes constructivos con respecto a las edificaciones vecinas, considerando que muchas de ellas quedarían integradas entre sí al nuevo proyecto. Las referencias, bancos de nivel y mojoneras se mantuvieron permanentemente protegidos, libres de productos de excavación o materiales de construcción hasta la recepción de la obra.

En la figura 4.12 se observan los trabajos de trazos para la ubicación y desplante del edificio TPR 1.

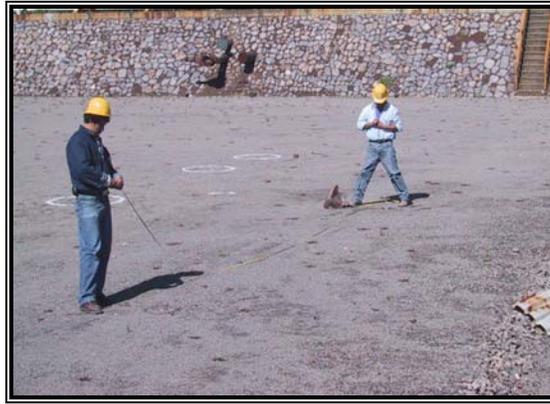


Figura 4.12. Trazos para ubicación de pilas.

IV.1.5. Caminos de acceso.

Para la construcción de las edificaciones de la nueva planta no hubo necesidad de construir caminos de acceso, la obra estaba perfectamente comunicada en su interior, por lo que se aprovechó la misma infraestructura. Al finalizarse la obra los caminos quedaron muy deteriorados, lo que originó el mantenimiento correctivo de éstos, recompactando la capa superior del terraplén y el reemplazo total de la carpeta asfáltica.

IV.2. Construcción.

IV.2.1. Subestructura - cimentación.

La subestructura es el conjunto de elementos resistentes ligados entre si que conforman el sistema estructural por debajo del nivel de terreno. La cimentación se compone de pilas y trabes de liga unidas por dados de concreto reforzado.

Como ya se mencionó en los capítulos II y III, la cimentación del edificio TPR 1 está apoyada sobre pilas de concreto reforzado coladas en sitio con perforaciones previas, desplantadas a 11.00 m de profundidad.

Una vez trazados los ejes constructivos se procede a la perforación para el colado de los elementos, las perforaciones se hacen uniformes en toda su longitud, para garantizar el adecuado apoyo de las pilas se evita dejar material suelto en el fondo. Para impedir los derrumbes y estabilizar las paredes de las perforaciones se aplicó una solución de lodo bentonítico en el interior de las cavidades.

Posteriormente se continúa con la instalación del refuerzo e inmediatamente después la colocación del concreto, con el fin de evitar la segregación, esta operación se realiza usando un dispositivo de tubo tipo



“tremie”, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 1.50 m, mientras se va desplazando hacia la superficie.

El nivel de concreto se lleva por encima de 90 cm con respecto al nivel de desplante de los dados de cimentación, esto es para garantizar la expulsión del concreto contaminado que viene desplazando los lodos desde el fondo de la excavación.

Los lodos extraídos de las perforaciones durante el colado, son recuperados en una fosa para su reutilización en las perforaciones siguientes, se decantan y se separan los sedimentos arcillo-arenosos arrastrados durante el proceso de colado.

El excedente de concreto se remueve dos días después mediante demolición mecánica, los últimos 40 cm se demuelen con herramienta de bajo impacto para evitar fisuras en la cabeza de la pila, la superficie debe quedar horizontal, limpia y libre de material suelto para asegurar una superficie sólida en el desplante. Se continúa con el refuerzo de los dados los cuales integraran el conjunto pilas, traveses de cimentación y columnas.

Para cada pila se llevó un registro con la fecha de fabricación, respetando las tolerancias, para verticalidad 1% con respecto a la profundidad total de las pilas y de 10% con respecto a las dimensiones de la sección transversal del acero de refuerzo. Se llevó un control con equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles finales de las pilas antes y después del colado, es decir, los de proyecto y los reales.

En la periferia de la cabeza de la pila se excava el área de cimentación hasta la profundidad de desplante de los dados; se coloca una plantilla de concreto pobre, $f'c = 100 \text{ kgf/cm}^2$, de 5 cm de espesor, que garantiza una superficie sana y limpia antes de colocar el acero de refuerzo de dados, traveses de liga y columnas. En las figuras 4.13 a 4.18 se muestra el proceso constructivo descrito de la cimentación.



Figura 4.13. Perforación de pilas.



Figura 4.14. Perforación y colado de pilas.



Figura 4.15. Colado de pilas.



Figura 4.16. Preparación para desplante de dados.



Figura 4.17. Refuerzo de trabes de liga-pila-columna.



Figura 4.18. Refuerzo de dados-columnas.

Concluidos los refuerzos, se cimbran los dados y trabes de liga, se realiza limpieza con proyecciones de agua a presión evitando encharcamientos y se vierte la mezcla de concreto mediante bombeo, colocándola por capas horizontales continuas de veinticinco a treinta centímetros de espesor. Cada capa se acomoda y se compacta en toda su profundidad con equipo de vibración por inmersión, para obtener un concreto que llene completamente los moldes y cubra en forma efectiva el acero de refuerzo.

Al día siguiente del colado, se procede al retiro de la cimbra de las trabes de cimentación y se realiza limpieza profunda de la “junta fría”. El tratamiento de la junta consiste en la limpieza de lechada adherida al acero de refuerzo y el retiro de la capa superficial de concreto, de entre 3 mm y 5 mm, para dejar la superficie sana, libre de material suelto y que asegure una superficie sólida para el desplante de las columnas, como se muestra la figura 4.19.



Figura 4.19. Distribución de refuerzo en columnas.

IV.2.2. Superestructura - columnas y traves.

La superestructura es el conjunto de elementos resistentes, ligados entre si, que conforman el sistema estructural de la edificación sobre el nivel de terreno. Se compone de columnas y traves, además, en esta categoría se incluyen los muros y las losas de piso que se describen en IV.2.3 y IV.2.4 respectivamente.

A. Columnas.

Las columnas son los elementos estructurales resistentes, generalmente verticales, construidos a base de concreto hidráulico y acero de refuerzo, que trabajan mancomunadamente con el sistema estructural.

Conforme se van concluyendo zonas de cimentación, se da inicio a la construcción de la superestructura mediante el desplante de las columnas, embebiendo el acero de refuerzo directamente sobre los dados de cimentación y extendiéndolo hasta el entepiso inmediato superior, se hacen coincidir los ejes axiales de las pilas con los de las columnas. Se continúa con el cimbrado, revisando la verticalidad de la cimbra en dos direcciones ortogonales con plomada y teodolito, verificando que las tolerancias especificadas se cumplan antes de proceder con la colocación del concreto.

Se realiza la limpieza al interior de la cimbra con agua en abundancia, evitando que se estanque, se vierte la mezcla de concreto colocándola por capas continuas, en espesores no mayores de treinta centímetros, cada capa se acomoda y compacta en toda su profundidad con equipo de vibración por inmersión, el concreto debe llenar completamente los moldes y cubrir en forma efectiva el acero de refuerzo. Generalmente en las columnas el concreto se tuvo que vaciar desde alturas mayores de tres metros, para ello se implemento un dispositivo tipo “trompa de elefante”, con éste se evitó el problema por segregación.

El colado de las capas se efectúa en forma continua y de manera que las capas subsecuentes se vayan colando una vez que la precedente haya sido acomodada y compactada convenientemente antes de iniciarse su fraguado. Para evitar discontinuidad o que se marquen juntas, el tiempo transcurrido entre el colado de una capa y la siguiente no debe ser mayor de treinta minutos. Inmediatamente terminado el



colado, se vuelve a revisar la verticalidad del elemento en dos direcciones ortogonales con plomada y teodolito. El descimbrado se efectúa 48 horas después del proceso.

Se debe evitar interrumpir la continuidad de una de las capas de colado o el proceso total de una columna antes del nivel de proyecto, sin embargo, la tolerancia antes del enrase para finalizar la etapa de colado en columnas se fijó en ± 25 mm.

B. Trabes.

Las trabes son los elementos estructurales resistentes, generalmente horizontales, construidos a base de concreto hidráulico y acero de refuerzo, que trabajan mancomunadamente con el sistema estructural.

Una vez que se concluye el enrase de columnas al nivel de proyecto, se procede a cimbrar el fondo de las trabes respetando las tolerancias especificadas, se retira la lechada adherida en el acero de refuerzo y las coronas de las columnas se someten a limpieza profunda retirando una capa superficial de concreto de entre 3 mm y 5 mm, para dejar la superficie sana, libre de material suelto, se coloca el acero de refuerzo y se concluye la cimbra en los costados.

Terminada la cimbra y antes de colar, se realiza la limpieza al interior con proyecciones de agua a presión evitando que se estanque, se vierte la mezcla de concreto mediante bombeo, se coloca por capas horizontales continuas de veinticinco a treinta centímetros de espesor, cada capa se acomoda y compacta en toda su profundidad con equipo de vibración por inmersión, el concreto debe llenar completamente los moldes y cubrir en forma efectiva el acero de refuerzo.

Al día siguiente se retira la cimbra de los costados e inmediatamente se inicia el proceso de curado, la del fondo se retira una vez que el concreto alcanza el 80% de su resistencia nominal, verificada mediante la prueba de resistencia a compresión simple.

En las figuras 4.20 y 4.21 se ilustran las etapas de construcción de columnas y trabes.



Figura 4.20. Cimbrado de trabes.



Figura 4.21. Columnas y trabes terminadas.



IV.2.3. Muros, dalas y castillos.

A. Muros.

Los muros son los elementos formados por un conjunto de piezas prismáticas, prefabricadas o naturales, unidas entre si mediante un mortero aglutinante. Para la construcción de muros del edificio TPR 1 se usaron piezas de cerámica con huecos verticales. Se revisó que las piezas fueran del tipo y procedencia especificados en los planos de construcción. La inspección de piezas se realizó tomando tres muestras que se ensayaron en pilas a compresión simple.

Durante el proceso de construcción de la cimentación, trabes y losas de entrepiso, se tomó en consideración la posición de los muros y sus respectivos refuerzos verticales, de tal manera que dichos refuerzos quedaron embebidos durante los procesos de colado sobre sus correspondientes elementos estructurales portantes.

La supervisión del proceso de construcción de muros de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior es una labor de actividad constante; a continuación se señalan algunos criterios de lo más relevante por revisar durante su construcción:

1. Las piezas serán sanas (sin fracturas), en caso contrario, las piezas dañadas se separan y se retiran de la obra.
2. Las piezas de cerámica se sumerjan en agua al menos 2 horas antes de su colocación.
3. El aparejo debe ser cuatrapeado.
4. El mortero no se debe fabricar en contacto con el suelo y sin control de la dosificación, el proporcionamiento se da en volumen de acuerdo a lo indicado en los planos.
5. Las juntas verticales y horizontales se rellenarán totalmente de mortero y su espesor no excederá el valor indicado en el proyecto, como máximo se acepta 12 mm.
6. El desplomo del muro no excederá $0.004H$ ni 15 mm.
7. El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro estará libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia.
8. No se traslapará más del 50 por ciento del acero longitudinal de castillos, dalas o refuerzo vertical en una misma sección.
9. El relleno de los huecos verticales se realizará a la altura especificada en el proyecto, sin exceder de 400 mm.
10. El refuerzo horizontal será continuo en el muro, sin traslapes y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.
11. Durante la construcción se tomarán las precauciones necesarias para garantizar la estabilidad ante posibles empujes horizontales, incluyendo viento y sismo.

B. Dalas y castillos.

Las dalas y castillos son los elementos resistentes, contruidos a base de concreto hidráulico y acero de refuerzo, que trabajan integralmente con los muros de mampostería.



Los castillos o porciones de ellos, se cuelan una vez erigido el muro, sin exceder alturas de colado de 2.5 m, para elementos con mayor altura el colado se hace en dos etapas. Las dalas se cuelan para enrasar al muro una vez que los castillos quedaron integrados a éste y así queda concluido el confinamiento. Durante la construcción de estos elementos se debe revisar que:

1. El refuerzo longitudinal de castillos y dalas, y los refuerzos interiores de los muros, estén anclados y en la posición señalada en el proyecto.
2. El desplomo del castillo no exceda el desplomo del muro.
3. El refuerzo longitudinal de castillos y dalas se coloque de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado y que esté libre de lechada, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia del concreto.
4. El concreto no se fabrique en contacto con el suelo y sin control de la dosificación, la mezcla debe ser fluida para su fácil acomodo, tendrá la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes y sin exceder la relación agua cemento que pueda afectar la resistencia de proyecto.
5. Se debe compactar el concreto mediante con algún método de vibrado que asegure que no queden oquedades.
6. La cimbra debe ser resistente, estanca y limpia; previo al colado se hace limpieza al interior con chorro de agua a presión.

En las figuras 4.22 y 4.23 se observa el proceso constructivo de muros diafragma.



Figura 4.22. Proceso constructivo de muros.



Figura 4.23. Muros diafragma.

IV.2.4. Losas de entrepiso.

Las losas de entrepiso son elementos estructurales portantes, construidas a base de concreto reforzado, generalmente en posición horizontal y ocasionalmente inclinadas para cubiertas de azotea. Las losas utilizadas fueron de dos tipos; losas coladas in situ reforzadas con acero para concreto y losas prefabricadas pretensadas con acero de presfuerzo.



A. Losas prefabricadas.

El sistema con losas prefabricadas consta básicamente de dos elementos. Primero, el elemento prefabricado TT, tiene la función de soportar su peso propio más el peso de la capa de compresión y las cargas que actúan durante la construcción, en la primera etapa hace la función de cimbra. El segundo elemento es la capa de compresión que es colada in situ sobre el elemento prefabricado, su espesor es variable entre 50 mm y 150 mm debido a las pendientes requeridas del piso. Una vez endurecida la capa de compresión, ambos elementos integrados conforman un sistema estructural resistente compuesto.

En los sistemas de piso prefabricados se garantiza la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales, colando el firme estructural reforzado, mediante una parrilla de acero de refuerzo colocada sobre las piezas prefabricadas. Adicionalmente las piezas se unen con soldadura por medio de conectores de varilla corrugada embebidos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes.

Este tipo de elementos son procedentes de una planta de prefabricación y transportadas a la obra sobre camiones trailer. Por sus dimensiones, peso y ubicación en la que deberán quedar sobre la estructura portante, es requerido el empleo de una grúa para su descarga e instalación.

B. Losas coladas in situ.

Las losas coladas in situ constan de un solo elemento, el cuál es cimbrado, reforzado y colado monolíticamente sobre las traveses portantes.

Las losas prefabricadas hacen la misma función que las coladas in situ, la conveniencia para su uso depende en gran medida de la geometría y fabricación en serie. En las figuras 4.24 y 4.25 se muestran algunas etapas del proceso constructivo de losas de piso.



Figura 4.24. Montaje de losa prefabricada TT.



Figura 4.25. Refuerzo en capa de compresión.



IV.3. Especificaciones generales de construcción.

Las especificaciones generales de construcción, son el conjunto de ordenamientos a los que deben sujetarse las compañías contratistas durante el proceso de una construcción. Aquí se señalan únicamente los criterios de mayor aplicación para la construcción del edificio TPR 1. Para mayor información respecto a especificaciones y normatividad oficiales, en la sección C.1 del anexo C, se proporcionan algunas referencias para su consulta.

IV.3.1. Concreto hidráulico.

El concreto hidráulico es el producto resultante de la mezcla y combinación de cemento Portland, agua carente de impurezas nocivas, agregados pétreos sanos, seleccionados y dosificados adecuadamente, en peso o en volumen según se especifique. El cemento Portland al hacer contacto con el agua genera una reacción química que provoca el endurecimiento de la mezcla hasta convertirla en roca.

Con la finalidad de garantizar que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias, la calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando haya cambio de las fuentes de suministro. Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111.

A. Elaboración del concreto.

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores o bien podrá ser elaborado directamente en la obra.

El concreto clase 1, premezclado, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecida en la norma NMX-C-403. Las cantidades de los materiales que intervengan en la dosificación del concreto, serán medidos en peso separadamente.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la norma NMX-C-155. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revolvedora mecánica, no se permitirá la elaboración de la mezcla manual para concreto estructural.

B. Requisitos y control del concreto fresco.

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico.

1. Revenimiento.

Es el índice del nivel de consistencia o capacidad de flujo del concreto debida al agua contenida, se recomienda usar la mínima cantidad para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso.



El revenimiento nominal del concreto no será mayor de 100 mm, a menos que el proyecto indique lo contrario. Se puede aumentar hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivos superfluidificantes, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. Para concreto premezclado el muestreo se realiza por cada entrega y se debe satisfacer lo estipulado en la NMX-C-156- ONNCCE.

La aceptación o rechazo del concreto en el momento de la entrega a obra, deberá hacerse en base a la prueba de revenimiento, si existiera duda del primer valor obtenido se hará una segunda prueba que será la definitiva. Las tolerancias aceptables para revenimientos nominales son:

	Revenimiento (mm).	Tolerancia (mm).
Menor de	50	± 15
Entre	50 y 100	± 25
Mayor de	100	± 35

2. Peso volumétrico.

El concreto debe tener una masa unitaria no menor de 1 900 kgf/m³ para concreto clase 2 y de 2 200 kgf/m³ para concreto clase 1. La muestra se toma una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m³ de concreto y debe cumplir con lo estipulado en la NMX-C-162. Durante el proceso de la obra no se determinaron valores del peso volumétrico en estado fresco.

C. Colocación y compactación del concreto fresco.

Antes de efectuar un colado, deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto. Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos, para lo cual, se recomiendan los criterios siguientes:

1. Las superficies de mampostería que vaya a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado.
2. No deberán existir encharcamientos de agua en el lugar del colado.
3. No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica o cualquier otra sustancia extraña.
4. El concreto se vaciará por capas no mayores de 300 mm en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará mediante vibrado cada capa.
5. La temperatura ambiente en el momento de la producción y colocación del concreto, en climas fríos no debe ser inferior de 7° C, en climas cálidos no debe exceder de 32° C. En consecuencia, se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar alteraciones en la resistencia y el tiempo de endurecimiento.
6. Para concreto bombeable se permitirán revenimientos mayores a 100 mm mediante el uso de aditivos.
7. No se permite lavar la olla revolvedora mientras el concreto permanezca en el interior.



8. El concreto se verterá a una altura no mayor de 1.2 m, para evitar problemas de segregación.

D. Requisitos y control del concreto endurecido.

El concreto endurecido se presenta cuando el tiempo de elaboración ha sobrepasado el tiempo de fraguado y en consecuencia se encuentra en estado rígido.

1. Resistencia.

La calidad del concreto endurecido se verificó mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-83, en un laboratorio acreditado por la Entidad Mexicana de Acreditación (EMA). Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m³.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad, de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad. En la figura 4.26 se ilustra el ensaye a compresión simple de cilindros de concreto.



Figura 4.26. Ensaye a compresión simple.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 35 \text{ kgf/cm}^2$, y además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 50 \text{ kgf/cm}^2$, y además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 17 \text{ kgf/cm}^2$.



2. Curado.

Es el control de humedad y temperatura durante un lapso determinado para que el concreto adquiera la resistencia proyectada, aplicando riegos de agua sobre la superficie expuesta del concreto y moldes, sin que estos riegos causen huellas en la superficie o cubriendo las superficies coladas con arena, costales o mantas que deberán mantenerse húmedos durante el periodo de tiempo especificado.

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Se utilizará preferiblemente la misma agua empleada para la elaboración del concreto, que deberá estar libre de sustancia que afecten la calidad o puedan manchar o decolorar el concreto cuando la apariencia de éste sea importante. La temperatura del agua de curado no deberá ser menor de 11° C, para evitar la generación de esfuerzos que provoquen agrietamientos por choque térmico.

En superficies verticales se permitirá el humedecimiento de la misma mediante chorro de agua a baja presión, siempre y cuando no cause erosión en la superficie del concreto. Otro método de curado es mediante la aplicación de membranas impermeables.

3. Juntas de colado.

Las juntas de construcción se harán en los lugares y forma fijados en los planos estructurales; se tomará especial cuidado en todas las juntas de los elementos estructurales en lo que respecta a su limpieza, se retira la lechada adherida en el acero de refuerzo, limpiando la superficie con un cepillo de alambre.

Las superficies que estarán en contacto con el nuevo concreto se someterán a limpieza profunda; se procederá a picar con cincel la superficie expuesta retirando una capa superficial de concreto de entre 3 mm y 5 mm, para dejar la superficie de contacto sana y libre de material suelto.

Terminado el tratamiento e inmediatamente antes de colar el nuevo concreto, las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua, y se aplicará a la junta lechada de cemento, cuya relación agua-cemento sea cuando más la empleada en el concreto.

E. Modulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad es la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria debida a esfuerzos de compresión antes de su límite de destrucción, en otras palabras, corresponde a la porción recta de la curva esfuerzo - deformación.

De requerirse en la obra, el módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128, con el procedimiento siguiente:



Se tomará una muestra de concreto por cada 100 metros cúbicos, o fracción, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas para concreto con agregado grueso de caliza para concreto clase 1 y con andesita para concreto clase 2, de acuerdo a las siguientes relaciones:

	Clase 1	Clase 2
Una muestra cualquiera	12 700 $\sqrt{f'c}$	7 000 $\sqrt{f'c}$
Conjuntos de dos muestras consecutivas	13 500 $\sqrt{f'c}$	7 400 $\sqrt{f'c}$

Durante el proceso de la obra no se obtuvieron datos de laboratorio para el módulo de elasticidad del concreto, por lo que se tomó el valor sugerido para una muestra cualquiera.

IV.3.2. Acero para concreto.

El acero para concreto es aquel que se coloca para quedar ahogado en la masa del concreto, ya sea en elementos colados en obra o prefabricados, tiene la función de tomar esfuerzos de tensión debidos a las cargas propias y las de servicio, cambios volumétricos por fraguado y cambios de temperatura.

Se denomina acero a aquellos productos ferrosos cuyo porcentaje de carbono está comprendido entre 0.05% y 1.7%. El Acero de refuerzo tiene un contenido máximo de carbono de 0.3% pudiéndose moldear más fácilmente, funde entre 1 400° C y 1 500° C.

A. Acero de refuerzo.

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, excepto el alambón, regularmente usado para estribos, que será a base de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2). Deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294. La malla cumplirá con la norma NMX-B-290.

El acero que se utilice deberá ser preferentemente de una marca de reconocida calidad, ningún acero de marca nueva o sin antecedentes de buena calidad, será autorizado hasta que se hayan hecho los ensayos correspondientes en un laboratorio acreditado por la Entidad Mexicana de Acreditación (EMA).

Para el control del acero de refuerzo se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, de cada lote de 10 tonf., o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor; no se acepta tomar las muestras de los extremos de barras completas. Las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes.



Cada lote debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en los resultados de los ensayos. Estos se realizarán de acuerdo con las normas NMX-B-172 y NOM-B-113.

1. Requisitos y tolerancias de instalación del acero de refuerzo.

- El acero debe sujetarse en su posición con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y cantidad suficiente para impedir movimientos durante el colado.
- Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre. Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto. Todos los dobleces se harán en frío.
- El acero de refuerzo debe protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento. Se revisará que el acero no haya sufrido algún daño.
- Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto. A excepción del uso de lodos bentoníticos.
- En el caso de extensiones futuras, todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción, deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.
- El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto para evitar que se mueva durante el colado.
- La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $10\text{mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.
- La posición de refuerzo de las losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d, en más de $3\text{ mm} + 0.003d$, ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm, en columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de la dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.
- Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de $10\text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyectos en más de $3\text{ mm} + 0.03x$.
- La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
- Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario.



B. Soldadura en acero de refuerzo.

La soldadura es la unión de dos o más elementos sólidos; en metales, generalmente es mediante el uso de un material de aporte, fusionado por calor sobre el metal base.

Para el caso en estudio, el acero de refuerzo es el elemento sólido o metal base y los electrodos el material de aporte, que con la aplicación de corriente eléctrica se induce el calor requerido para la fusión mediante un corto circuito controlado.

Las varillas que se van a soldar, deben ser capaces de resistir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras de refuerzo, sin exceder la resistencia máxima de éstas. En caso de duda se debe comprobar experimentalmente su eficacia.

Los electrodos recubiertos empleados en soldadura manual se designan con la letra E, enseguida por cuatro dígitos, los dos primeros indican la resistencia mínima a la ruptura por tensión del material depositado por el electrodo, en miles de lbf/pulg², el penúltimo, indica la posición o posiciones en que el electrodo puede producir soldaduras satisfactorias, y el último, se refiere al tipo y características de la corriente que se debe emplear y a la naturaleza del recubrimiento del electrodo.

Por ejemplo un electrodo E6010 produce soldadura con una resistencia mínima a la tensión de 60 Ksi o 60 000 lbf/pulg², aproximadamente 4 200 kgf/cm², el "1" corresponde a electrodos que pueden emplearse en cualquier posición, ya sea horizontal, vertical o sobre cabeza, y el "0" significa que requiere corriente continua con polaridad invertida, es decir, el electrodo debe ser el polo positivo en el circuito, y el metal base el negativo.

Por lo tanto, si se van a empalmar mediante soldadura a tope varillas grado 42 con límite de fluencia mínimo de 4 200 kgf/cm² y resistencia a la ruptura en tensión no menor de 6 300 kgf/cm², debe usarse un electrodo del tipo siguiente:

El metal depositado debe tener una resistencia mínima de $4\ 200 \times 1.25 = 5\ 250$ kgf/cm², de manera que se utiliza un electrodo E80xx, que proporciona una soldadura con resistencia igual o mayor que 5 600 kgf/cm² (80 000 lbf/pulg²).

1. Requisitos de aplicación de soldadura en acero de refuerzo.

- Las superficies por soldar y las adyacentes a ellas, deben estar limpias, sin escamas de laminado, óxido, pintura, grasa, cemento o cualquier otro material extraño. Se permite la presencia de escamas de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre.
- Se deberá planear la secuela de preparación de las juntas, de manera que se tenga siempre acceso cómodo a las superficies en las que se debe depositar la soldadura, y que ésta pueda colocarse en la posición más favorable posible.
- Siempre que sea posible, la soldadura debe depositarse en posición plana.
- Las partes por unir y los elementos auxiliares, cuando estos existan, deben alinearse para reducir las excentricidades a un mínimo.



- El desalineamiento máximo permisible es la décima parte del diámetro de la menor de las varillas, sin que exceda de 3 mm.
- Debe haber fusión completa entre el metal de aportación y el metal base, así como entre los diferentes cordones de soldadura.
- Las grietas de cualquier tipo, son motivo suficiente para que la unión sea rechazada.
- No se aceptan las soldaduras si tienen porosidad o defectos de fusión tales como inclusiones de escoria, fusión incompleta, penetración inadecuada u otros defectos semejantes.
- Todos los soldadores deben calificarse previamente en pruebas que reproduzcan con la mayor fidelidad posible las condiciones en la que se efectúa el trabajo.
- No se debe efectuar ninguna soldadura en cualquiera de las condiciones siguientes:
 - En temperatura ambiente menor de -10° C.
 - Cuando las superficies por soldar estén húmedas o expuestas a la lluvia, granizo, o vientos intensos.
- Los electrodos se deben almacenar en las cajas en que los entrega el fabricante, y conservarse en un lugar seco y limpio.

En la figura 4.27 se muestran algunos tipos de soldadura empleados en acero de refuerzo para concreto.

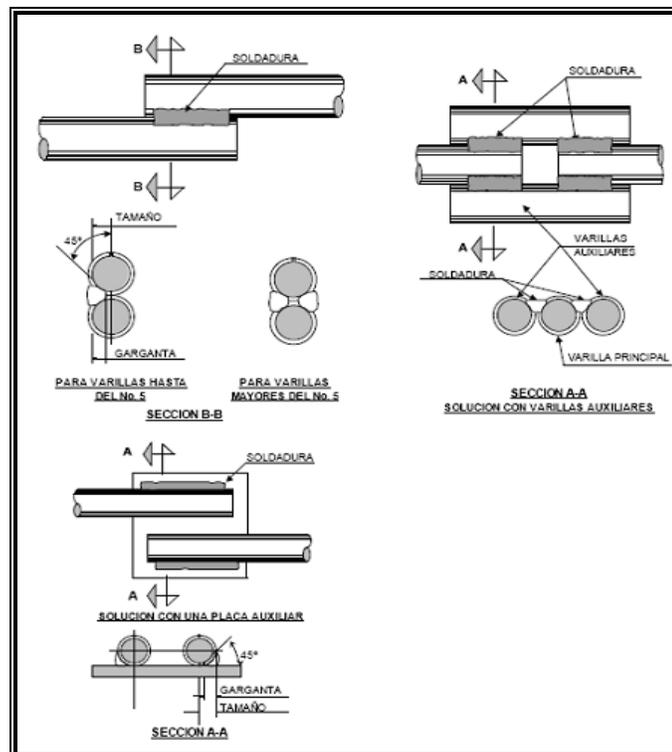


Figura 4.27. Aplicación de soldadura en acero de refuerzo.



C. Torones.

El torón se usa en elementos de concreto presforzados, ya sean prefabricados pretensados y también en construcción postensada prefabricada o colada en sitio. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 270 000 lbf/pulg² (18 990 kgf/cm²), conocido como grado 270 Ksi.

Para la fabricación de torones se usan alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío, los mismos que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes por la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, ya que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NMX-B-292 y NMX-B-293. En la Tabla A.6 del anexo A, se muestran las propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.

IV.3.3. Cimbra.

La cimbra es un molde soportado por una estructura temporal llamada “obra falsa”, dentro de la cual se coloca el concreto, es aquí donde se le compacta por diversos medios, de manera que el acero de refuerzo quede completamente cubierto y protegido. La cimbra además de proteger el concreto en el proceso de fraguado, debe soportar el peso hasta que éste adquiera su resistencia estructural. Para su manejo e instalación se observarán los siguientes criterios:

A. Requisitos de ejecución de cimbras.

1. Las cimbras se ajustarán a la forma, líneas y niveles especificados en el proyecto.
2. Deberán estar contraventeadas y unidas adecuadamente entre si para mantener su posición y forma durante su uso.
3. Tendrán la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión del concreto, al efecto de los vibradores y las demás cargas durante la etapa de construcción.
4. Deberán ser estancos para evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos durante el vaciado, vibrado y compactado del concreto.
5. Se construirán de manera que puedan ser fácilmente desmontables una vez cumplido el tiempo de descimbrado especificado, sin martillar o palanquear sobre el concreto recién colado.
6. No se permitirá la iniciación de un colado si en la cimbra existen cuñas, taquetes u otros elementos sueltos, o bien si no está construida de acuerdo con el proyecto.
7. Los pies derechos irán sobre rastras y tendrán dispositivos de ajuste vertical, de tal forma que se pueda controlar y corregir cualquier asentamiento.
8. Todas las aristas vivas llevarán un chaflán que consistirá en un triángulo rectángulo con catetos de 25 mm.
9. En el caso específico que los moldes se hayan construido de madera, la superficie en contacto con el concreto deberá humedecerse antes del colado.



10. No se permite el uso de separadores de madera en el interior de los moldes que pudieran quedar inmersos en el concreto.
11. Las superficies de contacto con el concreto llevarán una capa de aceite mineral o de cualquier otro material desmoldante libre de contaminantes.
12. Los moldes podrán emplearse tantas veces como sea posible, siempre y cuando se les proporcione el tratamiento adecuado.
13. El descimbrado se realizará de tal manera que siempre se procure la seguridad de la estructura y sin dañar las superficies del concreto.
14. El tiempo que deben permanecer colocados los moldes y la obra falsa depende del tipo de elemento estructural, de las condiciones climáticas y del tipo de cemento empleado. Para concreto normal, los períodos mínimos se ajustarán a lo señalado en la tabla 4.1. Los períodos para la remoción de los moldes y de la obra falsa cuando se utilicen otros tipos de cementos, podrán ser ajustados en función de los resultados de los cilindros de prueba del concreto, una vez alcanzado el 80% de la resistencia nominal del concreto.
15. La cimbra para elementos de concreto presfuerzo deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.
16. Los elementos de concreto pretensados deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.
17. De no indicarse lo contrario, se observaran las siguientes tolerancias para la fabricación e instalación de cimbras:
 - Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.005x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.003x$.
 - El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederán al de proyecto en más de $5 \text{ mm} + 0.05t$, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $3 \text{ mm} + 0.03t$.
 - En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste del que se ha trazado, en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.
 - La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
 - El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, en más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
 - La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuarto por ciento.



- La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.
- El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extrema, más de 10 mm más de dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
- En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de piso consecutivos diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

Tabla 4.1. Periodos mínimos sugeridos antes del descimbrado.

Tipo de cimbra	Temperatura media ambiente sobre la superficie del concreto	
	16° C	7° C
Superficie de contacto vertical para columnas, vigas de gran peralte, losas, muros, dalas y castillos.	1 día.	2 días.
Puntales ajustables y superficie de contacto en lecho inferior de losas.	11 días.	14 días.
Puntales ajustables y superficie de contacto en lecho inferior de vigas.	15 días.	21 días.

IV.3.4. Acero estructural.

El acero estructural es aquel que es empleado en la construcción de estructuras metálicas, debe cumplir con los requisitos de la NOM-B-254 para acero estructural, y NOM-B-200 para tubos con o sin costura de acero al carbono, conformados en caliente, para uso estructural.

El acero de tornillos será del tipo A-307 resistencia normal o en su caso A-325 alta resistencia, según se requiera. El acero para anclajes será del tipo A-36.

El electrodo empleado para soldar acero estructural será de las series E60XX y E70XX según se requiera, debe cumplir con la especificación para electrodos recubiertos de acero dulce, para soldadura de arco según el código de la Sociedad Americana de Soldadura (**AWS**, por sus siglas en inglés). En su caso, se puede emplear electrodo desnudo y fúndente granular para el proceso de arco eléctrico sumergido.



IV.3.5. Recubrimientos.

Hoy en día los consumidores están más preocupados con respecto a la seguridad e higiene con que fueron elaborados los alimentos que consumen. Las Normas para la Seguridad de los Alimentos son publicadas para que los procesadores las usen para evaluar los riesgos en la seguridad de sus productos dentro de sus plantas.

Desde luego, estas directrices se ven reflejadas en las características de construcción dentro y fuera de las áreas de producción. El aumento de ésta conciencia colectiva ha hecho posible que este tema adquiera un papel de suma importancia dentro de las organizaciones del sector alimenticio. Por ello, son cada vez más utilizados los acabados asépticos dentro de los talleres de producción.

A. Requisitos de ejecución de acabados.

Los acabados de pisos, muros y plafones, deben diseñarse y construirse de tal manera que sea posible limpiarlos fácilmente y mantenerlos en buenas condiciones, para evitar la acumulación de polvo, condensación y crecimiento de moho. En el diseño y construcción de acabados asépticos, se deben observar los siguientes criterios para su aplicación:

1. Las uniones de muro-muro, muro-piso y muro-plafón deben ser cóncavas para facilitar la limpieza.
2. Las oquedades y grietas en la superficie de las paredes y los pisos deben evitarse.
3. Los pisos deben diseñarse para cumplir con las exigencias del proceso y para resistir los materiales y productos de limpieza. Deben mantenerse impermeables y en buenas condiciones.
4. Los pisos deben tener una inclinación adecuada para que el flujo o el afluyente de agua o líquidos fluya hacia un drenaje adecuado.
5. Se deben instalar drenajes de pisos, en todas las áreas de procesamiento mojadas o áreas de lavado. Los drenajes deben ser de fácil acceso para su limpieza.
6. Donde se usen techos huecos o plafones suspendidos (falsos), se debe proporcionar acceso adecuado al espacio vacío para facilitar la limpieza.
7. Los techos deben ser impermeables para evitar goteras que afecten las áreas de proceso.

B. Pisos.

Las condiciones de seguridad de los trabajadores en superficies húmedas o resbalosas por agua o cualquier otro agente son un verdadero peligro, éstas, deben considerarse para el criterio de selección al escoger el material y el acabado superficial de los pisos.

Para evitar el estrés de los pisos causado por los cambios de temperatura que afectan la fuerza adhesiva al sustrato, los recubrimientos necesitan presentar un coeficiente de expansión térmico y contracción similar a la del concreto. En la colocación de pisos industriales se debe tener especial cuidado en respetar las juntas existentes en el sustrato.



En la tabla 4.2 se muestran los valores característicos para diferentes coeficientes de expansión y contracción del concreto.

Tabla 4.2. Coeficientes característicos de expansión y contracción en el concreto.

Valores del coeficiente de expansión térmica del concreto en función del agregado	
Material	Coefficiente de expansión térmica x 10 ⁻⁶ /°C
Cuarzo	11.9
Arenisca	11.7
Grava	10.8
Granito	9.5
Basalto	8.6
Caliza	6.8

Variación del coeficiente de contracción del concreto en función de la resistencia a la tensión indirecta	
Prueba Brasileña en kg/cm ²	Coefficiente de contracción(deformación) x 10 ⁻⁴
<21	8
28	6
35	4.5
42	3
>49	2

1. Pisos de cerámica - clinker.

Obtenido a partir de materias primas de gran pureza, es sometido a altas presiones de compactación. El producto se somete a un tratamiento térmico, un proceso de fusión y cristalización de sus minerales a 1 200° C.

Es fabricado por el sistema de extrusión, el resultado es un producto de baja absorción de agua, buena resistencia mecánica y química. El sistema es de aplicación en sitio mediante adhesivos de alto desempeño y juntas epóxicas industriales para el acabado y sello final. El espesor del sistema varía de 10 mm a 15 mm, según las necesidades de tránsito de cada área.

Los pisos industriales son un producto especialmente concebido para locales industriales con condiciones severas de uso como: exposición a sustancias ácidas propias del proceso o de los agentes químicos utilizados en la limpieza, sollicitación mecánica por tránsito de equipo pesado, choque térmico por derrames de fluidos a alta temperatura, o bien, ciclos alternativos de congelamiento y descongelamiento, lo que lo hace apto inclusive para cámaras frigoríficas.



Para la instalación de la loseta Industrial, se deben observar los criterios que a continuación se enuncian:

- Debe emplearse un adhesivo de alto desempeño. Se sugiere el uso de productos premezclados en fábrica, procurando que sean hidrófugos y antiácidos.
- El adhesivo debe colocarse usando una llana dentada de dimensiones apropiadas. Las reglas de colocación recomiendan que la altura de los dientes sea igual al espesor de la placa a pegar.
- Debe ser colocado con “junta abierta”, no se recomienda su colocación con juntas menores de 6 mm.
- Las juntas deben llenarse con un emboquillado epóxico, especialmente formulado para resistir los ataques ácidos. Deben seguirse las instrucciones de aplicación y uso emitidas por el fabricante.
- La limpieza de los remanentes de material una vez llenadas las juntas deben limpiarse antes del fraguado con una solución de agua y jabón.
- En las aristas y remates de esquinas, se usarán los accesorios de línea tales como, zoclo sanitario y peldaños, producidos con las mismas características técnicas que las placas.

2. Pisos epóxicos.

Las resinas epóxicas son polímeros; la mayor parte de los polímeros que se usan en la vida diaria son materiales sintéticos, con propiedades y aplicaciones variadas. En general, los polímeros tienen una excelente resistencia mecánica debido a que las grandes cadenas poliméricas se atraen. Las fuerzas de atracción intermoleculares dependen de la composición química del polímero.

Casi todas las resinas epóxicas comerciales se hacen a partir del bisfenol A (obtenido a partir del fenol y la acetona), y de epiclorhidrina (producida a partir del alcohol alílico). Sus propiedades más importantes son, alta resistencia a temperaturas hasta de 500° C, elevada adherencia a superficies metálicas y excelente resistencia a los productos químicos.

Los pisos epóxicos son fabricados con resinas de dos componentes, 100% sólidos, libres de solventes y agregados de arena sílica 100% pura, de aplicación en sitio, puede aplicarse en espesores de 3 mm a 6 mm; de acuerdo a las necesidades de tránsito de cada área. Este recubrimiento está diseñado para proteger los pisos por derrames químicos y aumentar la resistencia al desgaste mecánico debido a los rodamientos de montacargas, patines hidráulicos y el paso constante de personal.

Este sistema es un piso monolítico integral, sin juntas, estético y de fácil limpieza, el cual permite tener áreas sanitarias sin captación de bacterias y hongos. Sus componentes reaccionan formando una carpeta de alta resistencia. El acabado final puede ser totalmente liso o antiderrapante, sin que esto último impida su eficaz limpieza.



Para la instalación de pisos epóxicos, se deben observar los criterios que continuación se enuncian:

- El sustrato debe tener suficiente resistencia, mínimo a la compresión de 250 kgf/cm². La superficie debe estar sana, seca, limpia y libre de aceites y grasas. La imprimación y/o nivelación dependerán de las condiciones del sustrato.
- Antes de la aplicación de cualquiera de los sistemas epóxicos, se debe tener la certeza de las condiciones del sustrato, efectuando la evaluación correspondiente. Resistencia mínima a la tensión, no será menor de 15 kgf/cm² (pull-off).
- La preparación de la superficie se realiza removiendo toda la contaminación existente en el piso por medios mecánicos.
- La preparación del producto se realiza mezclando los dos componentes, A (resina) y B (catalizador), en las proporciones correctas con un taladro eléctrico y mezclador de paletas, entre 300 y 400 rpm aproximadamente.
- El mezclado debe llevarse a cabo al menos 3 minutos hasta conseguir una consistencia y color homogéneos y libres de grumos.
- Para su colocación, se vacía en la superficie horizontal, se esparce mediante una llana metálica y un escantillón en una sola capa al espesor requerido y después se pasa el rodillo de púas varias veces en ambos sentidos.
- La Temperatura ambiente y superficial durante la aplicación no será menor de 10° C, pero al menos 3° C sobre el punto de rocío; ni mayor a 35° C, con una humedad relativa máxima del 80%.
- Cuando el producto es aplicado y curado sobre sustratos con temperaturas menores a 15° C, pueden presentarse blanqueamientos al derramarse agua u otras sustancias químicas, sin que sus propiedades de resistencia química disminuyan.
- En condiciones en que la humedad ambiental sea superior al 80%, se deberán modificar las condiciones ambientales mediante la utilización de equipos de ventilación o calentadores de ambiente, para así poder aplicar el sistema epóxico.

C. Muros y Plafones.

Los productos para muros y plafones en zonas de producción, generalmente son fabricados con resinas epóxicas de dos componentes, 100% sólidos, libre de solventes, con agregado fino de carbonato de calcio o cuarzo, el espesor es de 1.5 mm aproximadamente, de aplicación en sitio. Logrando muros y plafones lisos, completamente asépticos, sin juntas, de fácil limpieza y moderada resistencia química. Para el procedimiento de instalación se observará lo dispuesto para pisos epóxicos.

Otra opción en muros, es la aplicación en sitio de loseta de cerámica o porcelana, colocada mediante adhesivos de alto desempeño y junta a base de pasta fina de cemento Pórtland, resinas y aditivos, resistente al desarrollo de bacterias y hongos. Para el procedimiento de instalación se observará lo dispuesto para pisos de loseta industrial.



D. Techos.

Los techos son los elementos estructurales de cubierta que aíslan la construcción de la intemperie, estos elementos deben estar provistos de un sistema impermeable para su eficiente funcionamiento.

1.- Impermeabilizante.

El impermeabilizante utilizado en el edificio TPR 1, es un sistema laminar multicapa, prefabricado, de asfalto modificado, a base de polímeros de polipropileno, aplicable para todos los casos de impermeabilización, nueva o sustitución, para todo tipo de techumbres y cubiertas expuestas a la intemperie. Está reforzado con un alma central de trama multidireccional de poliéster, siendo capaz de soportar movimientos térmico-estructurales de orden intermedio. Posee como terminado en su cara inferior una película fundible prevista para su adhesión mediante termofusión a base de fuego de soplete. Presenta en su cara superior un acabado a base de gravilla esmaltada a fuego para su auto protección y decoración, dejando libre una franja lateral de 10 cm a todo lo largo del lienzo prevista para su traslape.

Para la instalación de impermeabilizantes en techos, se deben observar los criterios que continuación se enuncian:

- La cubierta debe tener una pendiente mínima del 2%, libre de encharcamientos, oquedades o protuberancias.
- Se contará en el techo con la cantidad suficiente y diámetro adecuado de bajadas pluviales, sin obstrucciones por dentro o por fuera.
- Todos los ángulos que forma el sustrato con cualquier elemento vertical, como muros, pretilas o bases, deben contar con un chaflán de mezcla de 10 cm a 45° a todo lo largo de los mismos. Los muros y pretilas deberán estar aplanados en su totalidad y contarán con una ranura de 2x2 cm a todo lo largo de los mismos a una altura de 15 cm sobre el chaflán, para recibir la membrana prefabricada. Una vez terminada la colocación del sistema, se resanará con mortero o sellador elástico de poliuretano. En caso de no poder ranurar, se contará con un botagua metálico a base e lámina, montado sobre el nivel del chaflán y en toda la longitud para recubrir la membrana prefabricada.
- La limpieza de la superficie se realiza removiendo toda la contaminación existente en el sustrato por medios mecánicos, separar de todo tipo de desechos, productos derivados del petróleo, grasas y aceites (minerales y vegetales).
- Aplicar una mano de primario, con cepillo de pelo o equipo de aire y dejar secar.
- Resanar grietas y fisuras de las superficies y calafatear puntos críticos como bajadas de agua pluvial, bases o soportes y realizar tratamientos previos a la impermeabilización en estos mismos puntos con lienzos.
- No aplicar sobre superficies húmedas, encharcadas o saturadas de agua, ni se aplique bajo amenaza de lluvia.
- Transportar y manipular los rollos con cuidado para evitar perforaciones y otro tipo de daño físico al material.



- La colocación deberá iniciarse por la parte más baja de la superficie, continuando hacia arriba y en sentido perpendicular a la pendiente. Los lienzos subsecuentes se colorarán previa alineación al primero, de manera tal que queden traslapados 10 cm entre si a favor de la pendiente.
- La adhesión del sistema se realizará por termofusión sometiendo la cara inferior del primer rollo a calentamiento por medio de flama directa de soplete conforme se va desarrollando.

IV.4. Normas de seguridad e higiene.

Son el conjunto de ordenamientos que durante los trabajos de construcción tienen como principal objetivo prevenir, minimizar, evitar y controlar los efectos de actos ilícitos, condiciones insalubres o situaciones de emergencia que representen un riesgo a la integridad física de los obreros y los activos, tanto del propietario, como también de contratistas y proveedores.

Es difícil comprender que en la actualidad haya falta de conciencia por la seguridad personal dentro de las construcciones, desde los propietarios, personal técnico e incluso el propio personal de obra. Más del 90% de los accidentes pueden evitarse usando el equipo de protección adecuado. Pese a ello el índice de siniestralidad de la construcción es de los más altos dentro del sector industrial. Para tal efecto, se implementó una Norma Interna de Seguridad e Higiene para las compañías contratistas.

La seguridad es un tema de vital importancia y podría agotar fácilmente un capítulo en este estudio, sin embargo, aquí se presenta una síntesis de los criterios más elementales, de uso rutinario, que se implementaron para el control de la obra.

IV.4.1. Requisitos generales de seguridad e higiene.

Durante los trabajos de construcción del edificio de proceso TPR 1, se aplicaron reglas de seguridad e higiene en apego a las disposiciones legales, conjugado con el buen criterio en la práctica de la construcción. Para cada frente de trabajo se implementaron supervisores de seguridad, con presencia durante la jornada laboral normal, y en jornadas extraordinarias mientras hubiera personal en la obra.

A continuación se mencionan los criterios básicos, extraídos de la Norma Interna de Seguridad e Higiene para las compañías contratistas. Se aplicaron tanto al personal de obra, como a administradores, supervisores y visitantes:

- Estar inscritos y comprobar su alta vigente ante el Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS).
- Los empleados y obreros deben portar gafetes autorizados que los acredite como trabajadores de las compañías contratistas.
- Usar camisa de manga larga y pantalón largo de algodón con el distintivo de la contratista.



- Usar casco de seguridad, para proteger la cabeza de objetos que caen y objetos sobresalientes, entre otros.
- Usar calzado industrial, para proteger los pies de materiales punzo cortantes que pueden lastimar al penetrar la planta del zapato. La clase de zapatos de seguridad dependerá del tipo de trabajo que se realice.
- Usar guantes, para proteger manos y muñecas de lastimaduras, raspaduras y quemaduras. La clase de guantes dependerá del tipo de trabajo que se realice.
- Usar lentes o caretas, para proteger los ojos de fragmentos y esquirlas, polvo o radiación que pudieran provocar lesiones de la vista. Al soldar usar máscara con mirilla oscura.
- Usar orejeras o taponos auditivos, para proteger los oídos de ruido sonoros continuos de más de 85 decibeles, que pueden provocar lesiones al sentido auditivo.
- Usar arnés de seguridad con línea de vida no mayor de 2 m de longitud y amortiguador de inercia, para evitar accidentes fatales debido a caídas de alturas mayores de 2 m.
- Respetar un máximo de velocidad dentro de la obra de 10 km/h para vehículos o equipos móviles.
- Todos los días y aleatoriamente, el personal de campo se debe presentar a enfermería para revisión de sus signos vitales.
- Se prohíbe el acceso a la obra a toda persona bajo el efecto del alcohol, de algún enervante o con síntomas de enfermedad.
- Tener a disposición de la obra un botiquín y equipo de emergencia.
- Acordonar los huecos y paredes falsas.
- Revisar la estabilidad de andamios y escaleras portátiles antes de su uso.
- Cualquier trabajo que presente riesgo inminente de accidente será detenido inmediatamente.
- No trabajar cerca de líneas eléctricas a menos que se tenga un responsable eléctrico.
- Los tableros eléctricos de las compañías contratistas deben quedar desenergizados al final de cada jornada.
- Usar herramientas con aislamiento eléctrico y accesorios de conexiones adecuados. Todos los cables deberán ser de uso rudo.
- Los equipos de corte con sus cilindros deberán quedar asegurados dentro de sus bodegas.
- Suministrar letrinas sanitarias portátiles para el personal de obra, una por cada 20 trabajadores o fracción y con al menos tres servicios de limpieza por semana.
- Celebrar una junta de introducción a la seguridad industrial con los trabajadores de nuevo ingreso.
- Previo al ingreso a la obra, se hará una revisión del estado físico de las herramientas y del equipo de protección personal.
- Recorrer físicamente y en forma periódica las áreas de trabajo, para verificar que los trabajadores cumplan con los requisitos mínimos de seguridad.
- Antes de realizar cualquier actividad, solicitar autorización al Responsable de la Obra y el visto bueno del Responsable de Seguridad.
- Suministrar agua potable para los trabajadores.
- Instalar tambores de 200 litros rotulados para contener basura.



- Colocar letreros de seguridad, cordones de señalamiento y mamparas de protección para delimitar las áreas de trabajo.
- Usar extinguidores de polvo químico seco (PQS), en bodegas y en las zonas de trabajo. Tener al menos un extintor de 9 kgf por cada frente de trabajo, y en los casos de trabajos con aplicación de flama expuesta, uno por cada punto de aplicación de fuego.
- Se prohíbe fumar en cualquier área dentro de la obra.
- Se prohíbe correr, arrojar objetos, transitar en zonas ajenas a sus áreas de trabajo, meter las manos en equipos en movimiento, jugar o hacer bromas.
- Los equipos de construcción deberán estar en buenas condiciones para evitar derrames de lubricantes o hidrocarburos al terreno, en caso contrario, serán retirados de la obra hasta que se demuestre que han sido reparados.
- Todos los materiales y envases de deshecho que se hayan utilizado con solventes, lubricantes o hidrocarburos, serán retirados de la obra y dispuestos de manera adecuada.
- Durante y al final de la jornada se deben tener limpias y ordenadas todas las áreas de trabajo.

Para obtener información más detallada, en la sección C.2., del Anexo C, se mencionan las referencias para consulta de las Guías de Seguridad, emitidas por la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (CMIC), en colaboración con la Secretaría del Trabajo y Previsión Social (STPS).

Además de lo dispuesto anteriormente, también deben considerarse las precauciones para la Seguridad de los Alimentos. Como sabemos, los trabajos de construcción son ejecutados dentro de una Planta de la Industria Alimenticia. En la mayoría de los casos sus procesos de producción no se detienen, por lo que la posibilidad de contaminación a sus productos aumenta considerablemente.

IV.5. Planos de construcción.

Los planos de construcción son la representación gráfica de cómo se desea que sea físicamente el diseño, en él se consignan las especificaciones a seguir para cumplir con la calidad y la normatividad vigente. En el proyecto de de una Planta Alimenticia se manejan diversas disciplinas, en este estudio solo se hace mención del proyecto arquitectónico y del estructural.

A. Proyecto arquitectónico.

Es la distribución de áreas para la optimización de espacios y recursos para el buen funcionamiento del proyecto. Aquí se consignan las cargas que gravitarán durante su operación, dependiendo el destino de cada área. En las figuras 4.28 a 4.35 se representa el proyecto arquitectónico.

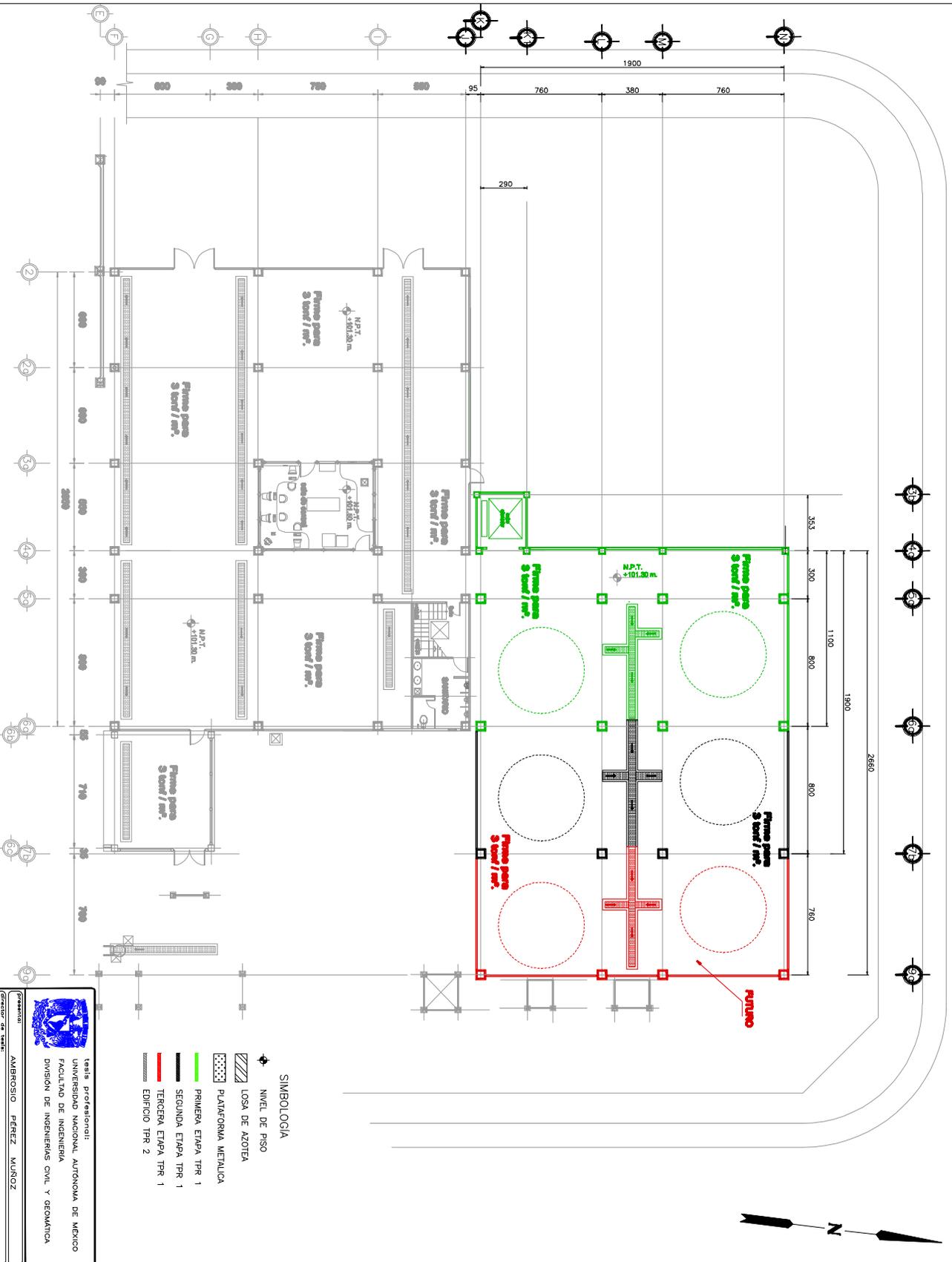
B. Proyecto estructural.

Representa el despiece del proyecto, mostrando todos los elementos resistentes que interactúan con la estructura, especifica las características geométricas, los procedimientos de construcción y las calidades de los materiales de todos los elementos estructurales. En las figuras 4.36 a 4.43 se muestran los planos del proyecto estructural.



Planos de construcción.

Fig. 4.28. Proyecto arquitectónico: N 0.00.



PLANTA Nivel +01.30m (0) +0.00m

- SIMBOLOGIA**
- ◀ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOTEA
 - ▤ PLATAFORMA METALICA
 - ▧ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▩ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - TERCERA ETAPA TPR 1
 - EDIFICIO TPR 2



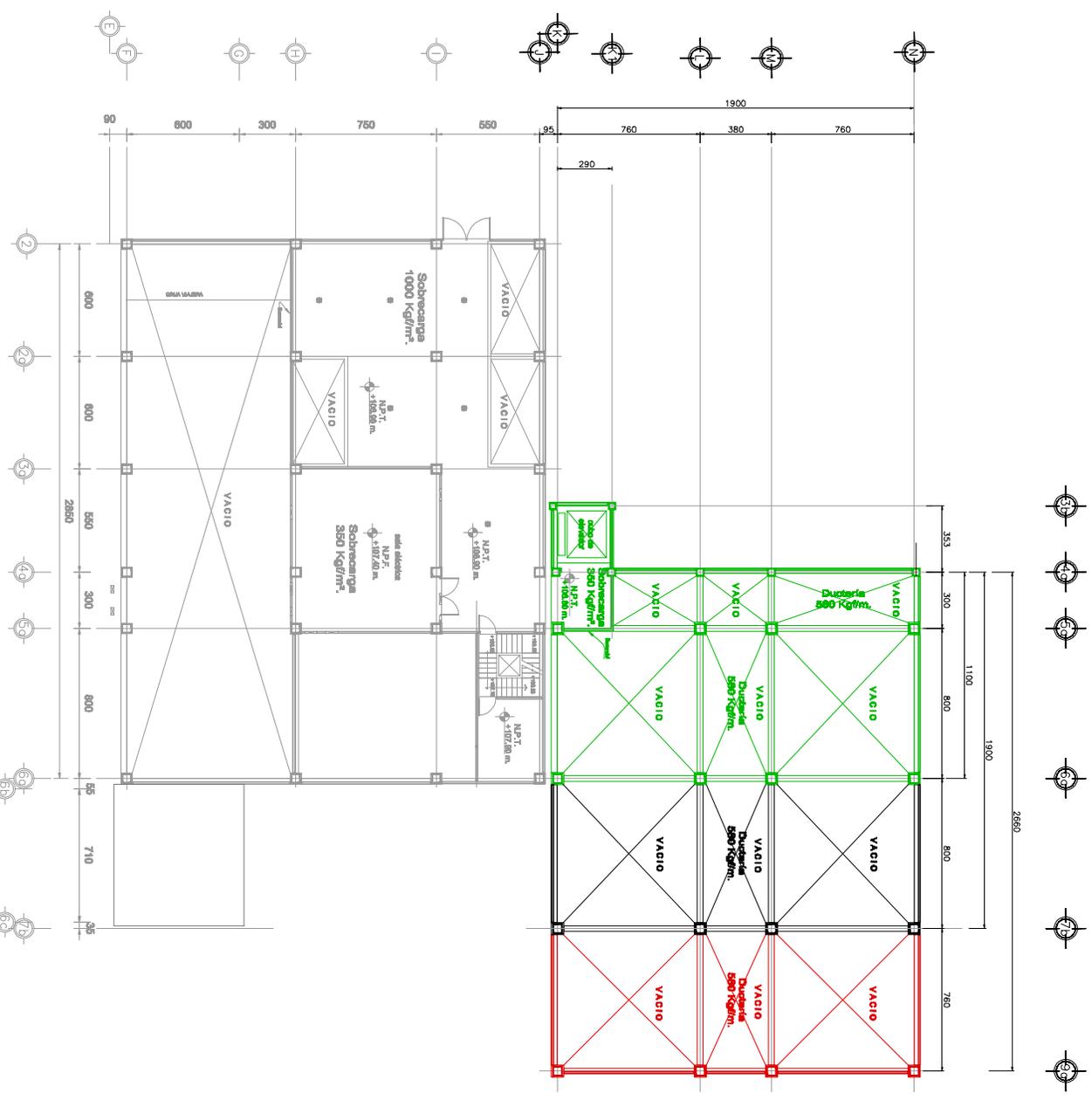
tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

PROFESOR: AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ
Director de tesis: JOSÉ LUIS TRINOS SUÁREZ
PROYECTO ARQUITECTÓNICO: JLT/PAW / arquitecto IA SIN
PLANTA N+01.30m (N+0.00m) / 2010 / 2010

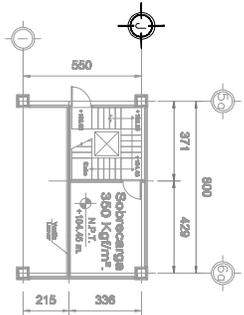


Planos de construcción.

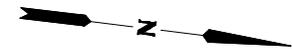
Fig. 4.29. Proyecto arquitectónico: N +5.50.



PLANTA Nivel +106.80 m (N1 +5.50 m)



PLANTA Nivel +104.45 m (N -3.15 m)



- SIMBOLOGIA**
- ☛ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOTEA
 - ▤ PLANTERÍA METÁLICA
 - ▧ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▩ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - TERCERA ETAPA TPR 1
 - EDIFICIO TPR 2

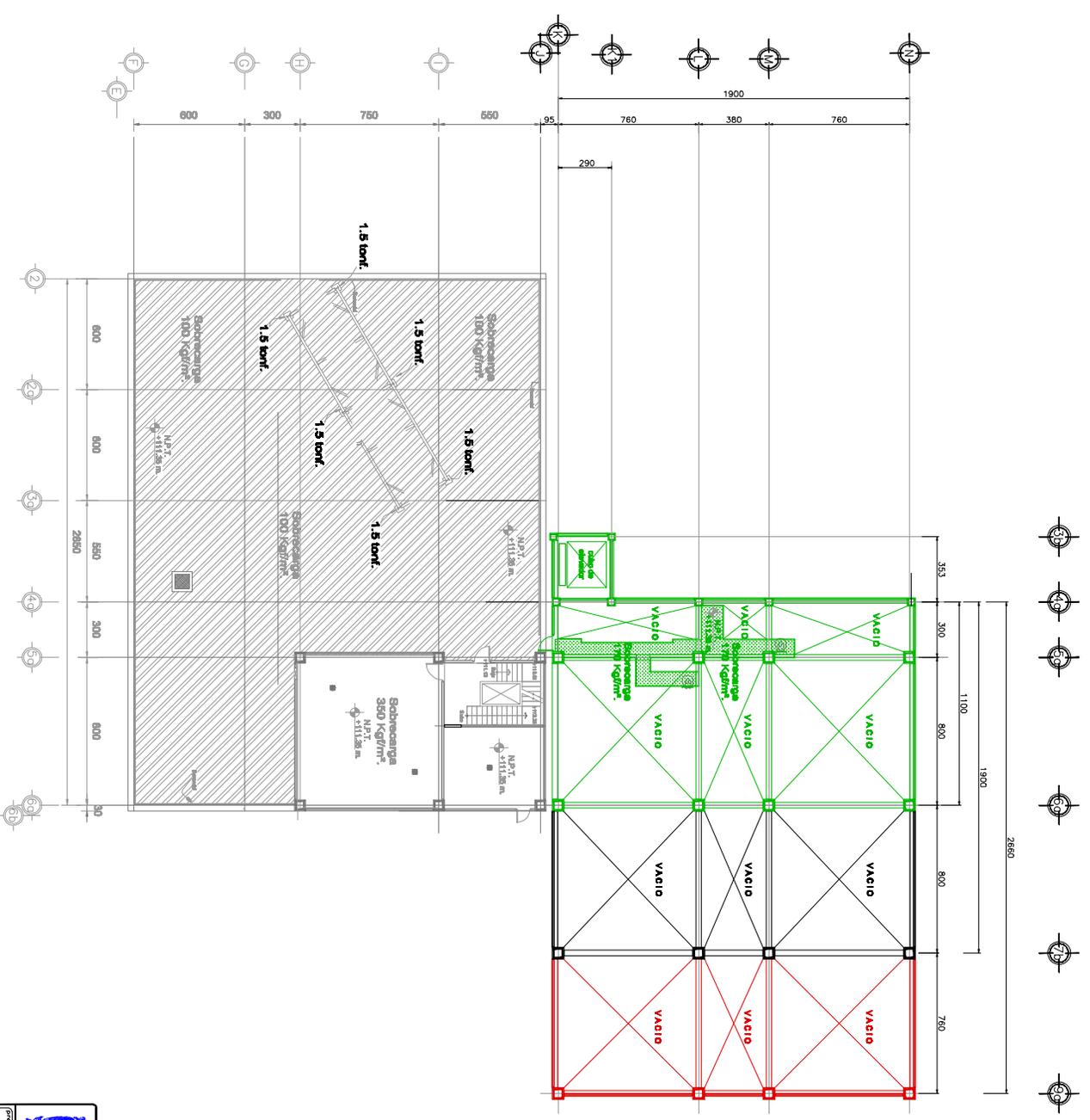

 (seal profesional):
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

PROFESOR:	AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ
COORDINADOR:	DR. JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ
PROYECTO ARQUITECTÓNICO:	U.T./A.M.
ESTADO:	QROO
MUNICIPIO:	TEPEHUALTEPEC
PROYECTO:	PLANTA N+106.80m (N+5.50m)
FECHA:	2010
ESCALA:	1:50



Planos de construcción.

Fig. 4.30. Proyecto arquitectónico: N +10.00.



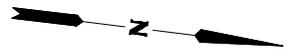
PLANTA Nivel +11.35 m (N2 +10.00)

- SIMBOLOGIA**
- ◆ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOTEA
 - ▤ PLANTERÍA METÁLICA
 - ▧ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▩ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - ▨ TERCERA ETAPA TPR 1
 - ▩ EDIFICIO TPR 2



tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

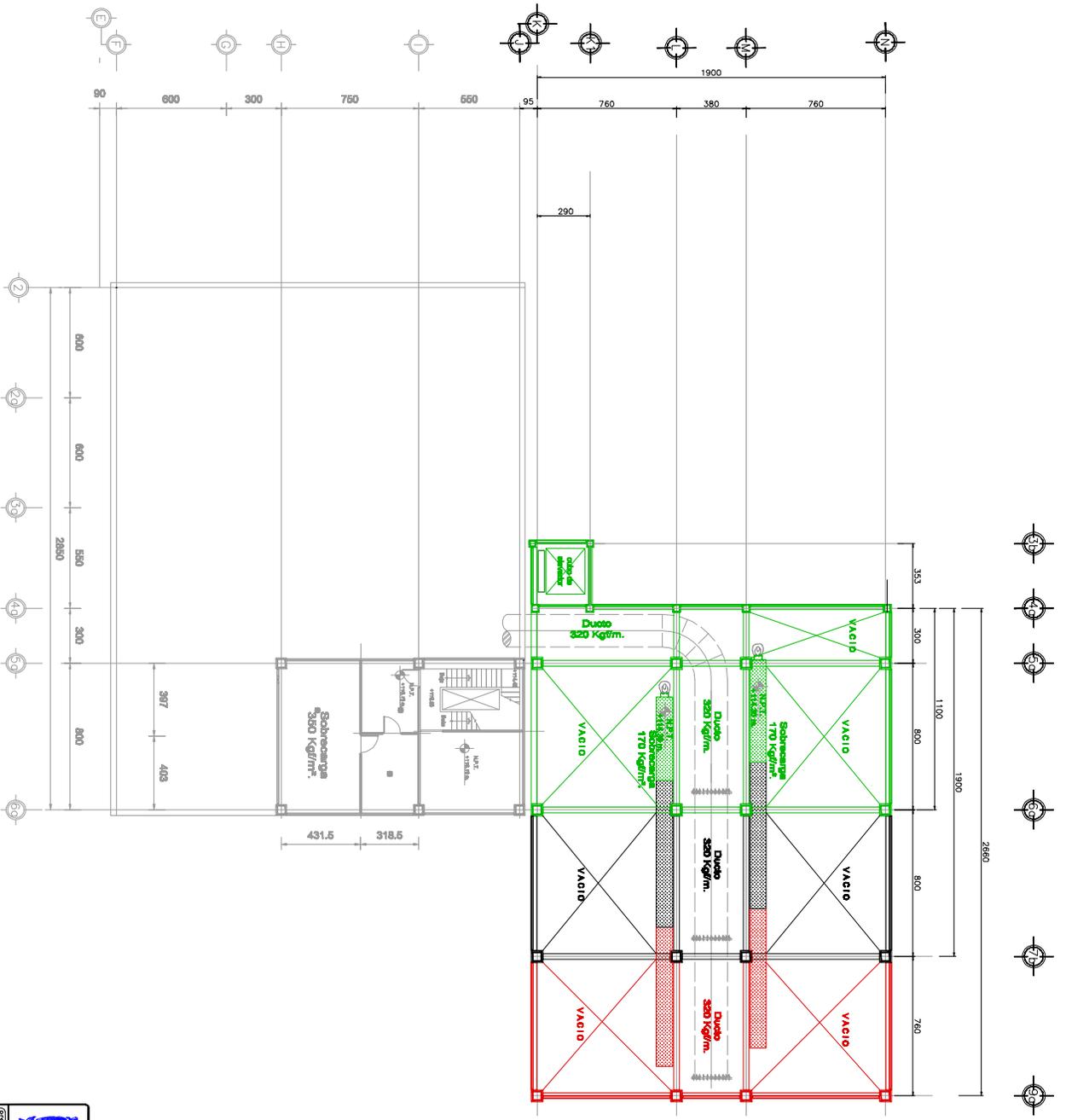
PROFESOR:		AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ	
DIRECTOR DE TESIS:		I. JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ	
PROYECTO ARQUITECTÓNICO:		CIT/AFM	
ESTADO:		DISEÑO	
FECHA:		2010	
AUTOR:		SIN	
REVISOR:		SIN	





Planos de construcción.

Fig. 4.31. Proyecto arquitectónico: N +13.00 y +15.40.



PLANTA Nivel +14.30 m (N3 +13.00 m) y +16.73 m (N+16.43 m)

- SIMBOLOGIA**
- ☛ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOTEA
 - ▤ PLANTERÍA METÁLICA
 - ▧ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▩ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - TERCERA ETAPA TPR 1
 - EDIFICIO TPR 2



tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

PROFESOR: AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ

Director de Tesis: I. JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ

PROYECTO ARQUITECTÓNICO (I/T/ANU) Arquitecto: J. S. I.

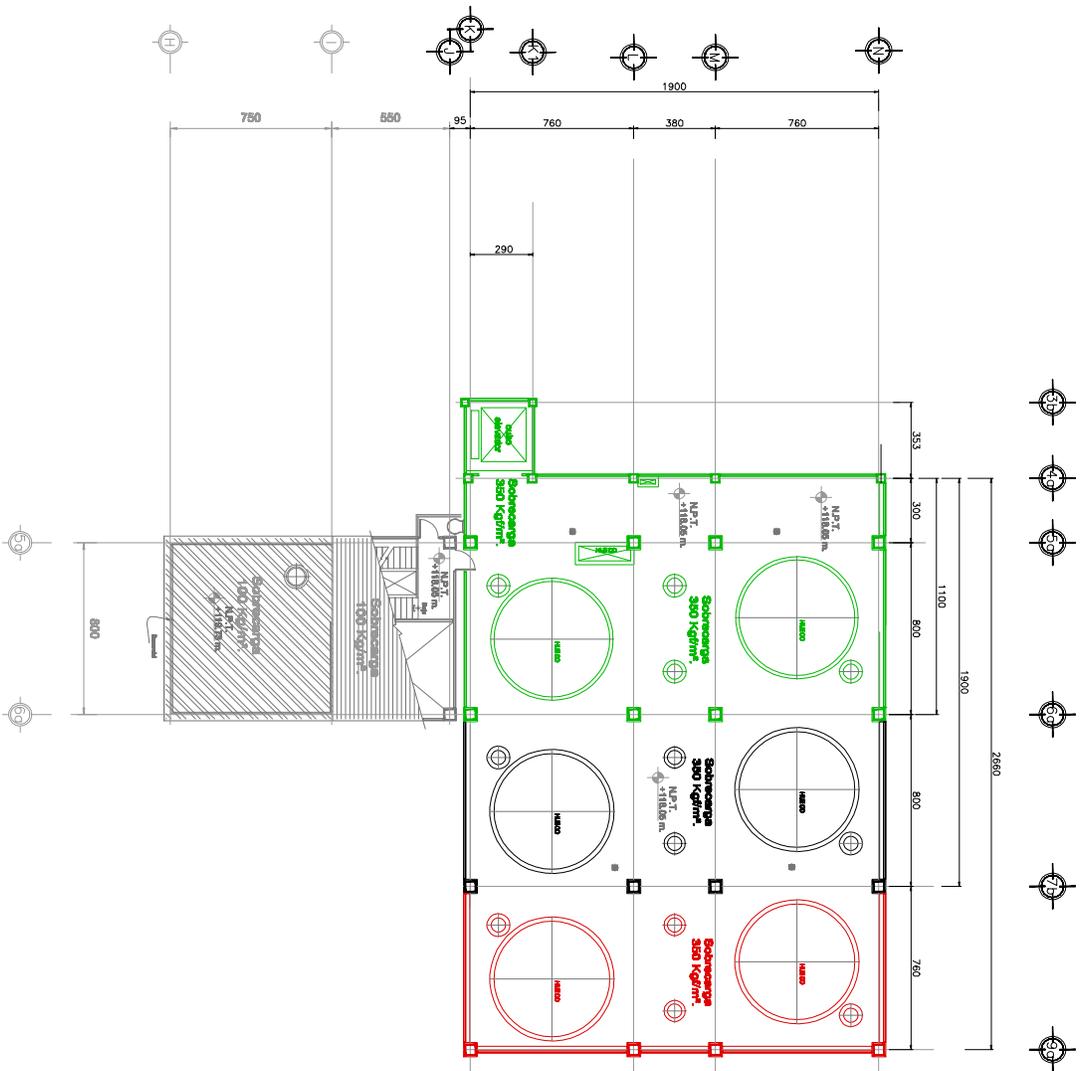
PLANTA: N+16.73m (N+15.43m) Fecha: 2010

Escala: 1:50

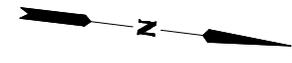


Planos de construcción.

Fig. 4.32. Proyecto arquitectónico: N +16.75 y +18.43.



PLAN T A Nivel +18.05 m (N4 +18.75 m) y +18.73 m (18.43 m)



- SIMBOLOGIA**
- ☛ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOTEA
 - ▤ PLANTERÍA METÁLICA
 - ▬ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▬ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - ▬ TERCERA ETAPA TPR 1
 - ▬ EDIFICIO TPR 2



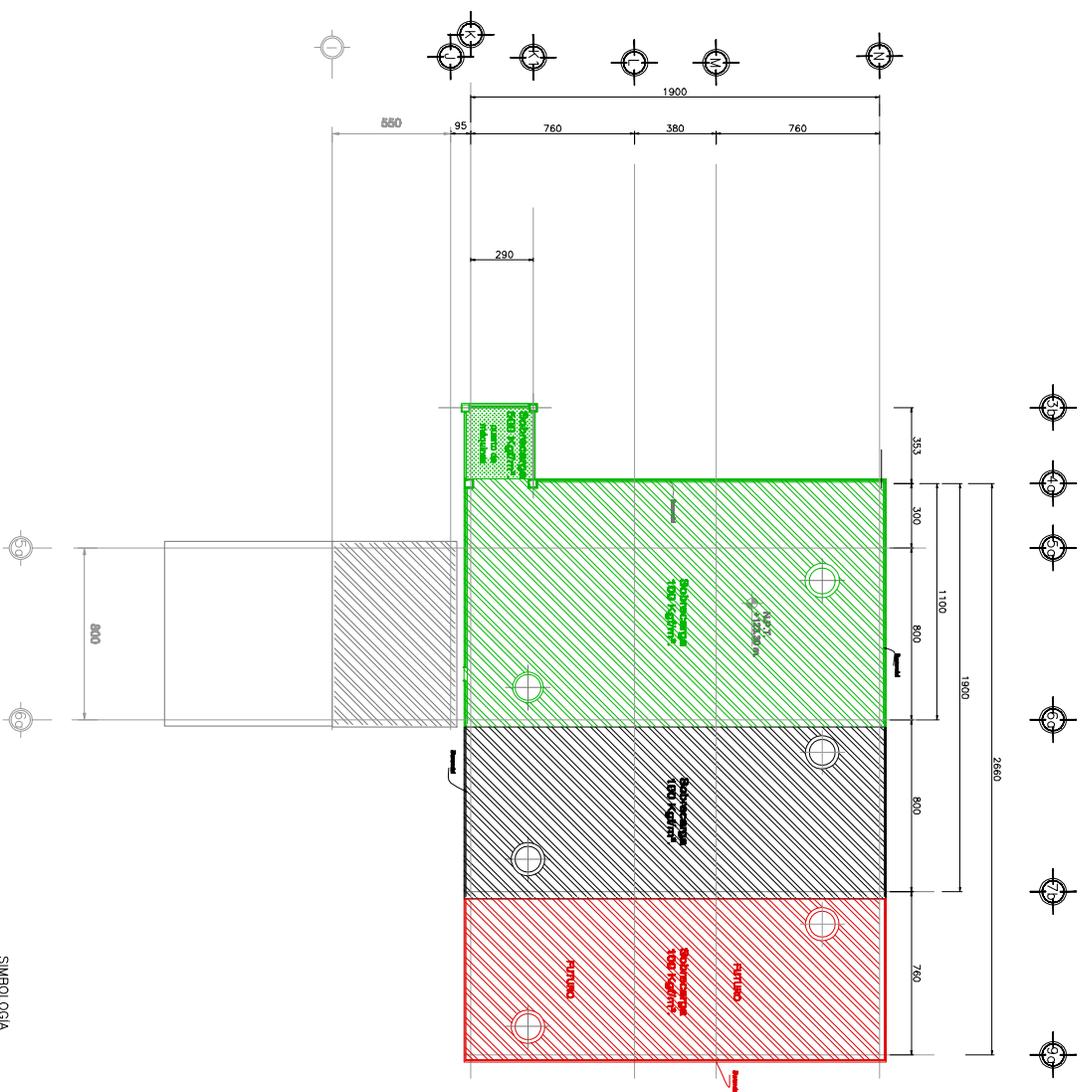
tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

<p> PROFESOR: AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ </p>	<p> PROFESOR AYUDANTE: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ </p>
<p> PROYECTO ARQUITECTÓNICO: U.T./A.P.V. ANTA N4+18.05m (N4+18.75m) </p>	<p> FECHA: 2010 </p>



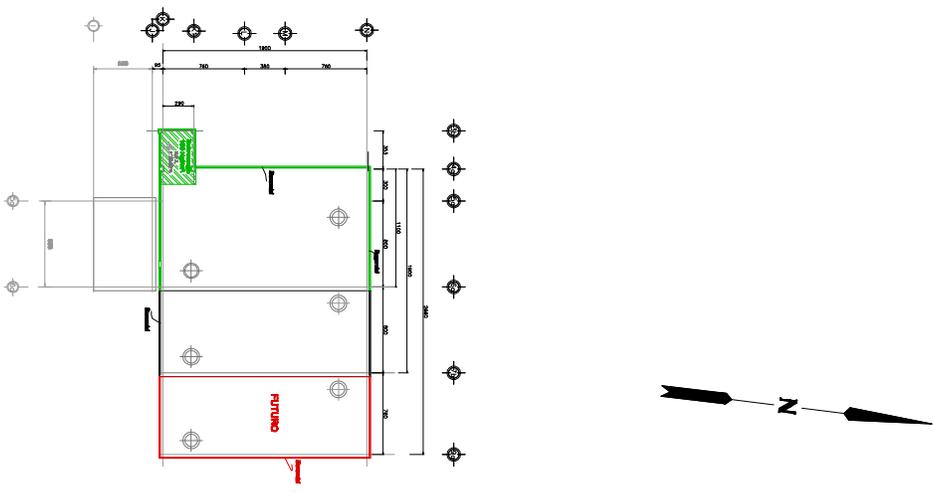
Planos de construcción.

Fig. 4.33. Proyecto arquitectónico: N +22.00 y +24.60.



PLANTA Nivel +123.30 m (N6 +22.00 m)

- SIMBOLOGIA**
- ◀ NIVEL DE PISO
 - ▨ LOSA DE AZOBA
 - ▨ PLATAFORMA METALICA
 - ▨ PRIMERA ETAPA TPR 1
 - ▨ SEGUNDA ETAPA TPR 1
 - ▨ TERCERA ETAPA TPR 1
 - ▨ EDIFICIO TPR 2



PLANTA Nivel +125.90 m (N6 +24.60 m)

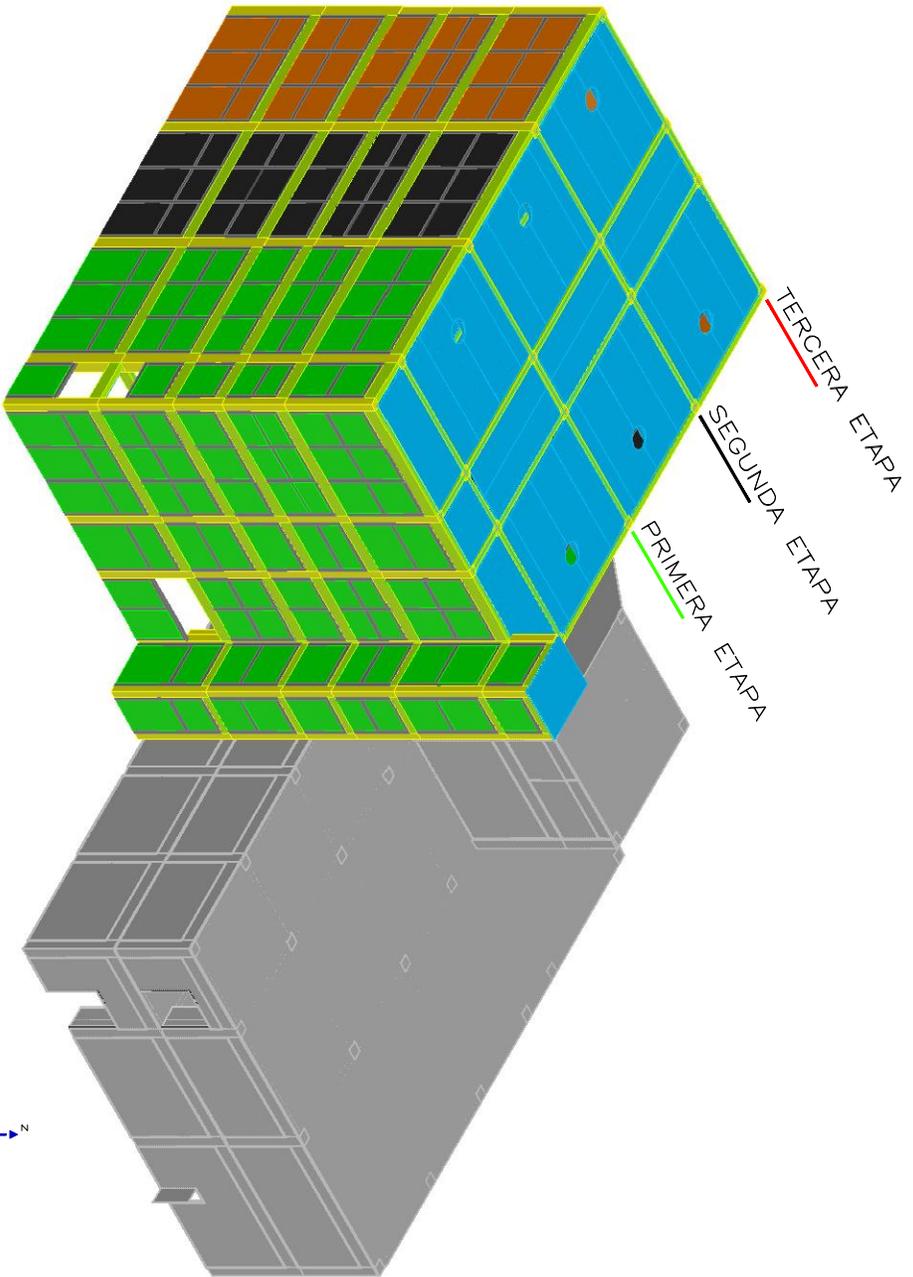
tesis profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

PROFESOR: AMBROSIO PÉREZ MUÑOZ	DISEÑADOR: M. ENGEN. I. JOSÉ LUIS TRINCO SUAREZ	FECHA: 2010
PROYECTO ARQUITECTÓNICO: [TIT/ANU] [GRUPO] [SIN]		
PLANTA: N+123.30m (N+22.00m)		



Planos de construcción.

Fig. 4.34. Proyecto arquitectónico: vista tridimensional N-W.



SIMBOLOGÍA

- PRIMERA ETAPA TPR 1
- SEGUNDA ETAPA TPR 1
- TERCERA ETAPA TPR 1
- EDIFICIO TPR 2



tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presentador: AMBROSIO PEREZ MUNOZ

Director de tesis: M. en C. JOSÉ LUIS TRINCO SUAREZ

Co-director: ARQUITECTO 3D (TIT/ARV) (TIT/ARV) (TIT/ARV)

Asesor: VISTA DE CONJUNTO N-W (TIT/ARV) (TIT/ARV) (TIT/ARV)

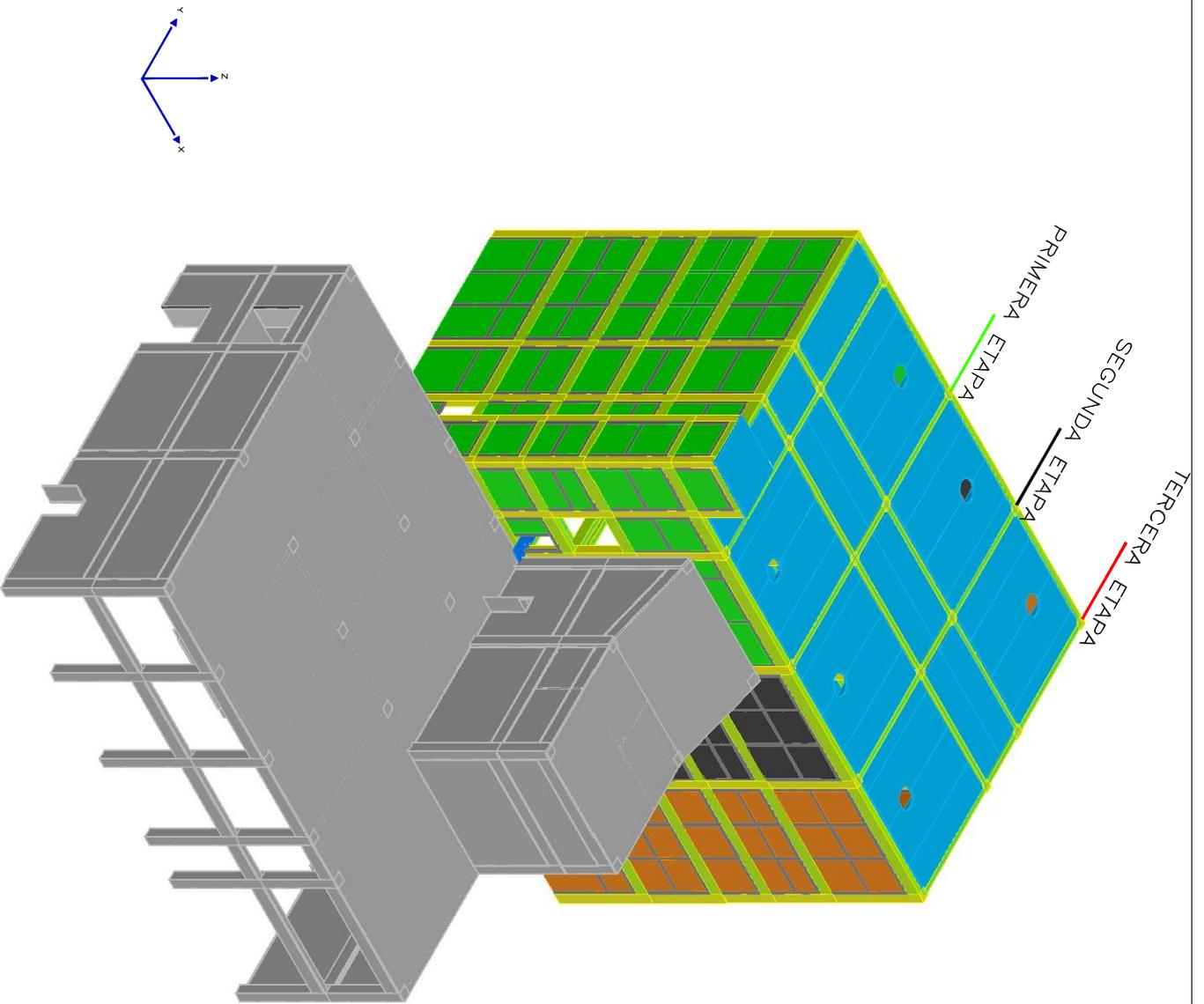
Fecha de entrega: 2010

Fecha de entrega: 2010



Planos de construcción.

Fig. 4.35. Proyecto arquitectónico: vista tridimensional S-W.



SIMBOLOGÍA

- PRIMERA ETAPA TPR 1
- SEGUNDA ETAPA TPR 1
- TERCERA ETAPA TPR 1
- EDIFICIO TPR 2



tesis profesional:
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

Presentador	AMBROSIO PEREZ MUNOZ	
Director de tesis	DR. JOSÉ LUIS TRINCO SÁENZ	
Coordinador	ARQUITECTÓNICO 3D	GRUPO 3D
Asesor	VISTA DE CONJUNTO S-W	PRIMER AÑO



Planos de construcción.

Fig. 4.36. Proyecto estructural: implantación de pilas-cimentación.



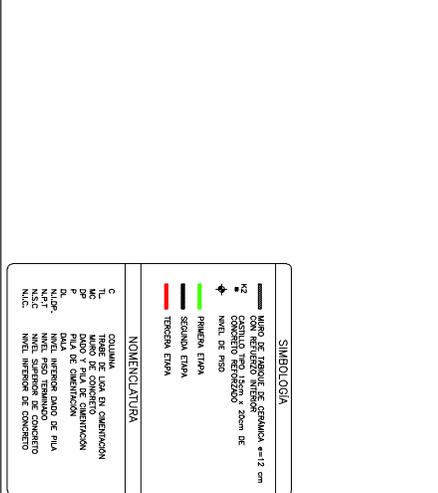
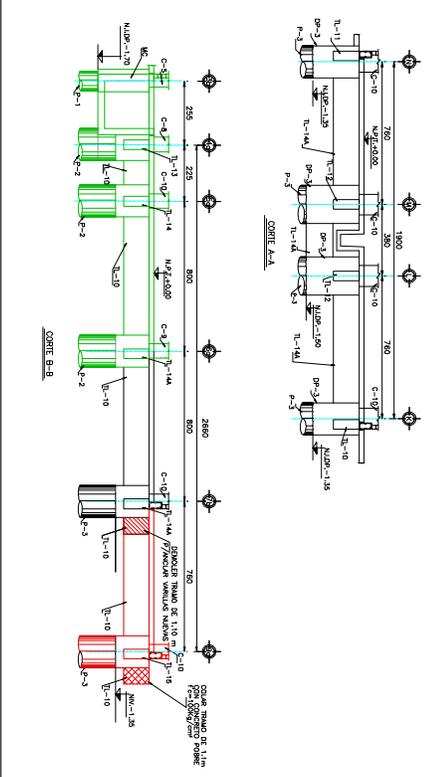
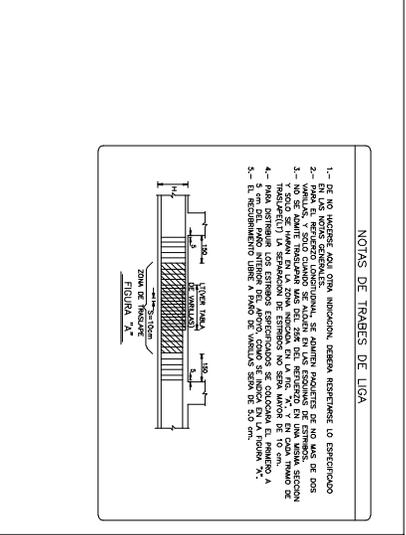
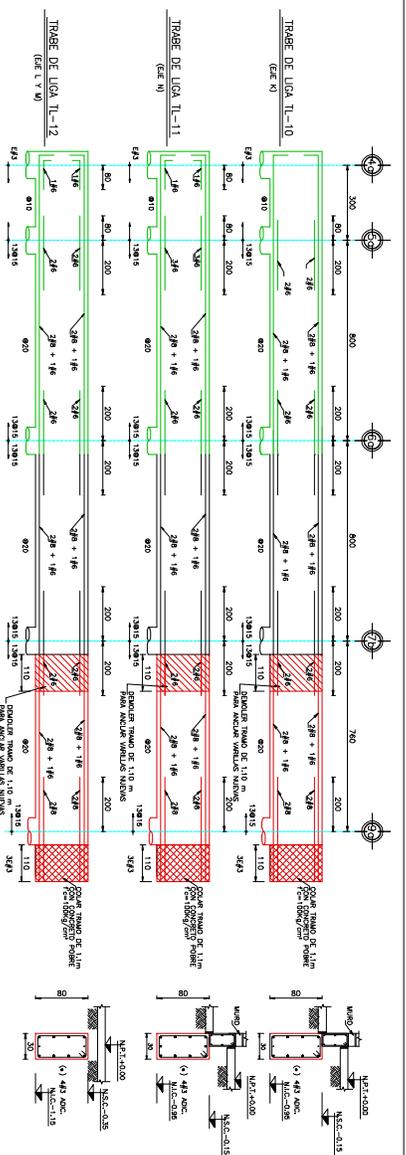
Planos de construcción.

Fig. 4.37. Proyecto estructural: columnas, dados y firme N 0.00.



Planos de construcción.

Fig. 4.38. Proyecto estructural: traveses de liga y cortes N 0.00.



SIMBOLOGIA	
W	MURO DE ALBAÑILERIA DE ESPESURA 12 CM
W	CONCRETO REFORZADO
W	NIVEL DE FINIS
W	PANDELA ENYADA
W	TERMINO ENYADA

NOMENCLATURA	
C	COLUMNA
MC	MURO DE CEMENTO MORTAJADO
MC	MURO DE CONCRETO REFORZADO
P	PLACA DE CIMENTACION
PL	PLACA INTERIOR PARA DE FUA
N.P.T.	NIVEL FINIS DE CONCRETO
N.S.C.	NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO

PLANOS DE REFERENCIA

TRL-4.3 DISEÑO DE...
 TRL-4.10...
 TRL-4.11...
 TRL-4.12...
 TRL-4.13...

NOTAS DE TRABES DE LUJA

- 1.- DE NO INDICAR OTRA INDICACION, DEBERA RESPECTAR LA ESPECIFICACION...
- 2.- PARA EL REFORZO CONCRETO, SE APLICAN PROYECTOS DE NO MAS DE DOS...
- 3.- NO SE DEBE REFORZAR MAS DEL 2% DEL RESISTENCIA EN LA MISMA SECCION...
- 4.- PARA DISTRIBUIR LOS ESPESORES DE CONCRETO SE COLOCAN EL MENOR...
- 5.- EL REFORZAMIENTO LIBRE A MAYOR DE VARIAR SIN DE 5.0 CM.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA

AMEROSIO PEREZ MUÑOZ
 Director de tesis
JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
 Director de tesis
PROYECTO ESTRUCTURAL
TRABES DE LUJA Y CORRES



Planos de construcción.

Fig. 4.39. Proyecto estructural: traveses N +5.50, +10.00 y +13.00.



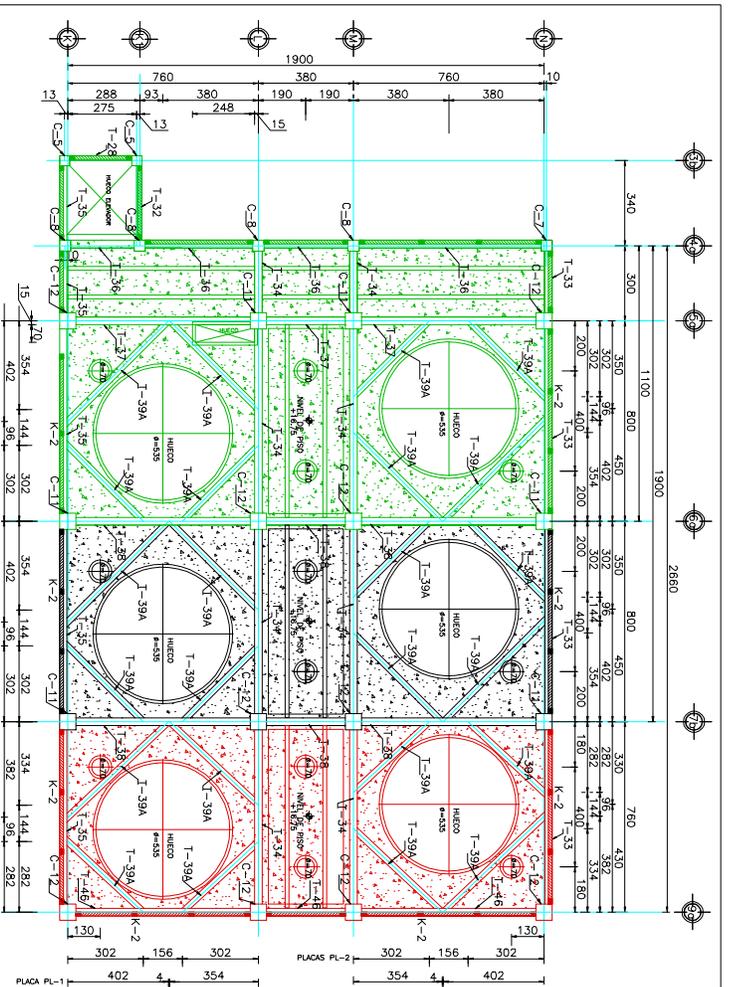
Planos de construcción.

Fig. 4.40. Proyecto estructural: N +10.00, +13.00 y soldadura.

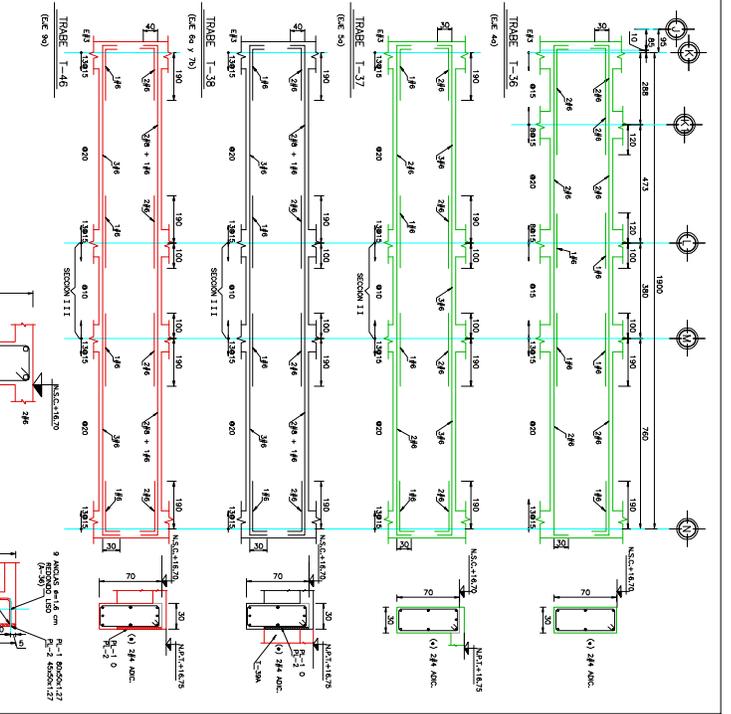
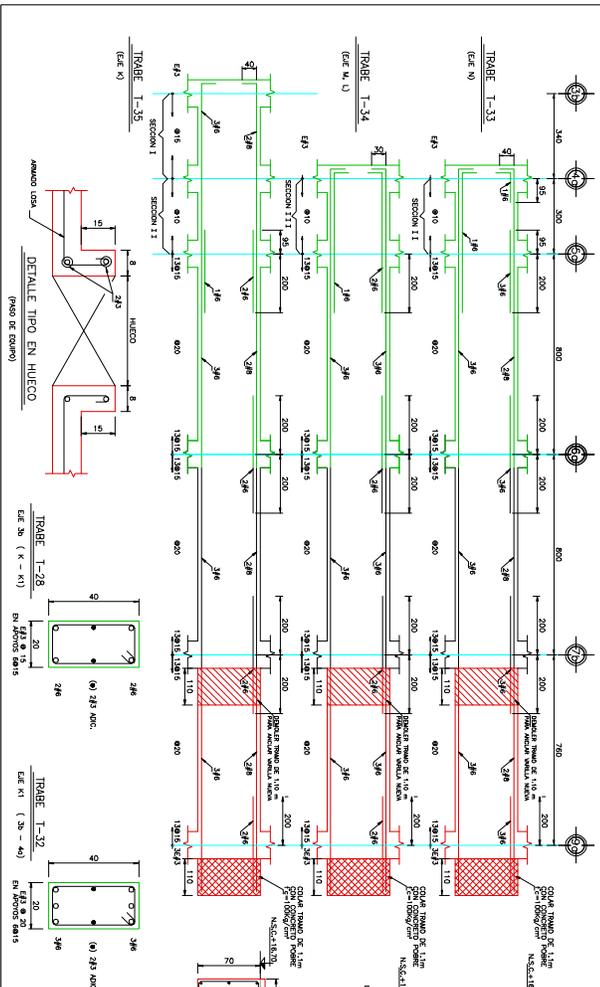


Planos de construcción.

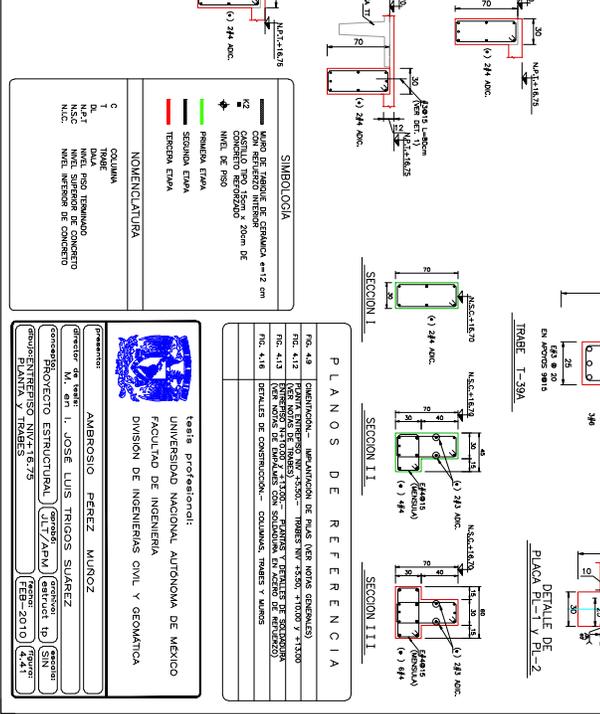
Fig. 4.41. Proyecto estructural: planta y traveses N +16.75.



PLANTA LOSA DE ENTREPISO NIVEL +16.75



DETALLE DE PLACA PL-1 Y PL-2



NOVENCLATURA

C	COLUMNA
D	DATA DE ENTREGA
D.S.	DISEÑO DE ESTRUCTURA
N.S.C.	NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO
N.C.	NIVEL INFERIOR DE CONCRETO

SIMBOLOGIA

Ø	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊕	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊙	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊖	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊗	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊘	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊙	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊖	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊗	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm
⊘	VARILLA DE ACERO DE ESPESOR $\phi \pm 12$ cm

PLANOS DE REFERENCIA

FIG. 4.3	CONEXIÓN DE PLATA DE FONDO DE COLUMNAS
FIG. 4.2	CONEXIÓN DE PLATA DE FONDO DE COLUMNAS
FIG. 4.1	CONEXIÓN DE PLATA DE FONDO DE COLUMNAS
FIG. 4.1	CONEXIÓN DE PLATA DE FONDO DE COLUMNAS

Tesis Profesional:
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

AMOROSIO PÉREZ MUÑOZ
 Director de tesis
JOSE LUIS FROSOS SUAREZ
 Director de tesis

PROYECTO ESTRUCTURAL (TITULO)
PLANTA Y TIPO DE ENTREPISO (TITULO)
PLANTA Y TIPO DE ENTREPISO (TITULO)

Fecha de entrega: 2010
 Escala: 1/20



Planos de construcción.

Fig. 4.42. Proyecto estructural: plantas y traves N +22.00 y +24.60.



Planos de construcción.

Fig. 4-43. Proyecto estructural: detalles de construcción.



V. PROGRAMA GENERAL Y PRESUPUESTO DE OBRA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



V. PROGRAMA GENERAL Y PRESUPUESTO DE OBRA.

El éxito económico y financiero de una obra son el presupuesto y la programación de obra, herramientas indispensables para la toma de decisiones en el proceso constructivo y demás implicaciones.

Una vez que el presupuesto se encuentra completamente definido en precios y cantidades de obra, se procede a la planeación de tiempos y recursos para ejecutar la obra. La programación, en cierta forma, es dependiente del presupuesto y viceversa, ambos, son documentos que requieren de un cuidadoso seguimiento.

V.1. Programa de obra.

El programa de obra es el plan cuya finalidad consiste en detallar organizadamente el conjunto de tareas a realizar en el tiempo y con recursos previamente determinados, mediante la identificación de objetivos y metas, para cumplir con los compromisos adquiridos de la obra. El programa puede ser, particular, por capítulos y conceptos desglosados o por partidas generales, que es el caso aquí expuesto.

V.2. Presupuesto de obra.

El presupuesto de obra es el instrumento planteado por un prestador de servicios a un inversionista, con el plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, desglosado en partidas, expresadas en cantidades de obra y costos, apegado a ciertas especificaciones de construcción, que deben cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones de trabajo. Las partidas del presupuesto de obra sirven como guías durante la ejecución de actividades en un determinado periodo de tiempo, y para revisión una vez que se han completado los programas.

V.2.1. Contrato.

Un contrato, en términos generales, es un acuerdo privado que genera responsabilidades, derechos y obligaciones para las partes involucradas, regularmente se realiza por escrito y se firma por los interesados, en él, quedan consignadas las obligaciones sobre materia o compromiso de obra determinada, que en caso de controversia, su cumplimiento puede ser exigido por la vía legal. En los contratos de construcción es común que el contratista tenga que depositar una o varias fianzas.

Una vez aceptado el presupuesto de obra por el inversionista, se fija el precio y el plazo para el inicio y terminación de los trabajos y se toma como base para fincar las obligaciones del contrato, mismo que se puede realizar bajo el esquema de precio unitario, precio alzado o administración. Éste será ejercido mediante un anticipo y estimaciones periódicas autorizadas de acuerdo al avance real de la obra.



A. Anticipo.

El anticipo es la retribución económica inicial a la que tiene derecho el contratista una vez que se aceptó el inicio de los trabajos por la vía del contrato de obra y corresponde a un determinado porcentaje del importe contratado, generalmente es del 30%.

B. Precio unitario.

El precio unitario es la remuneración o **pago por cada unidad de trabajo** a la que tendrá derecho el contratista una vez ejecutadas las actividades conforme al proyecto, especificaciones y normas de calidad requeridas, en él asume todas las responsabilidades que implica. Incluyen, salarios y demás prestaciones del personal empleado en la construcción como el pago de cuotas al IMSS, fondo para la vivienda, prima vacacional, vacaciones, pagos por primas de seguros, fianzas y erogaciones por impuestos.

Otros gastos como almacenamiento y compra de materiales, rentas de equipos e instalaciones, mermas y desperdicios de los materiales. La depreciación y los gastos de instalación, costo de transporte de todo el equipo, maquinaria y herramientas. Gastos por operación y construcción de las obras preparatorias, instalación, mantenimiento y vigilancia de los campamentos. Limpieza de la obra, retiro de los escombros y materiales sobrantes, herramientas y equipo de construcción, equipo y personal para seguridad e higiene, gastos de administración y utilidad del contratista. En general todos los gastos ordinarios en la construcción de la obra o con motivo de la misma ya sean directos o indirectos.

En este esquema de contratación el costo final de la obra se ajustará en función de las cantidades reales de los trabajos ejecutados, para lo cual se debe hacer un seguimiento con “generadores de obra”.

C. Precio alzado.

El precio alzado es la remuneración o **pago total** que debe cubrirse a un contratista por la obra de trabajo totalmente terminada, es decir, no está sujeto a fluctuaciones por eventos futuros. Ejecutada conforme al proyecto, especificaciones y normas de calidad requeridas y cuando sea el caso, probada y operando sus instalaciones. En él, el contratista asume las mismas responsabilidades que para el esquema de precios unitarios.

Cuando se tiene una buena definición del proyecto y se sabe que no habrá cambios sustanciales durante la ejecución de la obra, este esquema es el que conviene más a las partes contratantes.

D. Pago por administración.

El pago por administración de obra es la remuneración que debe cubrirse a un contratista en base a la **fijación de precios de mano de obra y materiales**, con ellos el contratista cobra los trabajos realizados encargados por el contratante.

El pago se limita a fijar la cantidad por cada hora / hombre, y por cada unidad de material empleado, sin asegurar en ningún caso el número de horas ni las cantidades a emplear en cada unidad de obra. La



cantidad total a cobrar por estos conceptos se incrementa a medida que aumenta el volumen total de mano de obra y materiales, independientemente del volumen total de obra realizado.

En este esquema de pagos el contratista asume la obligación obrero patronal y el contratante asume las garantías de calidad por la ejecución de los trabajos conforme al proyecto, especificaciones y normas de calidad requeridas.

E. Estimaciones.

La estimación por avance de obra es la evaluación económica de los trabajos ejecutados en un determinado periodo, en base a los conceptos contemplados en el contrato, mediante ésta, el contratista obtiene recursos económicos de la obra, sin importar el esquema de pago convenido.

En la obra privada los clientes son los que determinan, en acuerdo con el contratista, la forma de estimación para llevar un control del avance físico de la obra. En este proyecto se llevó un control particular, separando los trabajos de la obra normal, excedente y extraordinaria. Así se tuvo un control sobre la regularización de pagos por trabajos ejecutados.

F. Finiquito de obra.

El finiquito de obra es el acuerdo mediante el cual se da por terminada la obra y el contratista acepta que se le han liquidado cuantas obligaciones se tenían en razón del contrato de obra. Con esto se asume que la obra se entrega a satisfacción del cliente y quedan extinguidas las responsabilidades y obligaciones del contrato. La liberación del contrato no libera la responsabilidad del contratista durante el periodo de garantía.

G. Fianzas.

Se llama fianza a una determinada cantidad de dinero que el contratista deposita por adelantado ante el contratante para responder de posibles reparaciones o defectos posteriores a la entrega - recepción, por el indebido uso del anticipo o por incumplimiento del contrato que pueda padecer la obra. Solo son validas las fianzas expedidas por un aval bancario, es decir, mediante un documento con el cual la entidad financiera responderá por el contratista hasta una cantidad definida.

Si no es requerida esta cantidad es devuelta una vez transcurrido el período de garantía. Durante este período el contratista asume la responsabilidad de responder y dejar la obra en las mismas condiciones que el día en que se entregó a satisfacción del cliente.



Presupuesto de obra – primera etapa.

PLANTA ALIMENTICIA - PRIMERA ETAPA		
PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL		
CATALOGO DE CONCEPTOS GENERALES		
Clave	Descripción	Importe
TPR	EDIFICIO DE PROCESO TPR1	\$ 5,112,620.64
TPR01	PRELIMINARES	\$ 51,065.32
TPR02	CIMENTACION	\$ 1,655,579.68
TPR02.01	PILAS	\$ 1,176,075.38
TPR02.02	TRABES DE LIGA	\$ 120,597.36
TPR02.03	DADOS	\$ 61,240.59
TPR02.04	TRINCHERAS	\$ 58,260.14
TPR02.05	BASES DE TANQUES	\$ 208,351.08
TPR02.06	FOSA DE ELEVADOR	\$ 31,055.13
TPR03	SUPERESTRUCTURA	\$ 1,661,086.91
TPR03.01	NIVEL N 0.00 AL N+ 5.50	\$ 455,080.52
TPR03.01.01	COLUMNAS NIVEL 0.00 AL N+ 5.50	\$ 268,287.17
TPR03.01.02	TRABES N+ 5.50	\$ 181,221.06
TPR03.01.03	LOSAS MACIZAS N+ 5.50	\$ 5,572.29
TPR03.02	NIVEL N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 324,202.60
TPR03.02.01	COLUMNAS N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 148,420.69
TPR03.02.02	TRABES N+ 9.95	\$ 175,781.91
TPR03.03	NIVEL N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 245,695.74
TPR03.03.01	COLUMNAS N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 82,269.42
TPR03.03.02	TRABES N+ 12.95	\$ 163,426.32
TPR03.04	NIVEL N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 274,617.36
TPR03.04.01	COLUMNAS N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 108,204.84
TPR03.04.02	TRABES N+ 16.75	\$ 166,412.52
TPR03.05	NIVEL N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 326,468.16
TPR03.05.01	COLUMNAS N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 147,638.62
TPR03.05.02	TRABES N+ 21.95	\$ 178,829.54
TPR03.06	NIVEL N+ 21.95 AL N+ 24.60	\$ 35,022.53
TPR03.06.01	COLUMNAS N+ 21.95 AL N+ 24.60	\$ 17,802.34
TPR03.06.02	TRABES N+ 24.60	\$ 9,385.43
TPR03.06.03	LOSAS MACIZAS N+ 24.60	\$ 7,834.76
TPR04	PREFABRICADOS	\$ 480,671.54
TPR04.01	LOSAS	\$ 27,325.32
TPR04.01.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 27,325.32
TPR04.02	TRABES DOBLE T	\$ 453,346.22
TPR04.02.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 146,080.28
TPR04.02.02	NIVEL N+ 22.00	\$ 307,265.94
TPR05	ALBAÑILERIA - MUROS	\$ 919,211.68
TPR05.01	NIVEL +0.00 AL +5.50	\$ 201,267.92
TPR05.02	NIVEL +5.50 AL +10.00	\$ 173,917.42
TPR05.03	NIVEL +10.00 AL +13.00	\$ 107,544.60
TPR05.04	NIVEL +13.00 AL +16.75	\$ 211,552.28
TPR05.05	NIVEL +16.75 AL +22.00	\$ 201,838.63
TPR05.06	NIVEL +22.00 AL +24.60	\$ 23,090.83
TPR06	PAVIMENTOS	\$ 111,119.11
TPR07	LOSETA ANTIÁCIDA PISO N+ 16.75	\$ 115,500.00
TPR08	MORTERO EPÓXICO PISO N+ 0.00	\$ 94,050.00
TPR09	IMPERMEABILIZANTE EN AZOTEA	\$ 24,336.40



Programa general de obra – primera etapa.





Presupuesto de obra – segunda etapa.

PLANTA ALIMENTICIA - SEGUNDA ETAPA		
PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL		
CATALOGO DE CONCEPTOS GENERALES		
Clave	Descripción	Importe
TPR	EDIFICIO DE PROCESO TPR1	\$ 5,492,882.04
TPR01	PRELIMINARES	\$ 185,393.37
TPR02	CIMENTACION	\$ 2,361,482.83
TPR02.01	PILAS	\$ 1,676,189.87
TPR02.02	TRABES DE LIGA	\$ 102,703.61
TPR02.03	DADOS	\$ 74,820.54
TPR02.04	TRINCHERAS	\$ 87,790.09
TPR02.05	BASES DE TANQUES	\$ 419,978.72
TPR03	SUPERESTRUCTURA	\$ 1,184,765.38
TPR03.01	NIVEL N 0.00 AL N+ 5.50	\$ 243,202.39
TPR03.01.01	COLUMNAS NIVEL 0.00 AL N+ 5.50	\$ 113,974.40
TPR03.01.02	TRABES N+ 5.50	\$ 129,227.99
TPR03.02	NIVEL N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 222,687.00
TPR03.02.01	COLUMNAS N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 93,459.01
TPR03.02.02	TRABES N+ 9.95	\$ 129,227.99
TPR03.03	NIVEL N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 191,230.06
TPR03.03.01	COLUMNAS N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 62,002.07
TPR03.03.02	TRABES N+ 12.95	\$ 129,227.99
TPR03.04	NIVEL N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 275,268.17
TPR03.04.01	COLUMNAS N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 77,502.59
TPR03.04.02	TRABES N+ 16.75	\$ 197,765.58
TPR03.05	NIVEL N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 252,377.77
TPR03.05.01	COLUMNAS N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 108,959.53
TPR03.05.02	TRABES N+ 21.95	\$ 143,418.24
TPR04	PREFABRICADOS	\$ 751,290.02
TPR04.01	LOSAS	\$ 78,391.16
TPR04.01.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 78,391.16
TPR04.02	TRABES DOBLE T	\$ 672,898.86
TPR04.02.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 178,251.42
TPR04.02.02	NIVEL N+ 22.00	\$ 494,647.44
TPR05	ALBAÑILERIA - MUROS	\$ 390,179.55
TPR05.01	NIVEL +0.00 AL +5.50	\$ 97,544.89
TPR05.02	NIVEL +5.50 AL +10.00	\$ 75,694.83
TPR05.03	NIVEL +10.00 AL +13.00	\$ 53,064.42
TPR05.04	NIVEL +13.00 AL +16.75	\$ 66,330.52
TPR05.05	NIVEL +16.75 AL +22.00	\$ 97,544.89
TPR06	PAVIMENTOS	\$ 78,109.83
TPR07	LOSETA ANTIÁCIDA PISO N+ 16.75	\$ 81,000.00
TPR08	MORTERO EPÓXICO PISO N+ 0.00	\$ 76,000.00
TPR09	IMPERMEABILIZANTE EN AZOTEA	\$ 17,480.00
TPR10	DESMONTAJES, TAPIALES Y SELLOS DE FACHADA	\$ 265,309.49
TPR11	PREPARACIONES PARA AMPLIACIÓN	\$ 15,827.05
TPR12	ESTRUCTURA METÁLICA PARA FACHADA ORIENTE	\$ 86,044.52



Programa general de obra – segunda etapa.





Presupuesto de obra – tercera etapa.

PLANTA ALIMENTICIA - TERCERA ETAPA		
PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL		
CATALOGO DE CONCEPTOS GENERALES		
Clave	Descripción	Importe
TPR	EDIFICIO DE PROCESO TPR1	\$ 4,193,377.77
TPR01	PRELIMINARES	\$ 203,932.71
TPR02	CIMENTACION	\$ 445,837.87
TPR02.02	TRABES DE LIGA	\$ 112,973.97
TPR02.03	DADOS	\$ 82,302.59
TPR02.04	TRINCHERAS	\$ 96,569.10
TPR02.05	BASES DE TANQUES	\$ 153,992.20
TPR03	SUPERESTRUCTURA	\$ 1,303,241.92
TPR03.01	NIVEL N 0.00 AL N+ 5.50	\$ 267,522.63
TPR03.01.01	COLUMNAS NIVEL 0.00 AL N+ 5.50	\$ 125,371.84
TPR03.01.02	TRABES N+ 5.50	\$ 142,150.79
TPR03.02	NIVEL N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 244,955.70
TPR03.02.01	COLUMNAS N+ 5.50 AL N+ 9.95	\$ 102,804.91
TPR03.02.02	TRABES N+ 9.95	\$ 142,150.79
TPR03.03	NIVEL N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 210,353.06
TPR03.03.01	COLUMNAS N+ 9.95 AL N+ 12.95	\$ 68,202.28
TPR03.03.02	TRABES N+ 12.95	\$ 142,150.79
TPR03.04	NIVEL N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 302,794.99
TPR03.04.01	COLUMNAS N+ 12.95 AL N+ 16.75	\$ 85,252.85
TPR03.04.02	TRABES N+ 16.75	\$ 217,542.14
TPR03.05	NIVEL N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 277,615.55
TPR03.05.01	COLUMNAS N+ 16.75 AL N+ 21.95	\$ 119,855.48
TPR03.05.02	TRABES N+ 21.95	\$ 157,760.06
TPR04	PREFABRICADOS	\$ 826,419.02
TPR04.01	LOSAS	\$ 86,230.28
TPR04.01.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 86,230.28
TPR04.02	TRABES DOBLE T	\$ 740,188.75
TPR04.02.01	NIVEL N+ 16.75	\$ 196,076.56
TPR04.02.02	NIVEL N+ 22.00	\$ 544,112.18
TPR05	ALBAÑILERIA - MUROS	\$ 858,395.01
TPR05.01	NIVEL +0.00 AL +5.50	\$ 214,598.76
TPR05.02	NIVEL +5.50 AL +10.00	\$ 166,528.63
TPR05.03	NIVEL +10.00 AL +13.00	\$ 116,741.72
TPR05.04	NIVEL +13.00 AL +16.75	\$ 145,927.14
TPR05.05	NIVEL +16.75 AL +22.00	\$ 214,598.76
TPR06	PAVIMENTOS	\$ 85,920.81
TPR07	LOSETA ANTIÁCIDA PISO N+ 16.75	\$ 80,320.00
TPR08	MORTERO EPÓXICO PISO N+ 0.00	\$ 79,420.00
TPR09	IMPERMEABILIZANTE EN AZOTEA	\$ 18,050.00
TPR10	DESMONTAJES, TAPIALES Y SELLOS DE FACHADA	\$ 291,840.44



Programa general de obra – tercera etapa.





VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

VI.1. Conclusiones.

- A. El mercado de los alimentos procesados ha crecido de manera importante, por lo que la exigencia a este sector industrial para que produzca alimentos seguros no se ha hecho esperar. A medida que van aumentando estas tendencias surge la necesidad de controlar la sanidad de dichos procesos.

La Industria Alimenticia requiere recubrimientos y acabados asépticos en sus zonas de proceso, con características especiales, y en muchos casos, superiores a las utilizadas convencionalmente para uso residencial o comercial. Además de lo anterior, requiere condiciones particulares de instalaciones como cancelería, drenajes, arreglo de áreas comunes, servicios, entre otros.

- B. El edificio de Proceso TPR1, se localiza en un suelo compuesto principalmente por depósitos de arcillas plásticas compresibles, clasificado como terreno tipo II. El coeficiente sísmico adoptado fue: $c = 0.30$, correspondiente a la zonificación sísmica "B" de la República Mexicana.

La determinación del tipo de terreno se realizó aplicando los conceptos del Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo de la CFE, y adoptando el criterio prescrito en las NTC's para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en su sección 2.2 "Reconocimiento del sitio". La cual, especifica que un terreno cuyos depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituido predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados, se puede clasificar como tipo II.

El estrato resistente se localizó a una profundidad aproximada de entre 9 m y 12 m. Basados en la exploración del subsuelo, el estudio de mecánica de suelos proporcionó información valiosa para el diseño de la subestructura, recomendando como elementos principales de carga, pilas coladas en sitio apoyadas por punta a una profundidad de 11 m, ligadas en la parte superior con una retícula de traveses de concreto reforzado.

Los **estados límite de falla** en las pilas fueron determinados mediante las recomendaciones de las NTC's para Diseño y Construcción de Cimentaciones, sección 3.6., se consideró la capacidad de trabajo por punta y por fricción, debido a que el estrato de apoyo no excedió los 30 golpes para atravesar 30 cm el terreno durante la prueba de penetración estándar.

Para respaldar los valores anteriores, se compararon magnitudes con los valores obtenidos por el método simplificado que considera la capacidad de carga en función del número de golpes para atravesar cada estrato de suelo durante la prueba mencionada.

En esta revisión no se consideró la capacidad por fricción. La revisión se realizó para las tres etapas de construcción, los resultados obtenidos de la primera etapa solamente son informativos y son considerados únicamente como referencia de comparación debido a que la segunda fase de construcción está terminada y en funcionamiento.



En la tercera etapa se obtuvieron dos pilas con factores de seguridad por encima de los límites establecidos, **1.07** en los ejes K-6a y **1.01** en los ejes N-9a. Del mismo modo, para la segunda etapa se obtuvieron dos pilas con límites superiores, **1.18** en los ejes K-6a y **1.01** en los ejes K-3b. Se observa que la pila K-6a, en ambas etapas estará sometida a esfuerzos superiores a los recomendables.

Considerando que de las diecinueve o veintitrés pilas, según la etapa constructiva correspondiente, solamente una pila del conjunto rebasa los límites establecidos, que el factor de seguridad general es de **0.7** y que se adoptó el valor menor calculado para capacidad de carga. Podemos concluir que **la subestructura cumple con condiciones de seguridad aceptables** para cualquier condición o combinación de cargas.

Además, en base a la revisión de **estados límite de servicio**, los asentamientos máximos esperados son del orden de 4.1 cm y el diferencial de 1.8 cm. Los asentamientos máximos establecidos por las NTC's en su sección 3.1 son, 15 cm para construcciones colindantes y el diferencial de 1.9 cm para estructuras con muros de mampostería. Por tanto, **los valores están dentro de los límites aceptables**.

- C. Los criterios de análisis y diseño estructural para definir las acciones actuantes en los elementos estructurales, factores de carga, factores de resistencia y procedimientos de revisión para flexocompresión, flexión y cortante, se tomaron del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, RCDF04, de sus Normas Técnicas Complementarias, NTC's, y del Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo de la CFE, en su versión 1993.

El análisis y diseño estructural se realizó mediante métodos computarizados, con las computadoras y programas se pueden realizar de forma rápida complejos cálculos y así tener ventajas, se pueden efectuar modificaciones y repetir los cálculos cuantas veces se requiera buscando la solución óptima.

Pero también existe un riesgo, si no se han comprendido perfectamente las hipótesis y las condiciones del programa que se está utilizando, o no se verifican cuidadosamente los datos de entrada y se comprueba la congruencia de los resultados pueden cometerse errores desafortunados. Esto puede presentarse con mucha facilidad, obteniéndose resultados con poca o ninguna relación con el problema a resolver.

Se debe considerar que las computadoras son herramientas poderosas y útiles, pero no dejan de ser máquinas que dependen de un usuario. Es por ello que, el uso de algunos métodos aproximados para revisar rápidamente la congruencia de los resultados pueden ser de mucha utilidad.

De acuerdo al Artículo 139 del RCDF04, la estructura se clasificó dentro del Grupo B, subgrupo B2, es decir, corresponde a edificaciones comunes, destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales, que no exceden de 30 m de altura ni más de 6 000 m² de área total construida. Edificaciones cuya falla estructural no constituye un peligro significativo.



La estructura se analizó tridimensionalmente, considerando una rigidez infinita en los apoyos del edificio con las pilas que lo soportan. El análisis estructural se hizo por el método de las rigideces y se aplicó un análisis modal espectral para determinar la respuesta dinámica de la estructura ante un sismo. Se consideraron los efectos P-delta en la estructura para cargas gravitacionales.

Se generaron cuatro condiciones básicas de carga, las acciones que se consideraron actuando sobre la estructura fueron: *Cargas Muertas* (peso propio, peso de tuberías y equipos fijos). *Cargas Vivas máxima e instantánea* (actuando sobre la losas de azotea y de entrepiso). *Sismo*, fuerzas laterales debidas a movimientos horizontales (peso total de la estructura más carga viva instantánea). *Viento*, no rige para este estudio, solamente se compararon magnitudes con el sismo.

Con las cuatro condiciones de carga, se realizaron nueve combinaciones básicas de carga para revisión de estados límite de falla y nueve combinaciones básicas de carga para revisión de estados límite de servicio.

Los criterios para determinar las acciones sísmicas fueron:

- El factor de ductilidad adoptado en ambas direcciones, $Q = 2.0$, afectado por un factor de irregularidad de la estructura igual a 0.8, quedando $Q' = 1.6$.
- El coeficiente sísmico básico considerado, $c = 0.30$, y el coeficiente de diseño sísmico, $c_d = 0.1875$.
- Se tomaron en cuenta los efectos bidireccionales del sismo, los efectos del componente horizontal del movimiento del terreno se combinan tomando el 100% del componente en la dirección de análisis más el 30% del componente perpendicular a ella.

Se revisó la estructura para las tres etapas de construcción, lo que significó la revisión y el análisis de resultados para cada modelo estructural como se ve a continuación en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Nudos y miembros de los tres modelos estructurales.

Etapa de obra	Nudos	Apoyos	Trabes	Columnas	Muros	Losas
Primera	105	15	140	87	49	19
Segunda	139	19	197	107	59	31
Tercera	172	23	252	129	80	43
TOTAL	416	57	589	323	188	93



Del análisis estructural se obtuvieron fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a las que puede estar sujeta la estructura ante una sollicitación sísmica extraordinaria, se determinaron por métodos que suponen un comportamiento elástico-lineal.

Se obtuvieron las propiedades dinámicas de la estructura, frecuencias y modos de vibrar, para las tres etapas de construcción. Los valores del periodo natural de vibración para el primer modo para las tres etapas de obra son del orden de 0.57 seg a 0.62 seg. Se observa poca variación entre los valores obtenidos, sin embargo, el grado de libertad en el primer modo de vibrar para la primera etapa de construcción es en la dirección (X), y para las dos siguientes etapas cambia a la dirección ortogonal (Y).

Con las fuerzas y momentos internos obtenidos se realizó la revisión por estados límite de falla y de servicio. Aplicando los conceptos del RCDF04 en su título sexto y de sus NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería y de Concreto.

Revisando los **estados límite de falla**, de las 323 columnas, solo una excede los valores considerados y corresponde a la primera etapa de obra; solo se hace mención de esta, ya que actualmente la segunda etapa de construcción está terminada y en operación, en las dos etapas siguientes tiene valores promedio de **0.53**, satisfactorios, por debajo del límite fijado.

De las 589 trabes, ninguna excede los límites establecidos, su valor promedio es por debajo de **0.59**. Se revisaron dos elementos de losa de piso, uno monolítico colado en sitio y otro prefabricado pretensado, ambos presentan comportamientos satisfactorios y aceptables.

Los elementos más vulnerables son los muros de rigidez, se revisaron 188 elementos para las tres etapas de construcción, se observó un comportamiento con grandes concentraciones de fuerzas en la zona del elevador. Se alcanzan factores de **1.04** a **1.93** en la planta baja, de **1.06** a **1.37** en el segundo nivel y de **1.22** en el nivel 4. Valores superiores a los límites establecidos e inaceptables.

Para contrarrestar los esfuerzos excesivos que se presentan en los muros, se propone un refuerzo con diagonales en forma de cruz o "contraventeos", a base de tubos de acero al carbón de 8 pulgadas de diámetro, cédula 40; instalados en la crujía del eje K, entre los ejes 5a - 6a, en los niveles del 1 al 4.

Se realizó el análisis y revisión estructural con el correspondiente refuerzo para la segunda y tercera etapas de construcción, observando en la zona del elevador la recurrente concentración de esfuerzos, resultando factores ligeramente superiores a **1.05**; sin embargo, de los 13 elementos con esfuerzos excesivos, con el refuerzo propuesto se reducen a solo 4 elementos, de los cuales, tres no exceden el valor de **1.09** y solamente uno presenta un valor de **1.34**. En la tabla 5.2 se muestran los resultados comparativos de la etapa actual y con el refuerzo propuesto.



Tabla 5.2. Comparación de estados límite de falla en muros.

TABLA COMPARATIVA ESTADOS LÍMITE DE FALLA EN MUROS				
Eje	Muro	Nivel	FS Condición actual	FS Condición con refuerzo
K	K (3b-4a)	0/1	1.93	1.34
	K (6a-7b)	0/1	1.30	0.88
	K (7b-9a)	0/1	1.04	0.80
	K (3b-4a)	1/2	1.24	0.79
	K (6a-7b)	1/2	1.37	0.91
	K (7b-9a)	1/2	1.06	0.80
	K (6a-7b)	2/3	1.21	0.85
	K (4a-5a)	4/5	1.22	0.90
K1	K1 (3b-4a)	0/1	1.46	1.03
3b	3b (K-K1)	0/1	1.17	1.09
N	N (4a-5a)	0/1	1.46	1.05
	N (4a-5a)	1/2	1.09	0.80
	N (5a-6a)	1/2	1.03	0.80

A manera de ejercicio se realizó el análisis estructural de las tres etapas de construcción, para revisar la seguridad estructural de trabes y columnas ante la posibilidad de agrietamiento en muros a consecuencia de un sismo intenso. Para simularlo, se consideró el modelo del estado actual y se disminuyó la rigidez de muros, observándose que aún agrietados siguen aportando rigidez al sistema estructural sin poner en riesgo la seguridad del conjunto.

Al revisar los **estados límite de servicio**, aplicando los criterios de las NTC's, sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones, para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Mampostería y Sismo, se calcularon los desplazamientos relativos y se obtuvo que la distorsión no excede los límites considerados, por lo que **el comportamiento del sistema estructural es satisfactorio**.

Por lo anteriormente expuesto, podemos concluir que el comportamiento del edificio para las condiciones actuales y ante una eventual sollicitación sísmica extraordinaria, puede presentar daños estructurales leves en los muros de la planta baja y segundo nivel en la zona del elevador; sin que esto ponga en inminente riesgo la capacidad resistente del resto de los elementos estructurales.



- D. Para la construcción se aplicaron los criterios establecidos en el RCDF04 y sus NTC's, se emplearon especificaciones de construcción de dependencias como Petróleos Mexicanos (PEMEX), Instituto Mexicano de la Propiedad Industrial (IMPI), Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas (CAPFCE) y Normas de Supervisión de Obras del Distrito Federal. Para la inspección y calidad de los materiales se especificaron las Normas Mexicanas (NMX), aplicables. Para los criterios de seguridad e higiene se aplicaron los criterios sugeridos en las guías emitidas por la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (CMIC) y la Secretaría del Trabajo y Previsión Social (STPS).
- E. El costo de un proyecto se aproximará más a la realidad en la medida que las Ingenierías básica y de detalle estén completas. De esta manera se pueden elaborar los conceptos y cantidades de obra de una manera más clara para la contratación de una obra. La competencia laboral entre compañías contratistas es lo más saludable para las finanzas de los inversionistas. Para ello, lo recomendable es elaborar cuadros comparativos detallados con conceptos de obra, cantidades y precios unitarios, independientemente del tipo de contrato que se piense negociar. Se estimó un coeficiente de costo por unidad de área, para edificaciones industriales de esta naturaleza, incluye trabajos de preparación del terreno, terracerías y drenajes; resultando un valor de 8,500.00 pesos por m², actualizado al año 2010.

El tiempo es un factor, que aunque no se ve, representa dinero, no solo para la empresa contratista, también para los propietarios. En la Industria Alimenticia como en muchas otras, el hecho de no poner en operación una instalación en el tiempo programado, les puede significar pérdidas cuantiosas, e incluso la pérdida de sus clientes. Es por esto que, el seguimiento puntual de una obra debe hacerse mediante programas con rutas críticas, y revisarse por lo menos una vez por semana para analizar y corregir en su caso posibles desviaciones con los tiempos de entrega.

- F. El trabajo de tesis aquí presentado, es una recopilación de hechos reales, que en lo personal me han dado la oportunidad de investigar más sobre las diferentes disciplinas de la Ingeniería Civil que intervienen durante la realización de un proyecto integral. Espero que algún día pueda servir como material de consulta a estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, e incluso a profesionista en la práctica de la construcción.

VI.2. Recomendaciones.

Para evitar el deterioro prematuro de los recubrimientos asépticos, se propone tener un programa de mantenimiento preventivo y correctivo, realizado por empresas dedicadas a la especialidad.

En relación a la extensión del edificio en su tercera etapa, se recomienda hacer un levantamiento de niveles del estado actual para compararlo con la etapa final de construcción, estableciendo un banco de nivel fijo, de tal forma que se puedan estimar los hundimientos instantáneos y diferenciales por el crecimiento del edificio.

Además del refuerzo mencionado en el eje K, se propone aumentar la rigidez de los muros del cubo de elevador en la planta baja, mediante un refuerzo con malla electrosoldada, anclada firmemente a los



paramentos de los muros y recubriéndolo con mezcla de cemento - arena en proporción volumétrica 1:2, con un espesor de 25 mm. Se recomienda realizar estos refuerzos tan pronto como sea posible.

Dada la importancia de los muros en el sistema estructural, se aconseja no remover parcial o totalmente ninguno de ellos, a menos que, mediante un análisis y revisión estructural se demuestre que el comportamiento del edificio no será afectado.

Deberá inspeccionarse detalladamente todo el edificio, periódicamente, una vez cada seis meses y después de cada evento sísmico intenso. La inspección será por un experimentado en la materia, de tal manera que se pueda evaluar y diagnosticar el estado físico de la estructura resistente. En caso de daños estructurales, estos deberán ser atendidos inmediatamente y de acuerdo con procedimientos normalizados.

Sugiero que la Facultad de Ingeniería de la UNAM implemente en su plan de estudios para las próximas generaciones de egresados, cursos o programas que fomenten el interés y la cultura de la seguridad e higiene en la construcción.



ANEXO A TABLAS



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



A. TABLAS.

Tabla A.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)				
Identificación en el campo	Símbolo del grupo	Nombres típicos	Criterio de clasificación en Laboratorio	
(La abertura del tamiz No. 200 corresponde aproximadamente el tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista) Suelos de grano fino - Más de la mitad del material es retenido por el tamiz No. 200 Arenas - más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4 (Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz No. 4 equivale a medio centímetro) Gravas limpias (con cantidad apreciable de finos) Gravas limpias (con cantidad apreciable de finos)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	Coeficiente de uniformidad C_u mayor de 4. Coeficiente de curvatura C_c entre 1 y 3. $C_u = 1 [D_{60} / D_{10}]$ $C_c = 1 [D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})]$ NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GP Límites de Atterberg abajo de la "línea A", y con I.P. "línea A", 0.I.P. menor que 4 Límites de Atterberg arriba de la "línea A", 0.I.P. mayor que 7 $C_u = 1 [D_{60} / D_{10}]$ mayor que 6 $C_c = 1 [D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})]$ entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW Límites de Atterberg abajo de la "línea A", y con I.P. "línea A", 0.I.P. menor que 4 Límites de Atterberg arriba de la "línea A", 0.I.P. mayor que 7	
	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos		
	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo		
	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla		
	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos		
	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos		
	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas		
	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas		
(Para la clasificación para la fracción que pasa por el tamiz No. 40. Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz No. 40. Resistencia en estado seco (a la disgregación) Nula a ligera Media a alta Ligera a media Ligera a media Alta a muy alta Media a alta Dilatancia (reacción a la agitación) Rápida a lenta Nula a muy lenta Lenta Lenta a nula Nula Nula a muy lenta Tenacidad (consistencia o cohesión del límite plástico) Nula Media Ligera Ligera a media Alta Ligera a media	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad		
	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras		
	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomas, limos elásticos		
	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas		
	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta		
	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS: G = Gravas, M = Limo, O = Suelos orgánicos, W = Bien graduados, S = Arenas, C = Arcilla, P = Turba, P.I. = Turba, P = Baja compresibilidad, H = Alta compresibilidad.
 Clasificación de frontera: Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de arena y grava bien graduadas con cemento arcillosa.



Tabla A.2. Correlación de valores típicos de propiedades físicas y mecánicas de suelos.

Suelo	Módulo de elasticidad Es (Kgf/cm ²)	Número de golpes N	Resistencia comp. Simple (Kgf/cm ²)	Cohesión c (Kgf/cm ²)	Angulo de fricción Φ	Módulo de reacción vertical kv _o (Kgf/cm ³)	Coef. Poisson ν
Fino							
Muy blando	30 => 300	< 2	< 0.25	< 0.125		0.50 => 1.50	0.40
Blando	200 => 400	2 => 4	0.25 => 0.5	0.12 => 0.25		0.65 => 1.30	0.40
Medio	400 => 600	4 => 8	0.5 => 1.0	0.25 => 0.50		1.30 => 4.00	0.30
Compacto	600 => 800	8 => 15	1.0 => 2.0	0.5 => 1.0		4.00 => 8.00	0.30
Duro	700 => 1800	15 => 30	2.0 => 4.0	1.0 => 1.5		8.00 => 21.0	0.25
Arenoso	3000 => 4000	> 30	> 4.0	> 1.5		21.0 => 44.0	0.20
Arena							
Muy suelta	30 => 700	0 => 4	< 0.25		25	1.20 => 3.60	0.40
Limosa	700 => 2000	4 => 10	0.25 => 0.5		30	1.30 => 4.00	0.30
Suelta	1000 => 2500	10 => 30	0.5 => 1.0		30 => 35	3.60 => 12.0	0.30
Densa	5000 => 10000	30 => 50	1.0 => 2.0		35 => 40	12.0 => 24.0	0.20
Muy densa	10000 => 20000	> 50	2.0 => 4.0		> 40	21.0 => 44.0	0.15
Grava							
Muy suelta	30 => 700	0 => 4	< 0.25		25	8.00 => 10.0	0.40
Limosa	700 => 2000	4 => 10	0.25 => 1.0		30	10.0 => 12.0	0.30
Suelta	5000 => 14000	10 => 30	1.00 => 2.00		30 => 35	12.0 => 15.0	0.30
Densa	8000 => 20000	30 => 50	2.00 => 3.50		35 => 40	15.0 => 20.0	0.20
Muy densa	20000 => 40000	> 50	3.50 => 6.00		> 40	30.0 => 110.0	0.15

Para suelos granulares (arena y grava) sumergidos se tomarán los valores Es y kv_o igual a los de la tabla multiplicados por 0.6

Los valores de la tabla corresponde a cargas de larga duración
si se consideraran cargas permanentes que produzcan consolidación se tomarán los valores Es y kv_o multiplicados por 0.25



Tabla A.3. Valores de influencia para asentamientos en cimentaciones.

Valores de influencia para asentamientos elásticos
en cimentaciones propuestos por Meyerhof

Valores de influencia " I " para zapatas				
Forma	Flexible			Rígida
	centro	esquina	medio	
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectángular L / B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
Rectángular L / B = 2.0	1.53	0.77	1.30	1.20
Rectángular L / B = 5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
Rectángular L / B = 10	2.54	1.27	2.25	2.10
Rectángular L / B = 100	4.01	2.00	3.70	3.40

$$\delta = PB \frac{(1 - \nu^2)}{Es} I$$

Donde:

- P presión de contacto aplicada al suelo de cimentación, kgf/cm².
 B lado menor de la cimentación, cm.
 L lado mayor de la cimentación, cm.
 ν coeficiente de Poisson, ver tabla A.2.
 Es módulo de elasticidad del suelo, kgf/cm², ver tabla A.2.
 I valor de influencia según el tipo de cimentación, ver tabla A.3.



Tabla A.4. Perfil estratigráfico general - Estudio geofísico eléctrico a 250 m de profundidad.

ESTRATIGRAFÍA OBTENIDA CON REGISTRO GEOFÍSICO ELÉCTRICO		
ESPESOR	PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN DEL ESTRATO
(m)	(m)	
6	De 0 a 6	Arcillas arenosas
44	De 6 a 50	Conglomerados gruesos
19	De 50 a 69	Brechas gruesas y roca fracturada
2	De 69 a 71	Arenas gruesas
9	De 71 a 80	Aglomerados
7	De 80 a 87	Gravillas y arenas
8	De 87 a 95	Aglomerados
20	De 95 a 115	Gravillas y arenas
20	De 115 a 135	Aglomerados
31	De 135 a 166	Brechas gruesas y roca fracturada
16	De 166 a 182	Aglomerados
5	De 182 a 187	Gravillas y arenas
18	De 187 a 205	Aglomerados
13	De 205 a 218	Gravillas y arenas
28	De 218 a 246	Aglomerados
4	De 246 a 250	Gravillas y arenas
250	PROF. MAXIMA	



Tabla A.5. Propiedades de varillas corrugadas para refuerzo de concreto - SICARTSA.

ACERO DE REFUERZO		VARILLA CORRUGADA SICARTSA		VARILLA SICARTSA / PROPIEDADES MECÁNICAS		
DIMENSIONES NOMINALES						
No. Designación	Diámetro Nominal		Peso Nominal		Area Sección Transversal	Perímetro
	Pulg.	mm.	Kg./m.	Lb/ft.	mm. ²	mm.
3	3/8	9.5	0.56	0.376	71	29.8
4	1/2	12.7	0.994	0.668	127	39.9
5	5/8	15.9	1.552	1.043	198	50.0
6	3/4	19.1	2.235	1.502	285	60.0
8	1	25.4	3.973	2.670	507	79.8
10	1 1/4	31.7	6.225	4.303	794	99.9
12	1 1/2	38.1	8.938	5.988	1,140	119.7
La tolerancia en masa no deberá exceder a +/- 8% en pieza y +/- 3.5 % en lote.						
SICARTSA CUMPLE RIGUROSAMENTE CON LAS SIGUIENTES NORMAS						
México	NORMA		GRADO			
E.U.A.	*NMX-B-457		30/42			
	NMX-C-407		40/60/75			
Inglaterra	ASTM A-706		60			
	ASTM A-706		460 ()			
	BS-4449		FeE22 y FeE24			
Francia	NF-A35-015		FeE40			
	NF-A35-016		Bst 42/50			
Alemania	DIN 488		SD 35			
Japón	JIS-G-3112		A44-28H			
Chile	NCh-204		A63-42H			
1-A						
ALAMBROÑ SICARTSA						
Milímetros	Equivalencia decimal en Pulgadas					
5.5	0.218					
6.3	0.250					
7.0	0.276					
8.0	0.315					
9.5	0.374					
10.0	0.394					
11.0	0.434					
12.0	0.473					
De acuerdo a NMX-B365						
*Peso de rollo: 1,500 - 1,600 kg.						
*Diámetro de Rollo: 1,00 m						
*Longitud de Rollo: 1.20 m						

ACERO DE REFUERZO		VARILLA CORRUGADA SICARTSA		VARILLA SICARTSA / PROPIEDADES MECÁNICAS	
REQUISITOS DE DOBLADO					
		NMX-C-407		NMX-B-457	
		Diámetro del Mandril para Pruebas del Doblado a 180°		Diámetro del Mandril para Pruebas del Doblado a 180°	
Número de Designación de Varilla	Grado 30	Grado 42	Grado 42	Grado 42	Grado 42
3, 4 y 5	3 1/2 D	3 1/2 D	3 1/2 D	3 D	3 D
6, 7 y 8	5 D	5 D	5 D	4 D	4 D
9 y 10	5 D	7 D	7 D	6 D	6 D
11 y 12	5 D	8 D	8 D	5 D	5 D
D= Diámetro Normal de la Probeta					
Longitud / Longitude - 12 m. . .					
a) A solicitud del cliente puede ser suministrada en cortes especiales					
b) Peso de atado 1,800 - 2,000 kg.					

ACERO DE REFUERZO		VARILLA CORRUGADA SICARTSA		VARILLA SICARTSA / PROPIEDADES MECÁNICAS	
PROPIEDADES					
Resistencia a la Tensión N/mm. ² (Kg/mm. ²)		Grado 30		Grado 42	
Limite de Fuerza N/mm. ²		490 (50)*		617 (63)*	
		Min.		Min. - Max.	
		294 (30)		412 (42)	
Alargamiento en 200 mm.		11		9	
Minimo en 7 Varilla No.		11		8	
3,4,5 y 6		10		7	
7		8		7	
8		7		7	
9		7		7	
10		7		7	
11 y 12		7		7	

*La relación entre la resistencia a la tensión y el límite de fluencia no debe ser menor de 1.25

*Equivalente a Norma Americana ASTM A 615



Tabla A.6. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.

Propiedades del torón G 270, de 7 alambres sin revestimiento.

Diámetro nominal		Resistencia a la ruptura		Área nominal del torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	cm	lb _f	kg _f	pulg ²	cm ²	lb _f	kg _f
GRADO 270							
0.375	0.953	23 000	10 230	0.085	0.5484	19 550	8 700
0.438	1.111	31 000	13 790	0.115	0.7419	26 550	11 720
0.500	1.270	41 300	18 370	0.153	0.9871	35 100	15 610
0.600	1.524	58 600	26 070	0.217	1.4000	49 800	22 150



Tabla A.7. Clasificación y desempeño de cementos con norma vigente.

Clasificación de los cementos			
Tipo	Denominación	Clase resistente	Características especiales
CPO	Cemento Pórtland Ordinario	20	RS Resistente a los sulfatos
CPP	Cemento Pórtland Puzolánico	30	BRA Baja Reactividad Alkali agregado
CPEG	Cemento Pórtland con Escoria Granulada de alto Horno	30 R	BCH Bajo calor de hidratación
CPC	Cemento Pórtland Compuesto	40	B Blanco
CPS	Cemento Pórtland con humo de Sílice	40 R	---
CEG	Cemento con Escoria Granulada de alto horno	---	---

Comparativa del cemento por su desempeño con otras normas (Indicativa)	
NMX-C414-ONNCCE (Vigente)	NMX-C-001 (CANCELADA) NORMA ASTM C-150
CPO 30, CPO 30 R, CPC 30 y CPC 30 R	TIPO I
Cualquier cemento que cumpla con las característica especial BCH y RS	TIPO II
CPO 40, CPO 40 R y CPC 40 R	TIPO III
Cualquier cemento que cumpla con las característica especial BCH	TIPO IV
Cualquier cemento que cumpla con las característica especial RS	TIPO V
CPO ó CPC que cumpla con las característica especial B	BLANCO
Cualquier cemento que cumpla con las característica especial BRA	ESPECIAL, BAJO ALCALI TODOS LOS TIPOS
NMX-C414-ONNCCE -1999*	NMX-C-002 (CANCELADA) CEMENTO PUZOLANICO NORMA ASTM C-595
CPP30, CPP 30 R, CPC 30 y CPC 30 R	TIPO PUZ 1
CPP 20 y CPC 20	TIPO PUZ 2
NMX-C-414-ONNCCE -1999*	NMX-C-175(CANCELADA) ESCORIA ALTO HORNO NORMA ASTM C-595
A partir de CPEG 30	Cemento con Escoria

* Estos cementos pueden tener las características especiales RS, BRA y BCH.



ANEXO B FIGURAS



B. FIGURAS.

Figura B.1. Gráfica para diseño de columnas rectangulares a flexo-compresión uniaxial.

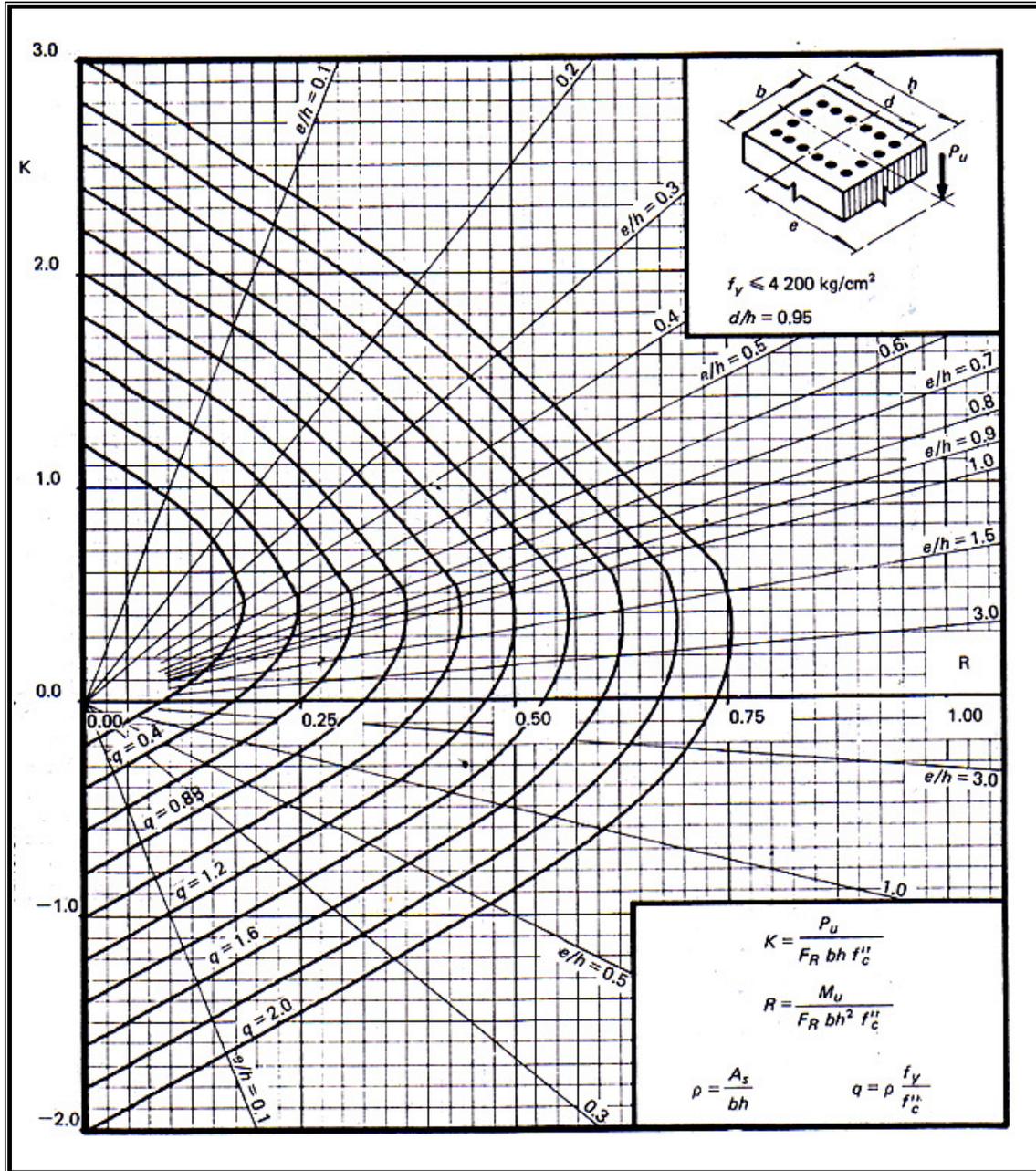




Figura B.2. Gráfica para diseño de columnas rectangulares a flexo-compresión uniaxial.

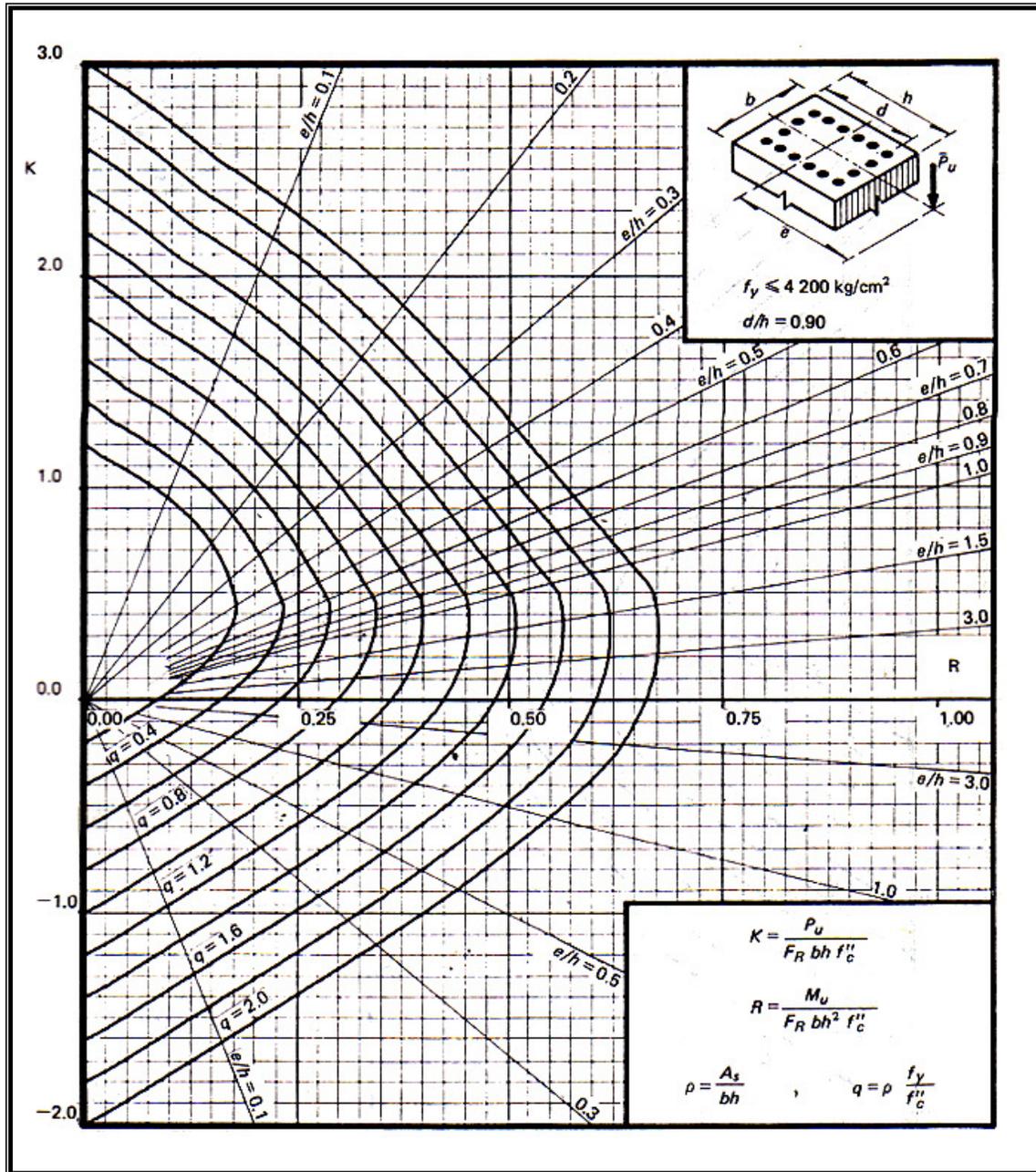




Figura B.3. Gráfica para diseño de columnas circulares a flexo-compresión uniaxial.

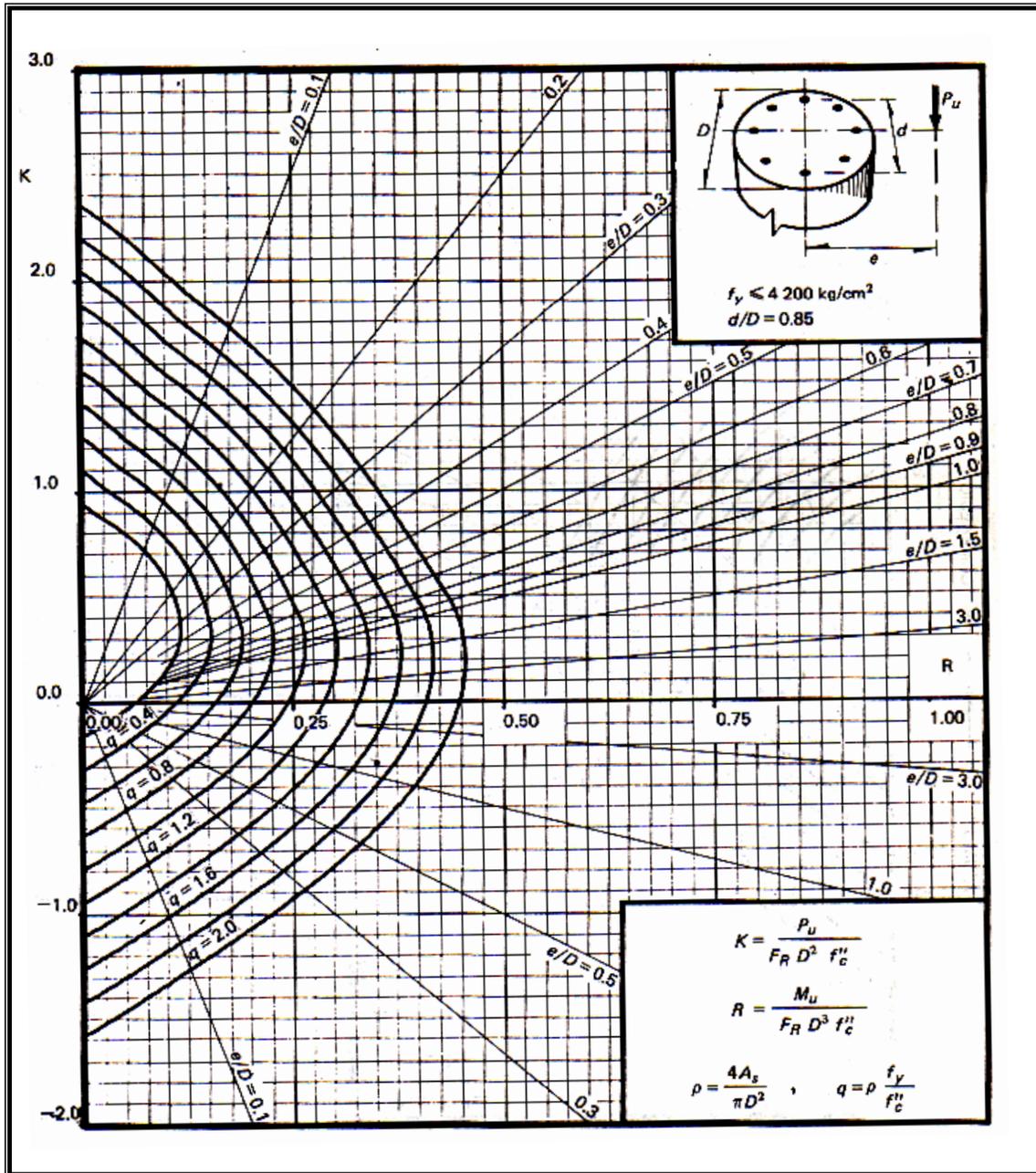




Figura B.4. Gráfica para diseño de columnas circulares a flexo-compresión uniaxial.

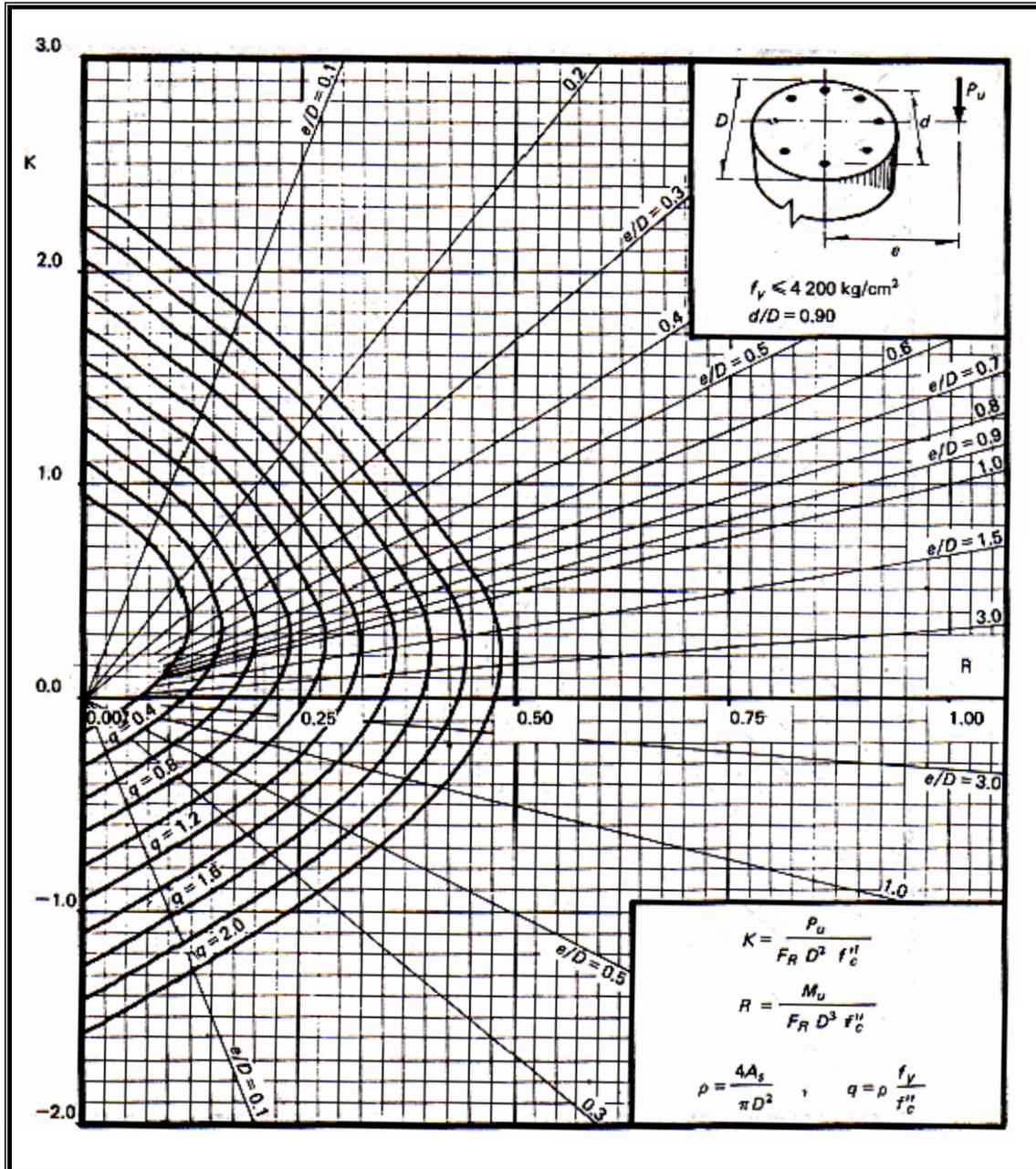




Figura B.5. Reporte de ensayos de material para relleno base y sub-base.

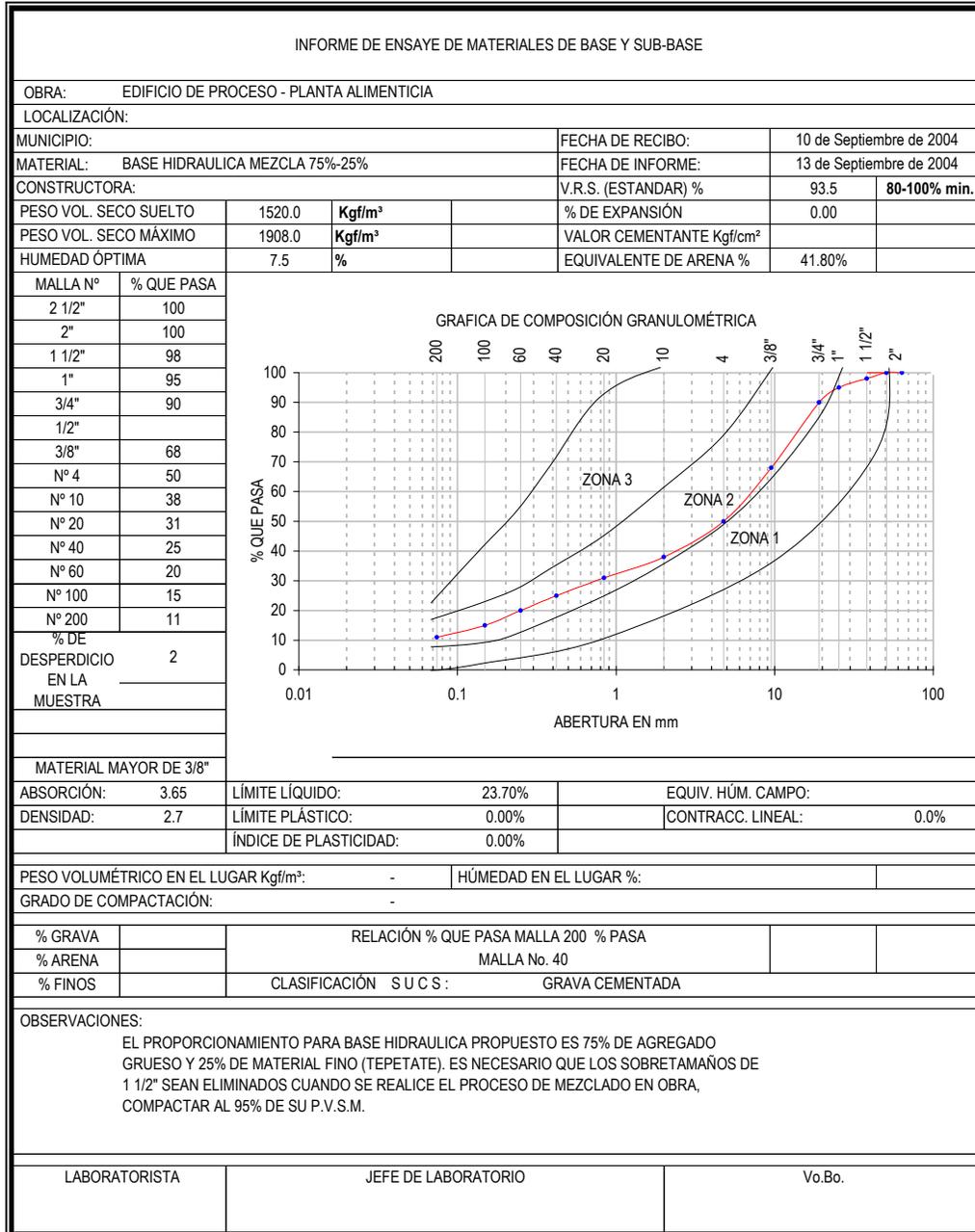




Figura B.6. Carta de plasticidad.

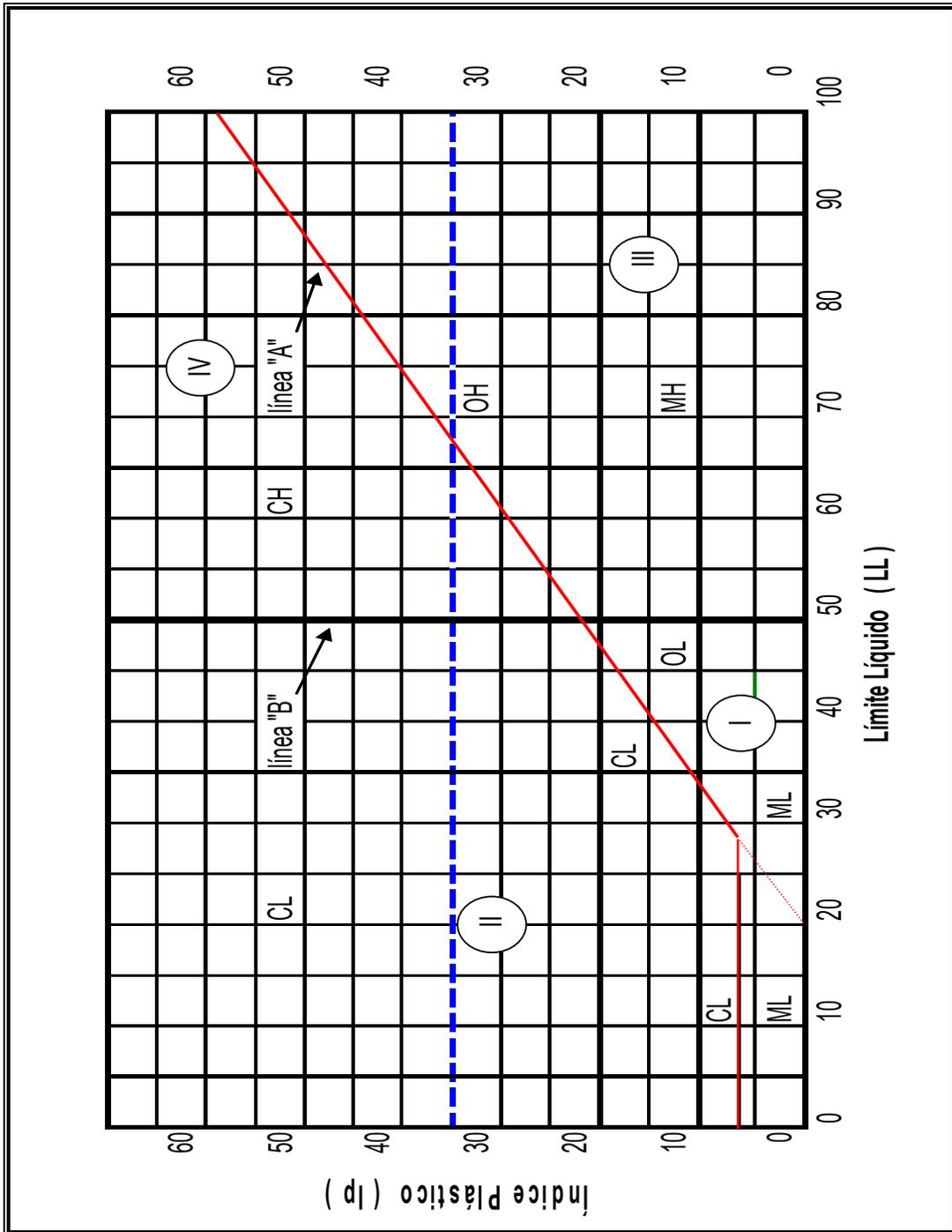
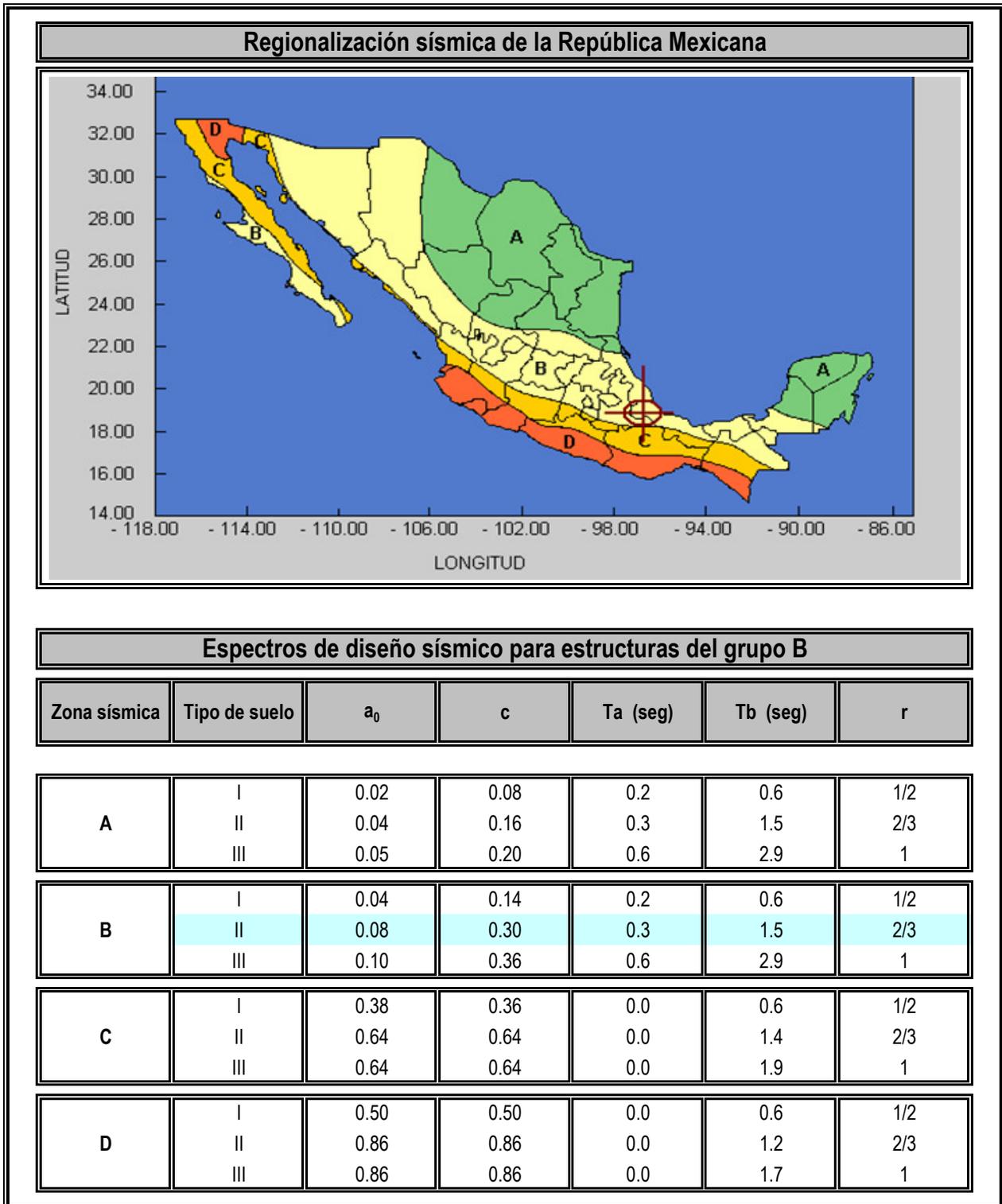




Figura B.7. Regionalización sísmica de la República Mexicana.





ANEXO C REFERENCIAS



C. REFERENCIAS.

C.1. ÍNDICE DE NORMAS MEXICANAS (NMX).

C.1.1 CONCRETO FRESCO.

A. NMX-C-111-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Agregados para concreto hidráulico – Especificaciones y métodos de prueba.

B. NMX-C-122-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Agua para concreto – Especificaciones

C. NMX-C-155-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Concreto – Concreto hidráulico industrializado – Especificaciones.

D. NMX-C-156-1997-ONNCCE

Industria de la construcción – Concreto – Determinación del revenimiento en el concreto fresco.

E. NMX-C-161-1997-ONNCCE

Industria de la construcción – Concreto fresco – Muestreo.

F. NMX-C-162-ONNCCE-2000

Concreto – Determinación de la masa unitaria, cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico.

G. NMX-C-403-ONNCCE-1999

Industria de la construcción – Concreto hidráulico para uso estructural.

H. NMX-C-414-ONNCCE-2004

Cementos hidráulicos - Especificaciones y métodos de prueba.

C.1.2 CONCRETO ENDURECIDO.

A. NMX-C-083-ONNCCE-2002

Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto – Método de prueba.

B. NMX-C-128-1997-ONNCCE

Industria de la construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson.

C. NMX-C-159-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Concreto – Elaboración y curado de especímenes en el laboratorio.

D. NMX-C-160-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Concreto – Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto.



C.1.3 TABIQUES.

A. NMX-C-036-ONNCCE-2004

Industria de la construcción – Bloques, tabiques o ladrillos, tabicones y adoquines – Resistencia a la compresión – Método de prueba.

B. NMX-C-082-1974

Determinación del esfuerzo de adherencia de los ladrillos cerámicos y el mortero de las juntas.

C. NMX-C-404-ONNCCE-2005

Industria de la construcción – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de prueba.

C.1.4 ACERO.

A. NMX-B-172-1988

Métodos de prueba mecánicos para productos de acero.

B. NMX-B-253-1988

Alambre liso de acero estirado en frío para refuerzo de concreto.

C. NMX-B-254-1987

Acero estructural.

D. NMX-B-290-1988

Malla soldada de alambre liso de acero, para refuerzo de concreto.

E. NMX-B-292-1988

Torón de siete alambres sin recubrimiento, relevado de esfuerzos para concreto presforzado.

F. NMX-C-407-ONNCCE-2001

Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba.

G. NMX-H-121-1988

Procedimiento de soldadura estructural acero de refuerzo.

C.1.5 UNIDADES DE MEDIDA.

A. NOM-008-SCFI-2002

Sistema General de Unidades de Medida.



C.2. GUÍAS DE SEGURIDAD (CMIC - STPS).

- C.2.1 GUÍA Equipo de Protección Personal**
- C.2.2 GUÍA Trabajos en altura**
- C.2.3 GUÍA Obras preliminares**
- C.2.4 GUÍA Excavaciones**
- C.2.5 GUÍA Relleno y compactación**
- C.2.6 GUÍA Cimentaciones**
- C.2.7 GUÍA Cimbrado**
- C.2.8 GUÍA Colocación manual de concreto**
- C.2.9 GUÍA Colocación manual de acero de refuerzo**
- C.2.10 GUÍA Espacios confinados**
- C.2.11 GUÍA Montaje de estructuras**
- C.2.12 GUÍA Soldadura**
- C.2.13 GUÍA Radiografiado**
- C.2.14 GUÍA Trabajos eléctricos**
- C.2.15 GUÍA Operación de vehículos**
- C.2.16 GUÍA Tiempo severo**



BIBLIOGRAFÍA



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**BIBLIOGRAFÍA.****Documentos de consulta:**

- (1) Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial, enero 29, 2004.
- (2) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por viento octubre, 6, 2004.
- (3) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo octubre, 6, 2004.
- (4) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de cimentaciones, octubre 6, 2004.
- (5) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de estructuras de Mampostería, octubre 6, 2004.
- (6) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de estructuras de concreto, octubre 6, 2004.
- (7) Comisión Federal de Electricidad / Instituto de Investigaciones Eléctricas, "Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo. C.1.3", octubre 1993.
- (8) Comisión Federal de Electricidad / Instituto de Investigaciones Eléctricas, "Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por viento. C.1.4", octubre 1993.
- (9) MELI, P. Roberto. "Diseño Estructural", 2ª edición Limusa, México.
- (10) GONZÁLEZ, C. Oscar y ROBLES, Francisco. "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", 2ª edición Limusa, México.
- (11) CEMEX, Concretos. "Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos", México.
- (12) LAMBE, William y WHITMAN, Robert. "Mecánica de Suelos", 1ª edición Limusa, México.
- (13) MARSAL, Raúl. "Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal", Comisión Federal de Electricidad, México 1986.
- (14) ANÓNIMO. "Manual de Exploración geotécnica", Secretaría General de Obras del Distrito Federal, México 1988.
- (15) PÉREZ Álvaro, HERNÁNDEZ Araceli y JEAN Raúl. "Comparativa de Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Mampostería 1987 y 2004", SMIE, México.
- (16) AGUILAR Gerardo y ALCOCER Sergio M. "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de Muros de Mampostería confinada ante cargas laterales", CENAPRED, México.
- (17) Especificaciones Generales de Construcción Obra Civil. IMPI, México 2008.
- (18) MAQUEDA, Luís Alberto. "Revisión estructural de una Montaña Rusa Metálica construida en la Ciudad de México", Tesis profesional UNAM - FI, México 2008.



- (19) RICHARDSON, J.G. "Diseño de cimbras", IMCYC, México 1992.
- (20) ANÓNIMO. "Estudio Geofísico para un pozo profundo de extracción de agua potable", México.
- (21) ANÓNIMO. "Mecánica de suelos para una diseño de una Planta Alimenticia", México.
- (22) ANÓNIMO. "Prueba de placa para pavimento rígido de un almacén de materias primas", México.
- (23) ANÓNIMO. "Memoria de cálculo del Taller de Proceso 1, TPR1", México.
- (24) ANÓNIMO. "Memoria de cálculo del Taller de Proceso 2, TPR2", México.

Paginas de consulta en Internet.

- (25) <http://es.wikipedia.org> .- (consulta general).
- (26) <http://www.cmic.org> .- (consulta de guías de seguridad de la CMIC).
- (27) <http://www.scribd.com/mecanicadesuelosyestudiosgeotecnicos> .- (consulta de pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelo del IPN).
- (28) <http://www.secotab.gob.mx/normas/Indice-NMX.pdf> .- (consulta de índice de Normas Mexicanas).
- (29) <http://normas.economia.gob.mx/normasmx/> .- (consulta del catálogo de Normas Mexicanas).
- (30) <http://www.economia.gob.mx/>
- (31) <http://www.onncce.org.mx/>