

45
209



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**REHABILITACION DE UNA TORRE
DE 24 NIVELES EN TLATELOLCO
(EDIF. 20 DE NOVIEMBRE)**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JOSE ANGEL ESTRADA GODINA



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO. D. F.

1991



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 está 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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I.-INTRODUCCION.

La creciente explosión demográfica que en los años cincuenta se presentaba en la ciudad de México, originó que se estableciera una renovación urbana, pues se vivía un momento de repunte en el desarrollo económico y social del país. Esto originó que las obras asociadas a este cambio, renovaran los conceptos de la vivienda y creó una mentalidad de convivencia masiva en las personas.

Por esta razón, la magnitud de estas obras creó un gran reto para los ingenieros y los arquitectos de obras urbanas, pues si se pretendía realizar una obra de estas características, deberían brindar un albergue, en el amplio sentido de la palabra: vivienda, comunicaciones, servicios indispensables, jardines, sitios de entretenimiento o esparcimiento y mantenimiento adecuado de lo anterior.

Fué así que se creó el Conjunto Urbano Nonoalco Tlatelolco (hoy Unidad Adolfo López Mateos), siendo el primer conjunto habitacional de esta índole, que en gran escala se realizó en la ciudad de México; el plan consistió en albergar a más de 80 000 personas en un terreno de 800 000 m², distribuidos en más de 100 edificios.

El terreno donde se desplantó esta Unidad era utilizado como patios de ferrocarril que se encontraban prácticamente abandonados por la Terminal de Ferrocarriles de Buenavista; a la vez que se habían establecido "ghettos" de aquellas personas que no tenían donde vivir.

La mayor parte de las obras construidas fueron del fondo del Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, otra parte con fondos del Instituto de Seguridad Social al Servicio de los Trabajadores del Estado y otra con fondos de compañías de seguros privadas.

El Banco quiso que al éxito que se obtuviera de la construcción de la Unidad, se le asociara el beneficio técnico para obras futuras con las mismas características. Con ese fin se le encargó al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., que realizara una serie de estudios para aprovecharlos en las obras de Nonoalco-Tlatelolco.

Los edificios que conforman la Unidad, tienen distintas características, y cada uno presenta un especial interés para el ingeniero civil. El conjunto está desplantado en la zona compresible del Valle de México, lo que ha originado una serie de problemas en los edificios más pesados. Estos problemas han venido incrementándose a lo largo de los 25 años que tienen de existencia, pues sus soluciones de cimentación han hecho que a medida que pasa el tiempo tengan que hacerse algunos ajustes; no sólo en su cimentación, sino también en su estructura.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal actual, establece nuevos lineamientos para aquellas construcciones que albergan una cantidad considerable de personas, pues se debe brindar toda la seguridad; estructuralmente hablando; de la edificación a ser habitada. Todo esto se debe a que los sismos del mes de septiembre de 1985, trajeron consigo que una serie de fallas que se contemplaban en el R.C.D.F.76 (1), fueran modificadas.

(1) Reglamento de Construcciones para el D.F. 1976.

Lo anteriormente descrito se centrará en la rehabilitación de una torre de 24 niveles denominada como "20 de noviembre" ubicada en el Eje Central Lázaro Cárdenas y el Eje 2 Nte. Manuel González.

Gracias a la ayuda recibida por Organismos internacionales, el Gobierno Federal, através de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (S.E.D.U.E.) y un organismo público (FONHAPD), se creó un programa encargado de llevar al cabo los trabajos de reconstrucción del Conjunto Habitacional. El objetivo del Programa de Reconstrucción Adolfo López Mateos (P.R.A.L.M.), es el proporcionar la máxima seguridad estructural a los edificios que se pretenden reconstruir, puesto que con las nuevas disposiciones del R.C.D.F.87, es necesario que los proyectistas se apeguen de lleno a las edificaciones que esten bajo su control.

Durante los lamentables sucesos de septiembre de 1985, algunas de las estructuras de la Unidad sufrieron daños considerables; desde colapsos totales hasta desplomes evidentes. Por ello es que el P.R.A.L.M., procedió a reforzar los edificios similares al prototipo que sufrió lesiones, a la vez que también, aquellos en los cuales pudiera haber reparación.

En sí el P.R.A.L.M. pretende dar al habitante, la mayor seguridad en las construcciones; para ello, se tendrá que apoyar en un grupo de profesionales encargados del proyecto, así pues se formó un gran equipo en el cual intervendran la Superintendencia General de Obras del Programa, el Director Responsable de Obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, el Corresponsable en Instalaciones, el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectura, la Supervisión externa y la Compañía Constructora, todas apoyadas por su técnicos auxiliares. Como puede observarse es un conjunto de profesionales que llevaran bajo su responsabilidad la buena ejecución de la obra.

Así pues el edificio "20 de noviembre" se pretende reforzar porque ha presentado una inestabilidad debida a su desplome fuera de norma y porque un edificio del mismo prototipo (5 de febrero), tuvo fallas estructurales durante los sismos de 1985; así mismo las torres tipo "N" con características similares a las tipo "M", una de ellas el edificio "Oaxaca" sufrió graves daños por lo que fué demolido.

Después de un estudio completo del comportamiento del edificio se tomó la decisión de rehabilitar todo el edificio y este trabajo consistirá en reforzar la cimentación que en sí, será una recimentación por superficie propiamente dicha, y reforzar la superestructura, al ampliar y reforzar los elementos estructurales importantes; además de que el edificio al cual me refiero en todo este trabajo, ha presentado un comportamiento particular desde que se construyó, pues se le han colocado refuerzos en la cimentación, a la vez que ha presentado grandes desplomes.

Todos estos antecedentes se referirán en el siguiente capítulo, pues es de interés saber cual ha sido el comportamiento del edificio a lo largo del tiempo, a la vez de dar referencias de los cálculos y consideraciones para la nueva reestructuración (cimentación y superestructura).

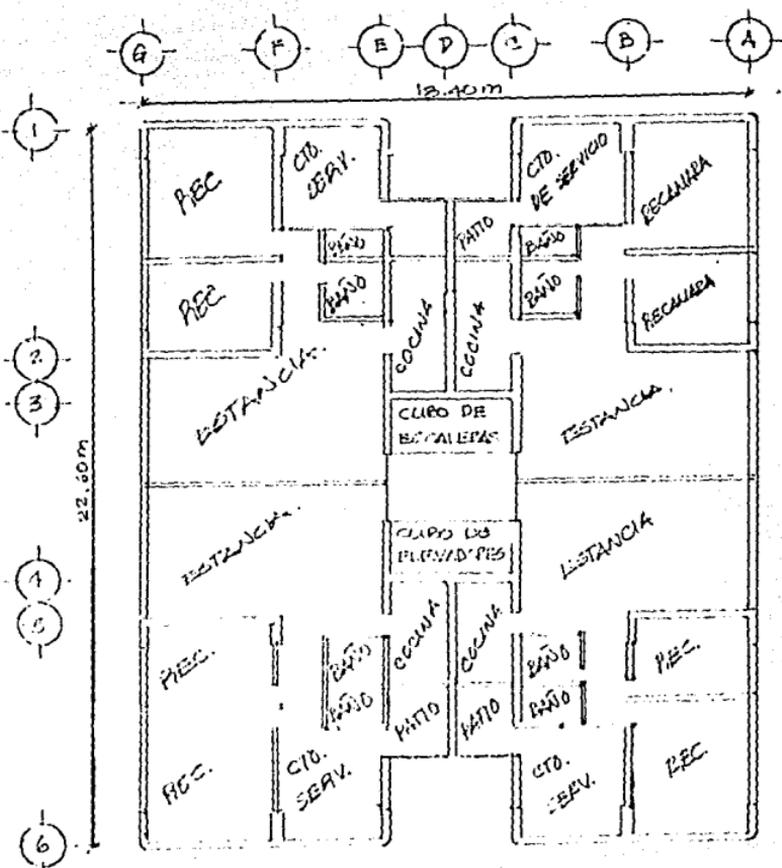
II. - CONSIDERACIONES GENERALES

II.1 ANTECEDENTES.

El edificio "20 de noviembre" se construyó durante el año de 1964 y forma parte de un grupo de cinco de su mismo tipo (tipo M). Consta de 24 niveles y un sótano con un área de 18.40 x 22.60 m; la planta baja esta destinada al comercio, ahí mismo se localiza el vestíbulo del edificio; las veinte plantas tipos cuentan con 4 departamentos cada una; una planta de "pent houses" y en un piso superior, sus respectivos cuartos de servicio; sobre estos se localiza el cuarto de máquinas de los elevadores que dan servicio a 21 pisos (Fig.II.1).

Desde el punto de vista del ingeniero civil, el proyecto original del edificio, presentó algunas características relevantes:

- Su esbeltez, por tener una base menor con respecto a su altura total (67.05m).
- El hecho de carecer de columnas en el sótano y en los 10 primeros niveles de la superestructura, las cargas por acciones horizontales y gravitacionales son soportadas por muros de concreto reforzado de 20 cm de espesor (Fig.II.2). A partir del nivel once, las cargas se proyectan por diagonales o contravientos y columnas de concreto reforzado, además de muros de tabique. Los pisos se componen de una serie de losas aligeradas con casetones de 30 cm de espesor.



Planta Tipo.

Fig. II.1

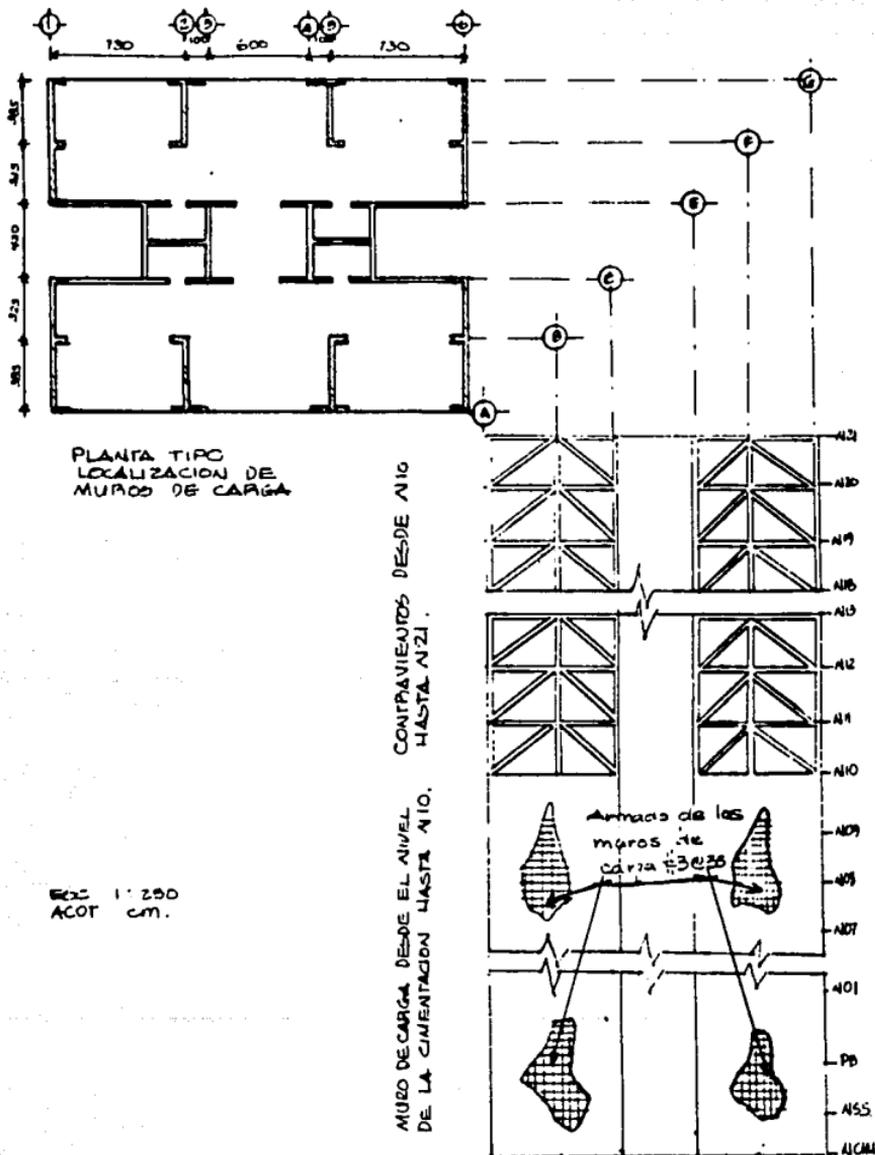


FIG. II.2

Atendiendo a la magnitud de las cargas, a la gran compresibilidad del terreno en la zona donde se ubica la torre y el área de desplante; se determinó como solución a la cimentación, compensar parcialmente el peso propio del edificio y la carga restante transmitirla a una serie de pilotes (66 en total) con una sección circular de 50 cm de diámetro e hincados a 23 m de profundidad (Fig.II.3).

La losa de cimentación de la parte excavada tiene una superficie cilíndrica (cascarón) con el fin de obtener mayor área de contacto. Estos tienen 5.68m de radio y son cóncavos con respecto al terreno, siendo tres en total. Entre cada cascarón se desplantan las contratraves sobre unos tímpanos donde se hincan los pilotes de fricción y también donde se ligan los muros de retención. Estos elementos se asocian en su trabajo, con las acciones verticales y las fuerzas cortantes actuantes (Fig.II.3).

El procedimiento de excavación que se realizó cuando se construyó el edificio, obedeció a que se tenían que limitar los hundimientos del terreno y así evitar los asentamientos diferenciales y totales posteriores. Así pues el proceso se llevo al cabo lastrando el área de excavación durante la construcción. La instrumentación instalada tuvo como fin el limitar los esfuerzos ascendentes del terreno y abatir de alguna forma el nivel de aguas freáticas.

Posteriormente el área de comercios en la planta baja del lado poniente, fue modificada con respecto al proyecto original ampliando 5.20m del paño, este anexo esta construido con una losa de concreto de 12cm de espesor y apoyada sobre unos largueros de acero estructural que se apoyan sobre unos muros de block hueco de concreto y columnas metálicas.

En el año de 1965 se hizo una ampliación a los muros perimetrales de la cimentación original, la cual consistió en adosar un muro de

concreto de 50cm de espesor y 2.90m de peralte, la unión al muro perimetral se logró mediante unos pernos de 2.54 cm de diámetro nominal, colocándose debajo de estos muros unos pilotes metálicos tubulares de 5.08 cm de diámetro exterior, que trabajarán con tratamiento eléctrico hincados hasta la capa dura localizada a 30m de profundidad.

II.2-COMPORTAMINETO ESTRUCTURAL.

Con las disposiciones del R.C.D.F.57 y con todos los criterios considerados para diseñar el edificio, éste debería comportarse adecuadamente a las acciones variables que se presentarán. Sin embargo, cuando el edificio estaba por habitarse; el 6 de julio de 1964; un sismo de intensidad VII en la escala de Mercalli a las 1 hrs 22min 40 seg, sacudió a la ciudad de México. El movimiento tuvo una duración perceptible de 2 min 30 seg en la zona lacustre y de 50 seg en la zona la lomas de la Ciudad Universitaria. El foco se localizó a unos 200 km al SW y afectó seriamente las poblaciones de Coyuca de Catalán y Ciudad Altamirano en el Estado de Guerrero.

En la Unidad había ya instalados unos acelerógrafos (4 en total); de los cuales se obtuvieron los datos de los espectros del movimiento para realizar los estudios encaminados a obtener los criterios que permitieran establecer la cuantificación de la interacción del suelo y la cimentación durante el sismo y a la vez evaluar el comportamiento estructural de la edificación.

Así pues, el movimineto telúrico no causó daños considerables en los edificios del Conjunto, tanto en su estructura como en sus acabados, salvo algunos otros edificios de diferente tipo a éste que presentaron fisuras leves en sus muros y en sus rampas de escaleras, puesto que ellas se encontraban actuando junto con el comportamiento del resto de la estructura.

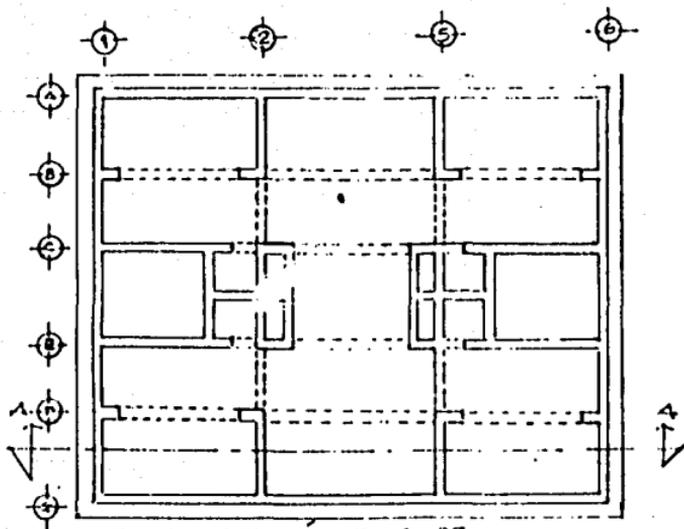
Pero en los tipos de edificios más esbeltos del Conjunto Habitacional ubicados en la zona oriente; el comportamiento de la cimentación no fué satisfactoria a las expectativas; puesto que al recalcular la cimentación se observó que la falla originada, se debió a un factor de seguridad insuficiente que se había disminuido porque en los edificios de la zona poniente del Conjunto, había trabajado muy sobrado. Esto condujo a tomar la determinación de aumentar el momento de inercia en la base de un edificio tipo "N" (similar al "M") afectado con el único fin de disminuir el esfuerzo sobre el suelo debido a cargas por sismo.

Además se presentaron hundimientos súbitos de considerable magnitud en todos los edificios esbeltos, por lo tanto, y de acuerdo al reporte de obra de la supervisión que trabajó durante la construcción del Conjunto, el edificio "20 de noviembre" no presentó ningún daño estructural, pero que tuvo un hundimiento diferido instantáneo de 8 cm durante el sismo, sumando 58 cm totales en todo el perímetro entre junio de 1962 y julio de 1964 (1) (gráfica II.1).

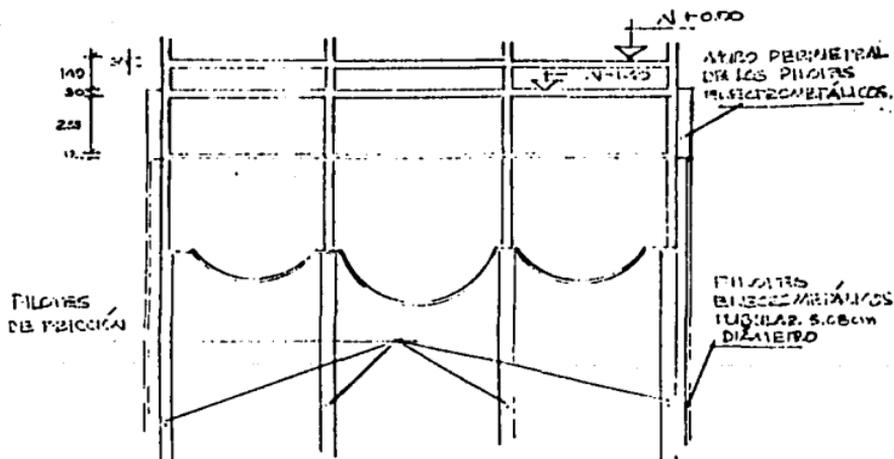
Por tal motivo se tomó la decisión de recimentar el edificio con alguna solución que fuera capaz de frenar los hundimientos de los pilotes, puesto que los pilotes de fricción habían cedido su capacidad ante las acciones verticales, y se optó por una cimentación a base de pilotes tubulares metálicos que se asentaran sobre la capa dura del terreno a unos 30 m de profundidad.

Estos pilotes trabajaron por medio de una fuente eléctrica invirtiendo la polaridad del ánodo donde se conectó para su hinca, aumentando fuertemente su adherencia con las partículas de arcilla del terreno.

(1) REPORTE TECNICO DEL COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO



PLANTA DEL SOTANO Y DE LAS CELDAS DE CIMENTACION



SECCION A-A

ESCALA 1:200

Una vez hecha la recimentación del edificio a partir del año 1966, se observó un cambio en el comportamiento de los movimientos verticales del edificio, ya que la tendencia fué a emerger (gráfica II.2) con respecto a los bancos de nivel superficiales en todos los puntos medidos. debidooa que los pilotes electrometálicos aumnetron su capacidad de carga en casi 3 veces más con respecto a los pilotes de concreto; se comenzó a presentar esta fuerza ascendente en una forma irregular al rededor del perímetro de la contratrabe de los pilotes electrometálicos, que junto con la ayuda de la carga por sismo, originaron una tendencia a inclinarse (desplome) tanto hacia el oeste como hacia el sur.

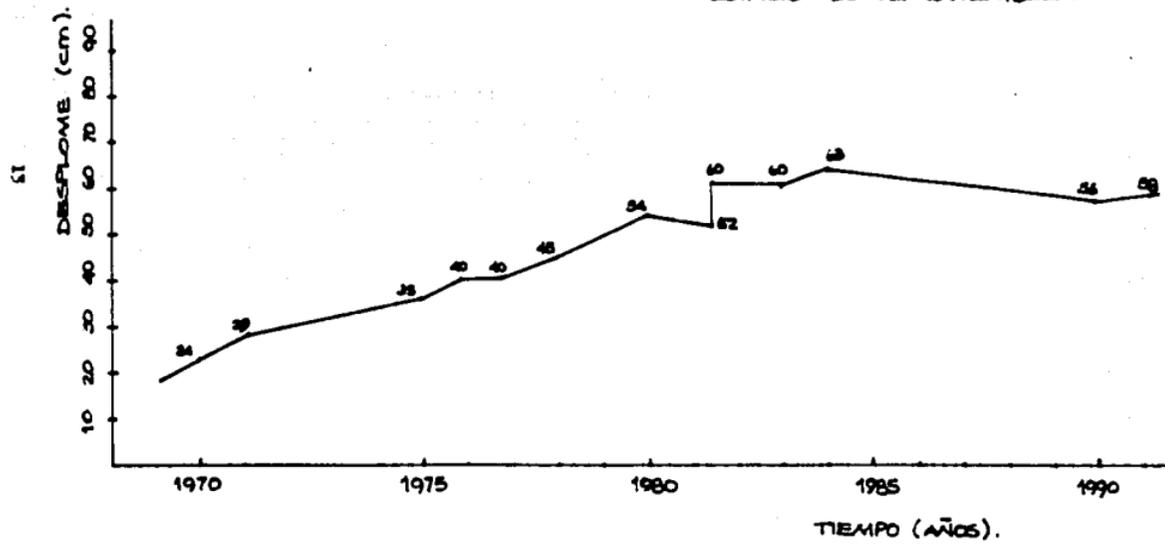
Como puede apreciarse (gráfica II.1), los desplomes presentados en el punto más crítico nos indican la magnitud del actual desplome que es a diciembre de 1990 de 58.40 cm.

Los anteriores datos se obtuvieron de una gráfica presentada en un informe técnico en 1984 destinado a dictaminar la condición de estabilidad de la cimentación, observándose que en el periodo desde que se comenzó a llevar un control de los desplomes del edificio, hasta la fecha de presentar el reporte; la tendencia de inclinación fué a aumentarla, teniendo una velocidad promedio de desplome de 3.13 cm/año. las variaciones bruscas en el movimineto constante y progresivo que en la gráfica se aprecian, se deben a sismos de considerable magnitud presentados en el periodo de análisis.

Actualmente se cuentan con datos veraces a partir de 1988 de varias nivelaciones y determinación de los desplomes, proporcionados por la Coordinación de Trabajos de Campo del P.R.A.L.M. los cuales se añaden a las gráficas II.1 y II.2 ; con lo cual se puede observar sin temor a equivocarse, el actual estado del edificio. Estas nivelaciones se han venido realizando mensualmente y también cuando algún sismo de magnitud considerable se presentara.

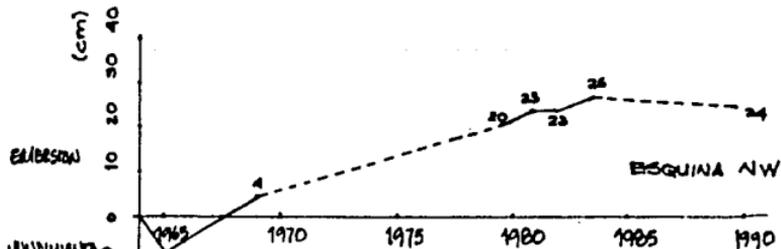
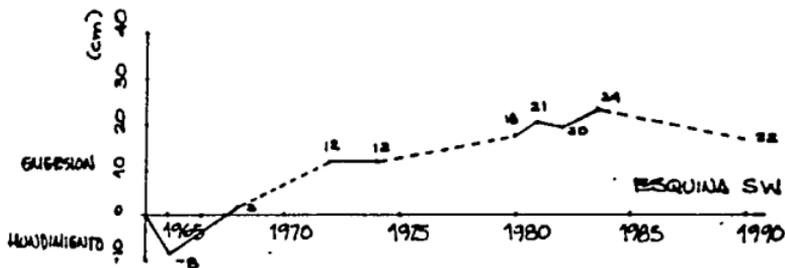
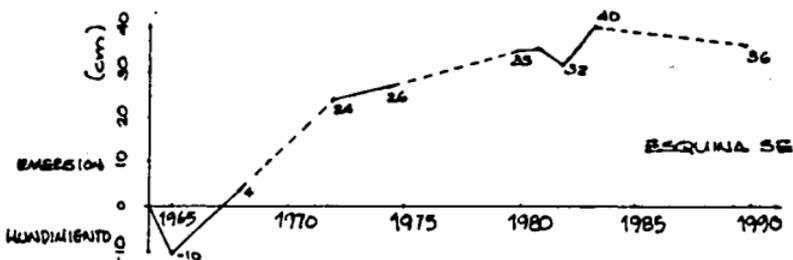
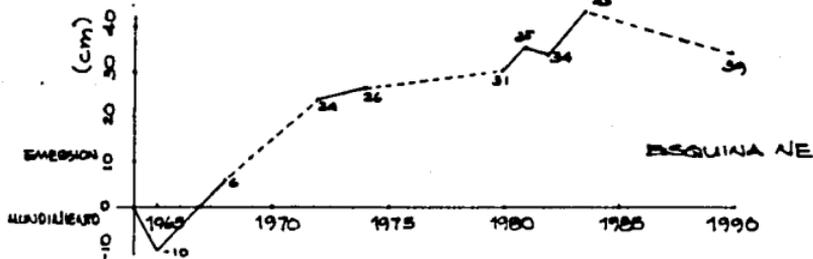
GRÁFICA DEL MAYOR DESPLOME
PRESENTADO EN LA BEQUINA SW .

EDIFICIO "20 DE NOVIEMBRE".



GRÁFICA II.1

GRÁFICA DE MOVIMIENTOS VERTICALES



GRÁFICA II.2

Con los datos anteriores se puede llegar a la determinación del camino a seguir para obtener así el enderezamiento o la verticalidad del edificio mediante diferentes métodos que se implanten.

II.3 EFECTOS DE LOS SISMOS DE 1985.

El jueves 19 de septiembre de 1985 a las 7:19 hrs la ciudad de México sintió los efectos de un sismo; uno de los mayores registrados en el mundo; cuya magnitud registrada fué M.S. = 8.1 en la escala de Richter con una duración aproximada de 100 seg , además alcanzó una intensidad del VIII grado en la escala de Mercalli (modificada por Wood y Newmann), provocando fatales consecuencias. Al día siguiente una réplica del mismo se presentó con una magnitud M.S. = 7.5 en la escala de Richter.

Los sismos acarrearón como consecuencia una gran lección para la ingeniería, que actualmente se esta tomando muy en cuenta para desarrollar un diseño acorde con la región de alto riesgo sísmico. Una de las razones por las cuales estos sismos causaron graves daños en las estructuras, se debió a la combinación de esfuerzos de la intensidad y el tiempo de desplazamiento de la zona; es decir que el periodo fundamental de movimiento de la estructura superó el periodo del espectro de diseño de la zona con un amortiguamiento del 5%.

Con base a la experiencia vivida se tuvo que modificar el R.C.D.F.76 (vigente en el momento de los sismos) haciendo énfasis sobre sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo cambiando sus coeficientes sísmicos, con lo cual se pretende estar dentro del rango de seguridad que marcan las teorías de diseño estructural.

Una de las zonas más afectadas por los sismos fué la zona lacustre del Valle de México, se registraron aproximadamente 400 edificios con graves daños en su estructura y otros 5728 inmuebles con daños menores. La Unidad Nonoalco-Tlatelolco se encuentra ubicada en dicha zona, aquí uno de los cuerpos del edificio Nuevo León se vino abajo y otros ocho sufrieron graves daños y posteriormente fueron demolidos completamente.

Por los daños sufridos en varios edificios de la Unidad, el Gobierno de la República encomendó a la S.E.D.U.E. a que valuara los daños y establecer la factibilidad de reparar o reconstruir. Con esto se estableció un plan consistente en los siguientes pasos:

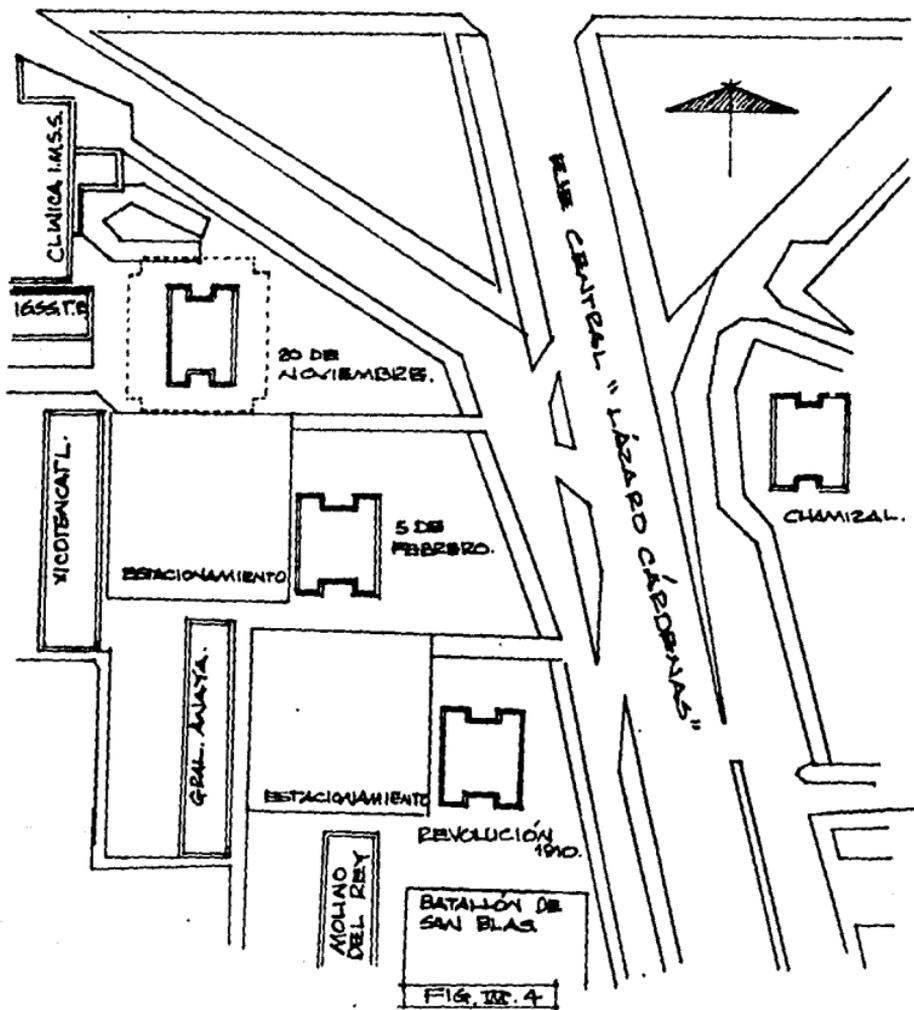
- 1.- Se establecieron brigadas de técnicos profesionales del ramo, para revisar ocularmente cada uno de los edificios de la Unidad.
- 2.- Se realizaron levantamientos de la nivelación y desplomes de los edificios altos.
- 3.- Se realizaron una serie de pruebas "in situ" de la resistencia del concreto y distribución del armado de los elementos estructurales por medio de radiografías; además se extrajeron corazones de concreto para probar su resistencia en laboratorio.
- 4.- Se ranuraron elementos estructurales para tomar pruebas del acero.
- 5.- Se realizaron algunos sondeos para desarrollar un estudio de la mecánica del suelo para verificar la capacidad de carga.

Al término de cada uno de los pasos anteriores se evaluaron los datos obtenidos con el único fin de determinar cual era el grado de seguridad de los edificios en ese momento y con ello establecer el criterio adecuado para tomar una decisión. Los resultados que se obtuvieron se basaron en los datos de la valuación de los daños, así como en la revisión del lastre de las celdas de la cimentación; el funcionamiento mecánico de los elevadores y los resultados de la revisión de los cálculos de las memorias, de los planos estructurales, del proceso de construcción y las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Emergencia del mes de octubre de 1985.

Así fué como se valuó la factibilidad para desarrollar un programa de reconstrucción, considerando el estado estructural que tenían los inmuebles antes de los sismos de 1985. La S.E.D.U.E., el D.D.F. y los profesionales encargados del proyecto, determinaron que deberían de llevarse al cabo los trabajos de reconstrucción, comenzando con demoler ocho edificios que se encontraban en mal estado, y con la reducción de niveles de otros nueve que se excedían en sus estados límite, corriéndose el riesgo de causar estragos sobre los habitantes de la Unidad.

Con el programa de reconstrucción ya establecido, se determinó que tenían que reestructurarse 32 inmuebles de la Unidad entre los cuales se encuentra el edificio "20 de noviembre", motivo del presente trabajo.

BUE 2 NORTE "MANUEL GONZÁLEZ"



II.4 FILOSOFIA DE LA REHABILITACION.

Con la determinación de establecer un programa de reconstrucción; en la rehabilitación del edificio "20 de noviembre", se consideró que un edificio gemelo, sufrió daños durante los sismos de 1985. En los demás edificios del mismo tipo, se reforzó la estructura, para que no presente ningún daño grave durante un temblor.

La rehabilitación propiamente dicha, consistirá en aumentar la superficie de cimentación y construir un cajón aumentando la escuadria de algunos elementos claves de la superestructura.

II.4.1 GEOMETRIA DE LA RECIMENTACION:

Como se puede ver en las figuras II.2 y II.3, el área actual de desplante tiene 18.20m * 22.60m. Con simetría en todas sus direcciones. La nueva cimentación consistirá en aumentar 8.00m a las dimensiones anteriores en las dos direcciones; excepto en la dirección poniente en que se aumentarán 9.00m. Se logra un cajón de cimentación, que consistirá en una losa de fondo de 40cm de espesor, hecha de concreto reforzado, que se desplantará inmediatamente sobre el nivel freático de la zona, localizado a 3.00m debajo del nivel de la planta baja, y que para proyecto se considera como nivel 0.00 (fig. II.5). La losa tapa tendrá un espesor de 15 cm de concreto reforzado. El peralte de las contratraves será de 2.55 m que es la altura del entrepiso del sótano de la actual cimentación, tendrán un espesor variable entre 20 cm y 200 cm para las traves de liga y las contratraves (fig. II.6). Las contratraves que están dentro del área del sótano, tendrán un peralte de 3.55 m e irán adosadas por ambos lados a los muros de carga originales.

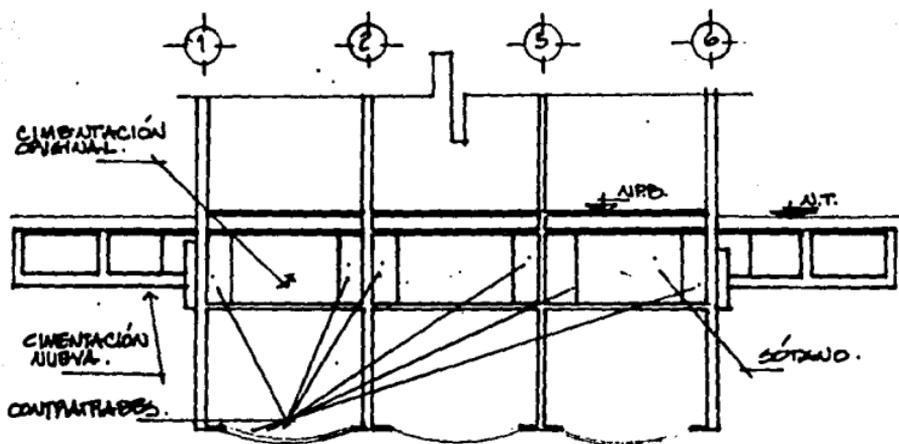


FIG. II.5

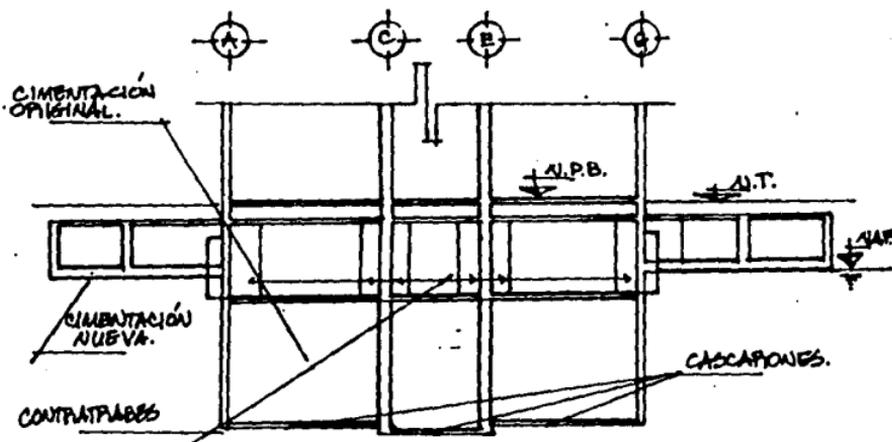


FIG. II.6

Del lado sur, existe un estacionamiento techado cuyo paño coincide con el paño exterior del cajón de la cimentación, las esquinas del cajón serán de 90° excepto la esquina SE que será diagonal siguiendo el paño del muro del estacionamiento que está ya construido. Al norte del edificio se encuentra una rampa de acceso de ambulancias que debe cambiar de ubicación, puesto que su cimentación está dentro del área de la ampliación del nuevo cajón (fig. II.7). Al no haber restricción de ninguna índole, se podrá realizar la obra de la cimentación con las características que se pretende.

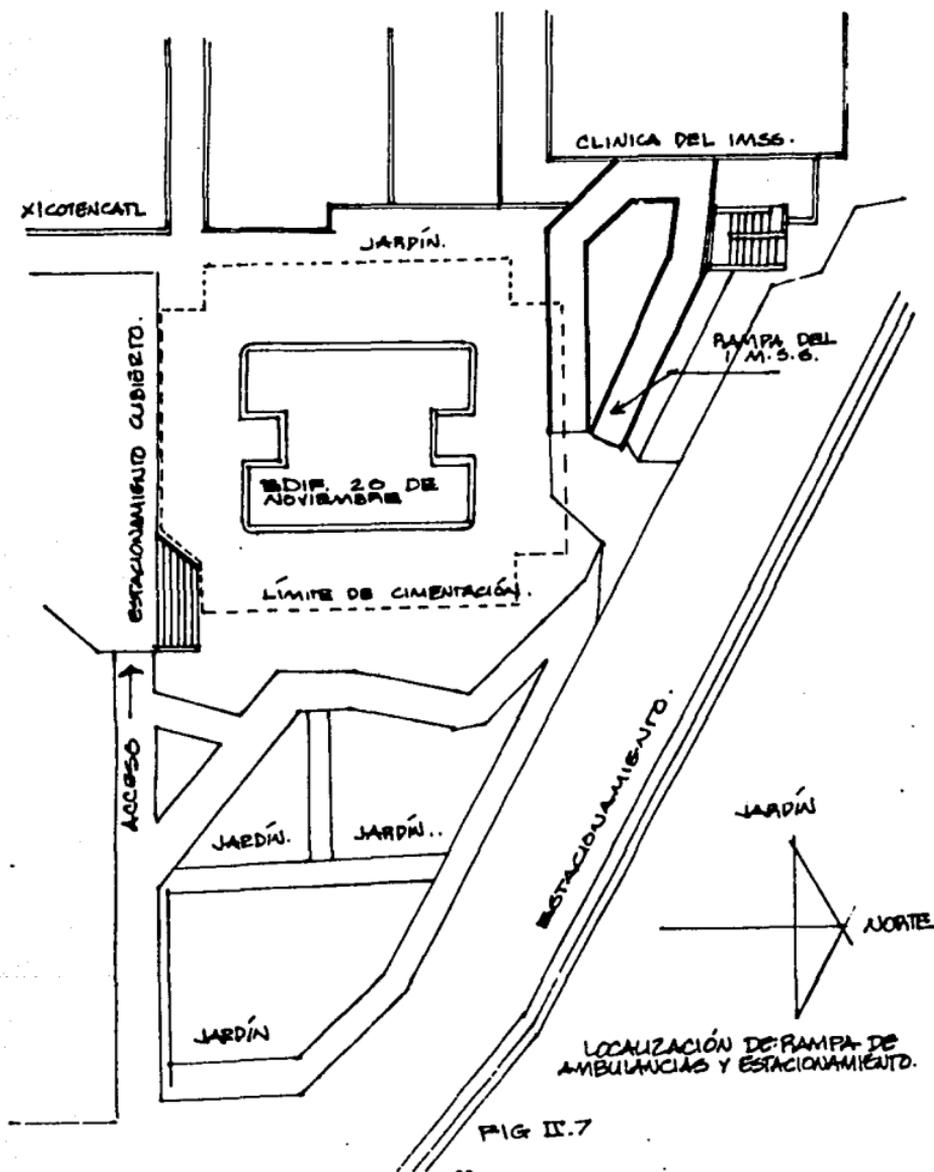
II.4.2 JUSTIFICACION DE LA RECIMENTACION:

Como ya se ha descrito, la recimentación será un cajón, que vendrá a ampliar el área de sótano con el único fin de compensar totalmente el peso propio del edificio, y así, no considerar la acción de los pilotes de fricción y electrometálicos.

Tomando en cuenta los datos proporcionados por un estudio reciente de mecánica de suelos; la capacidad de carga obtenida en la zona de construcción será de 20.00 ton/m² a la profundidad de desplante (3.00 m), la cual está por encima de las 12.00 ton/m² que el peso propio del edificio proyecta sobre el terreno.

En los cálculos anexos se pueden observar los resultados anteriores.

Para analizar la solución de la cimentación por superficie, se tomó la teoría de Skempton indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.



El objetivo de desplantar el nuevo cajón inmediatamente sobre el nivel freático, se exige para no bombear o tratar de abatirlo en grandes proporciones, lo cual ocasionaría asentamientos diferidos no precisados en los cálculos, como han venido sucediendo en las contrucciones con sistemas de cimentación por superficie en la zona lacustre de la ciudad de México. Como el N.A.F. se encuentra a 1.00 m sobre la losa de fondo del sótano, el nuevo cajón se desplantará a ese nivel, haciendo que se traslade esa misma distancia hacia arriba, es por esto que el peralte de las contratrabes en el área del sótano sean mayores que las de la ampliación, puesto que se apoyarán en la losa de fondo; se está estudiando la posibilidad de que las contratrabes sean iguales, para evitar el peso excesivo del apoyo (fig. II.5). El aumento de un metro más del lado poniente, se debe a que el desplome del edificio, tiende hacia dicha dirección, con esto se pretende contrarrestar su efecto, además se refuerzan aún más las contratrabes con respecto a las demás.

Las losas y trabes a construir deberán seguir el nivel de inclinación que el edificio tuviera en el momento de construir; con ello, cuando se haya concluido el trabajo de recimentación, se contemple un programa de lastrado artificial de las celdas para hacer que el edificio recupere la verticalidad.

La solución de esquinado a 90° es porque en dichos puntos se localizan una serie de obras inducidas redistribuidas por los trabajos de reconstrucción de la zona, en la esquina SW se encuentra uno de los sistemas de pilotes de control del edificio "Xicotencatl". Al SE, la solución del esquinado será en diagonal, esto se debe a que en dicho punto se encuentra un muro de carga del estacionamiento sur del edificio "20 de noviembre", así se pretende su demolición, que traería como consecuencia si se hiciera el esquinado a 90° , una modificación en la distribución del estacionamiento incrementándose el costo de la construcción, por tanto la esquina seguirá el paño del muro.

II.4.3 GEOMETRIA DE LA REESTRUCTURACION:

La reestructuración consistirá en aumentar la sección de algunos elementos estructurales clave, como los muros cabeceros norte y sur, y algunos muros o columnas interiores (fig.II.8).

El aumento de los muros cabeceros consistirá en adosar un muro nuevo de concreto reforzado de 20 cm en toda la altura del edificio. La unión entre el muro antiguo y el nuevo se logrará con una serie de elementos de unión llamados "banderillas" y "tacones", distribuidos también a lo largo de la altura (fig. II.9). Las "banderillas" son prácticamente unas anclas hechas con varillas del #6 y tienen una longitud de 35 cm, la mitad de ella se empotra en el muro antiguo y la otra mitad queda fuera, para que así el muro nuevo pueda adosarse; éstas se colocarán en pares con una inclinación de 30° a 45° para asegurar que el muro adosado no se separe, la distancia al centro de cada par es de 90 cm aproximadamente (fig II.9). Los "tacones" también son elementos de unión entre los dos muros, estas son unas espigas o prolongaciones del muro nuevo que tienen una forma de cola de milano. Para hacer estos "tacones" se hace un hueco cuadrado en el muro antiguo de 80 cm en la parte interior y de 60 cm en la parte exterior, en él se coloca un armado con anclas de 1.00 m de longitud aproximadamente que se unirán al armado del muro nuevo, así cuando el concreto se cuele, estas espigas se forman llenándose todo el espacio, los huecos para las espigas se hacen a un tercio de la altura del entrepiso y en el tercio medio de los entre ejes arquitectónicos del muro cabecero (fig.II.9).

A partir del nivel 10, la estructura carece de muros cabeceros, se cuentan con diagonales de concreto de 20 cm de espesor; en este punto el muro nuevo continua con su armado, las diagonales de concreto tendrán una serie de grapas de varilla del #3 a cada 20 cm, con el fin de unirse estructuralmente al muro nuevo. En la parte interior de paño de la diagonal, se prolongará el muro 5 cm, con lo cual el espesor del

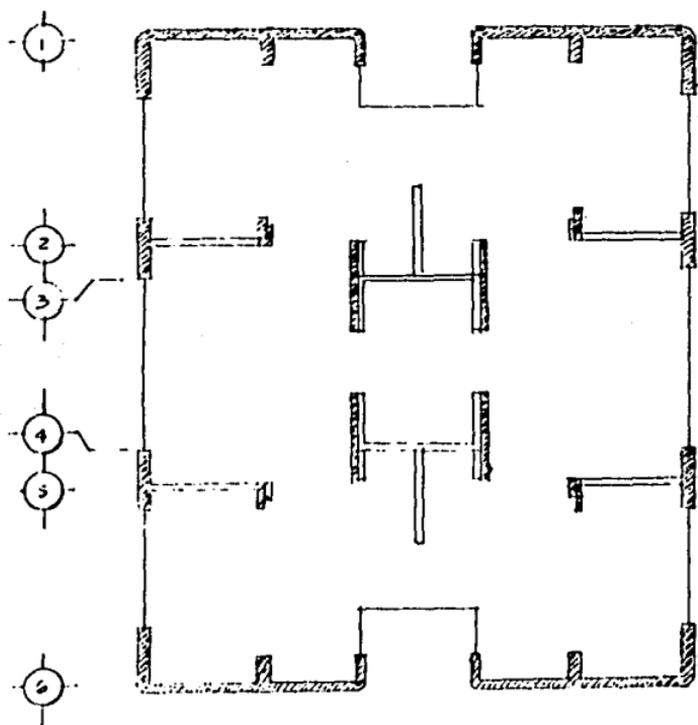
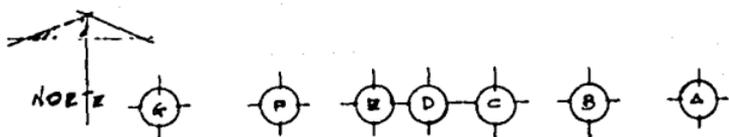
muro será de 45 cm ; así mismo las grapas de las diagonales se unirán al muro, con esto, las diagonales quedarán ahogadas en la estructura del muro nuevo.

En la planta de distribución se observan los demás elementos estructurales a reforzar, como los muros laterales de los cubos de las escaleras y del elevador, que a la vez se prolongan hacia los muros de la cocina, aquí la reestructuración consistirá en adosar un muro nuevo al antiguo con banderillas (fig.II.8). También en la fachada oriente y poniente, la sección de las trabes principales aumenta su sección de 20 cm a 40 cm de espesor (fig.II.9), así mismo el aumento en el refuerzo, las columnas de los ejes A y G en los tramos 4 y 5 también amplian su sección (fig II.8).

II.4.4 JUSTIFICACION DE LA RESTRUCTURACION:

La estructuración del edificio estará acorde con el proyecto arquitectónico original, por lo que no modifica su distribución y funcionamiento como vivienda. En los cálculos se logró que el periodo fundamental no llegara a los 2.00 seg que para el espectro de diseño de la zona es de graves consecuencias, así mismo la interacción suelo-estructura no llegó a dicho tiempo por lo cual los coeficientes del análisis sísmico cumplen con su función. Durante el proceso de evaluación de la reconstrucción, un edificio del mismo tipo al del "20 de noviembre", se sometió a una prueba de tracción directa, observandose un periodo de desplazamiento de 1.96 seg menor que los 2.00 seg de la zona.

La unión del muro nuevo con en antiguo es con el fin de no realizar demoliciones excesivas de la estructura antigua, lo que acarrearía grandes costos; y además asegurar que el muro nuevo no falle por la separación de su elementos.



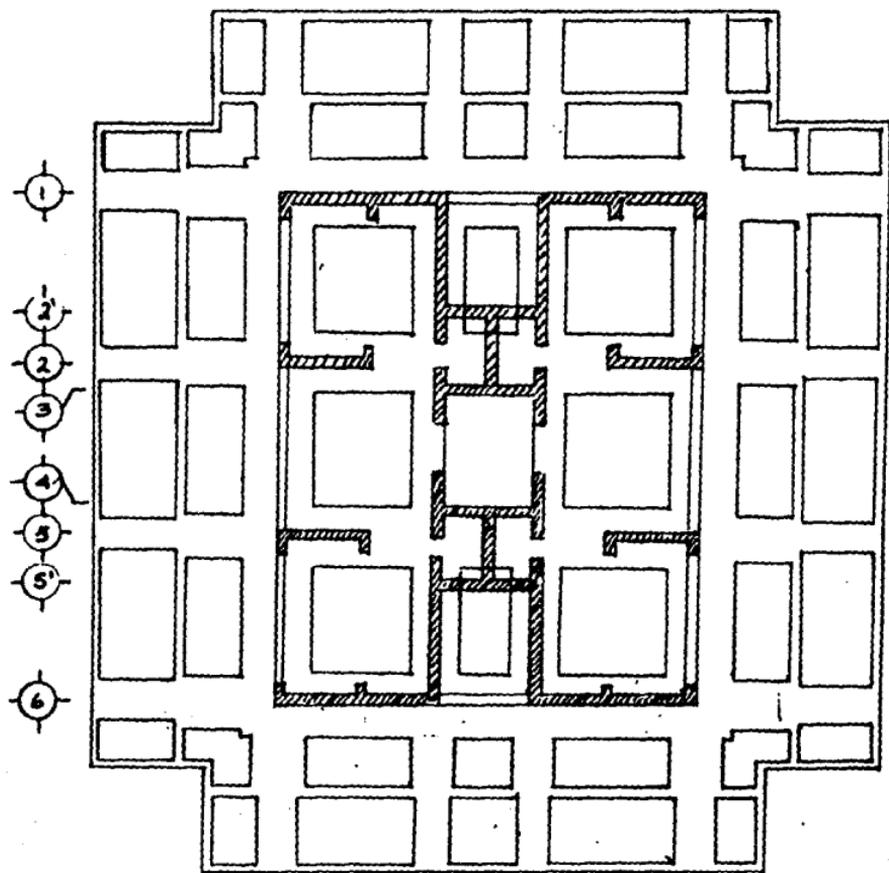
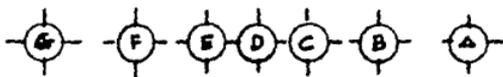
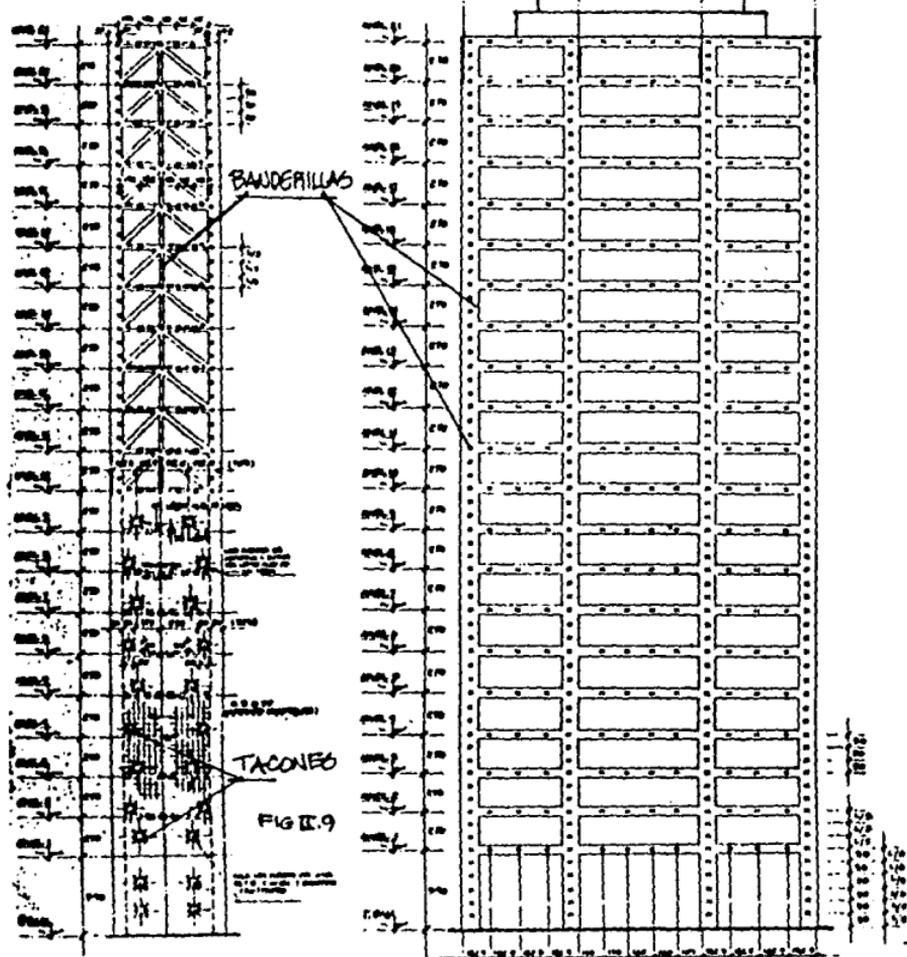


FIG. II. 0A

DISTRIBUCION DE "TACONES"
Y "BAUNDERILLAS" POR EL
EXTERIOR DEL EDIFICIO.



MURO CABECERO
EJE 1 Y 6

29

EJES A Y G

III REFUERZO DE LA CIMENTACION

III.1 ESPECIFICACIONES DE CARGA

III.1.1 BAJADA DE CARGAS.

III.2 ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION:

III.2.1 CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA.

III.2.2 ANALISIS SISMICO ESTATICO.

III.2.3 EFECTO DEL DESPLOME.

III.3 VERIFICACION DE LA AMPLIACION DE LA CIMENTACION:

III.3.1 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

III.3.2 SEGURIDAD DE LA CIMENTACION.

III.3.2.1 EVALUACION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA.
CAPACIDAD DE CARGA.

A) CONDICIONES ESTATICAS.

B) CONDICIONES DINAMICAS.

C) COMBINACION DE CARGAS.

III.3.2.2 EVALUACION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

A) ASENTAMIENTOS INMEDIATOS.

C) ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.

III.3.3 FALLA DE FONDO.

III.3.4 EMPUJE DE TIERRAS.

III.4 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA RETICULA

III.4.1 ELEMENTOS MECANICOS.

III.5 DISEÑO DE LA EXCAVACION.

III.5.1 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

III.5.2 ESTADOS LIMITE DE FALLA.

III.6 DISEÑO ESTRUCTURAL NUEVO.

III.6.1 CONTRATRABES PRINCIPALES.

III.6.2 TRABES DE LIGA.

III.6.3 LOSA DE FONDO.

III.6.4 LOSA TAPA

III.6.5 MUROS DE RETENCION.

III.6.6 UNION DE LA CIMENTACION NUEVA CON LA ANTERIOR.

III REFUERZO DE LA CIMENTACION:

Una vez que se determinó la recimentación, se analizó la seguridad de acuerdo a la evaluación de los estados límite de falla y de servicio. Para ello se tomó en cuenta las cargas que obran en la cimentación; a la vez, se estudió su estabilidad ante las acciones permanentes y variables, las mismas cargas se utilizaron para el diseño y análisis de la superestructura. El desplome que presenta el edificio, repercute sobre los trabajos y proceso de construcción de la cimentación, es decir que se tiene que seguir con el grado de inclinación que se presente en el momento de los trabajos. El diseño estructural del nuevo cajón se apoyará en un análisis.

El proceso de excavación se hará por etapas, para evitar que en algún momento crítico pudiera existir un giro excesivo por la falta de confinamiento. El diseño de la excavación se hará en función del tiempo para terminar de colar una sección y seguir los lineamientos del R.C.D.F.87.

III.1 ESPECIFICACIONES DE CARGA.

Las cargas que obrarán en la estructura seguirán los lineamientos de Reglamento para las cargas vivas; y las cargas muertas serán las que actuarán en forma continua sobre los elementos estructurales. Las cargas básicas para la estimación del peso del edificio son:

CARGAS MUERTAS	kg/m ²
Losa aligerada	410
Muros de block	100
Firme de concreto	110
Yeso	45
Falso plafond	30
Parquet	40
Variabilidad del colado	20
Instalaciones	20
Muros de carga y trabes con su nueva sección	540
Mirawall	55
Cancelería de madera	25
terrazo	150
Mozaico y azulejo	140
Losa precolada de granito	170
Piso de murano	145
Impermeabilizante	5

CARGAS VIVAS (SEGUN EL CAPITULO V DEL R.C.D.F. 87)

	kg/m ²
Carga media empleada para el cálculo de asentamientos diferidos.	70
Carga instantánea para el análisis sísmico.	90
Carga viva máxima utilizada para la revisión estructural de la cimentación y asentamientos del suelo.	170

Obtencion de las cargas que actuaran en el edificio:

-Nivel 24 (azotea):

A=250.50 m ²	Wm=0.5717 ton/m ²	
Gravitacional	Wm + Wv	=0.5717+0.100= 0.6717 ton/m ²
Sismo		=0.5717+0.070= 0.6417 ton/m ²
Para hundimientos		=0.5717+0.015= 0.5732 ton/m ²

-Nivel 23 (cuarto de máquinas y cuarto de servicio):

A=95.00 m ²	Wm=2.2354 ton/m ²	
gravitacional		=2.2354+0.170= 2.4054 ton/m ²
sismo		=2.2354+0.090= 2.3254 ton/m ²
Para hundimientos		=2.2354+0.070= 2.3054 ton/m ²

-Nivel 22 (pent-houses):

A= 280.50 m ²	Wm=1.0281 ton/m ²	
Gravitacional		=1.0281+0.170= 1.1981 ton/m ²
Sismo		=1.0281+0.090= 1.1181 ton/m ²
Para hundimientos		=1.0281+0.070= 1.0981 ton/m ²

Nivel 1 al 21 (plantas tipo):

A=388.44 m ²	Wm=1.640 ton/m ²	
Gravitacional		=1.640+0.170= 1.810 ton/m ²
Sismo		=1.640+0.090= 1.730 ton/m ²
Para hundimientos		=1.640+0.070= 1.510 ton/m ²

- Planta Baja:

A=505.96 m ²	Wm=1.3161 ton/m ²	
Gravitacional		=1.3161+0.170= 1.4861 ton/m ²
Sismo		=1.3161+0.090= 1.4061 ton/m ²
Para hundimientos		=1.3161+0.070= 1.3861 ton/m ²

Bajada de cargas al nivel de la cimentación:

Por carga gravitacional	W _g =19 941.03 ton
Para cargas laterales (sismo)	W _{ls} =19 240.60 ton
Para gargas diferidas (hundimientos)	W _{lm} =19 048.37 ton

Las cargas anteriores aún no son afectadas por sus factores de carga F.C.

III.2 ESTABILIDAD DE LA CIMENTACION

De acuerdo a la zona donde se ubica el edificio, se revisará que el momento de volteo, debido a sismo indicado en el Reglamento actual y con el efecto del desplome, la torre no vuelque, ni se lleguen a rebasar los esfuerzos del terreno, ni del concreto, ni del acero. Así mismo se verificará que no aparezcan grietas.

III.2.1 CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA

Clasificación	Grupo B
Ubicación	Zona III
Coefficiente sísmico	c=0.40
Factor de comportamiento sísmico	Q=2 (DIRECCION ESTE-DESTE) Q=4 (DIRECCION NORTE-SUR)
Tipo de estructura	II (CONCRETO)

III.2.2 ANALISIS SISMICO ESTADICO
DIRECCION ESTE OESTE

NIVEL	Hi m	Hi m	Wi ton	Wi Hi ton m	F1 ton	V1 ton
24.00	2.85	67.86	198.00	13436.28	79.33	79.33
23.00	2.58	65.01	243.00	15797.43	93.27	172.60
22.00	3.03	62.43	345.00	21538.35	127.16	299.76
21.00	2.70	59.40	739.20	43908.48	259.24	558.99
20.00	2.70	56.70	739.20	41912.64	247.45	806.44
19.00	2.70	54.00	739.20	39916.80	235.67	1042.11
18.00	2.70	51.30	739.20	37920.96	223.89	1265.99
17.00	2.70	48.60	739.20	35925.12	212.10	1478.09
16.00	2.70	45.90	739.20	33929.28	200.32	1678.40
15.00	2.70	43.20	739.20	31933.44	188.54	1866.93
14.00	2.70	40.50	739.20	29937.60	176.75	2043.68
13.00	2.70	37.80	739.20	27941.76	164.97	2208.65
12.00	2.70	35.10	739.20	25945.92	153.18	2361.83
11.00	2.70	32.40	739.20	23950.08	141.40	2503.23
10.00	2.70	29.70	739.20	21954.24	129.62	2632.84
9.00	2.70	27.00	739.20	19958.40	117.83	2750.67
8.00	2.70	24.30	739.20	17962.56	106.05	2853.72
7.00	2.70	21.60	739.20	15966.72	94.27	2950.98
6.00	2.70	18.90	739.20	13970.88	82.48	3033.46
5.00	2.70	16.20	739.20	11975.04	70.70	3104.16
4.00	2.70	13.50	739.20	9979.20	58.92	3163.98
3.00	2.70	10.80	739.20	7983.36	47.13	3210.21
2.00	2.70	8.10	739.20	5987.52	35.35	3245.56
1.00	5.40	5.40	782.60	4226.04	24.95	3270.51
			16352.60	533958.10		

NIVEL	V1-hi ton m	Mv ton m
24.00	226.09	226.09
23.00	445.31	671.40
22.00	908.27	1579.67
21.00	1509.27	3088.94
20.00	2177.39	5266.33
19.00	2813.70	8080.03
18.00	3418.17	11498.20
17.00	3990.84	15489.04
16.00	4531.60	20020.72
15.00	5040.71	25061.43
14.00	5517.94	30579.37
13.00	5963.36	36542.73
12.00	6376.94	42919.67
11.00	6758.72	49678.39
10.00	7108.67	56787.06
9.00	7426.01	64213.87
8.00	7705.04	71918.91
7.00	7967.65	79886.56
6.00	8190.34	88976.90
5.00	8381.23	98458.13
4.00	8540.32	108498.45
3.00	8667.57	118666.02
2.00	8763.01	128429.03
1.00	17660.75	140089.78

111.2.2 ANALISIS SISMICO ESTADICO
DIRECCION NORTE-SUR

NIVEL	h1 m	H1 m	W1 ton	W1-H1 ton m	F1 ton	V1 ton
24.00	2.85	67.86	198.00	13436.28	39.66	39.66
23.00	2.58	65.01	243.00	15797.43	46.63	46.64
22.00	3.03	62.43	345.00	21538.35	63.58	63.58
21.00	2.70	59.40	739.20	43908.48	129.62	129.62
20.00	2.70	56.70	739.20	41912.64	123.73	123.73
19.00	2.70	54.00	739.20	39916.80	117.83	117.84
18.00	2.70	51.30	739.20	37920.96	111.94	111.94
17.00	2.70	48.60	739.20	35925.12	106.05	106.05
16.00	2.70	45.90	739.20	33929.28	100.16	100.16
15.00	2.70	43.20	739.20	31944.44	94.27	94.27
14.00	2.70	40.50	739.20	29957.60	88.38	88.38
13.00	2.70	37.80	739.20	27941.76	82.48	82.49
12.00	2.70	35.10	739.20	25945.92	76.59	76.59
11.00	2.70	32.40	739.20	23950.08	70.70	70.70
10.00	2.70	29.70	739.20	21954.24	64.81	64.81
9.00	2.70	27.00	739.20	19958.40	58.92	58.92
8.00	2.70	24.30	739.20	17962.56	53.03	53.03
7.00	2.70	21.60	739.20	15966.72	47.13	47.13
6.00	2.70	18.90	739.20	13970.88	41.24	41.24
5.00	2.70	16.20	739.20	11975.04	35.35	35.35
4.00	2.70	13.50	739.20	9979.20	29.46	29.46
3.00	2.70	10.80	739.20	7983.36	23.57	23.57
2.00	2.70	8.10	739.20	5987.52	17.68	17.68
1.00	5.40	5.40	782.60	4226.04	12.48	12.48
			16352.60	553958.10		

NIVEL	V1-h1 ton m	Mv ton m
24.00	113.04	113.04
23.00	120.33	335.69
22.00	192.65	789.82
21.00	349.97	1544.46
20.00	334.67	2633.15
19.00	318.17	4040.00
18.00	302.24	5749.09
17.00	286.34	7744.51
16.00	270.43	10010.35
15.00	254.53	12530.71
14.00	238.63	15289.68
13.00	222.72	18271.63
12.00	206.79	21459.83
11.00	190.89	24839.19
10.00	174.99	28393.52
9.00	159.08	32106.92
8.00	143.18	35959.44
7.00	127.25	39943.27
6.00	111.35	44038.44
5.00	95.45	48229.05
4.00	79.54	52499.21
3.00	63.64	56833.00
2.00	47.74	61214.51
1.00	67.39	70044.89

III.2.3 EFECTO DEL DESPLOME

Las cargas aún no se afectan por su factor de carga respectivo

$$W_{10} = 14\ 866.0 \text{ ton}$$

$$W_{1c} = 5\ 105.0 \text{ ton}$$

$$W_{1i} = 19\ 971.0 \text{ ton}$$

$$V_s = ccQ * W_{1i} = 0.4 * 2 * (16352.6) = 3270.51 \text{ ton}$$

CENTRO DE MASAS

$$Y = \frac{\sum W_i H_i}{\sum W_i} = \frac{553\ 958.10}{16\ 352.60} = 33.87 \text{ m}$$

EXCENTRICIDAD POR DESPLOME

$$\text{Desplome actual} = 56.00 \text{ cm (d).}$$

$$\text{Altura del edificio} = 56.70 \text{ m punto visado en el nivel 20 (H).}$$

$$\text{Centro de masas} = 33.87 \text{ m (Y}_1\text{).}$$

$$33.37/56.7 = x/0.56 \quad \Rightarrow \quad x = 0.3345 \text{ m}$$

x.- Desplome proporcional al centro de masas.

$$M_{vd} = W_{10} * x = 4972.68 \text{ ton m} \quad ed = m_{vd}/W_{1i}$$

$$ed = 4972.68 / 19971.00 = 0.2489 \text{ m} \quad ed = 24.90 \text{ cm}$$

MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO

$$M_{vs} = v_s * Y_1 = 3270.51 * 33.87 = 110\ 772.17 \text{ ton m}$$

$$100\ 772.17/1.1 = 100\ 702.00 \text{ ton m}$$

$$F_s = 0.8, \Rightarrow M_{vss} = 80561.60 \text{ ton m.}$$

III.3 VERIFICACION DE LA AMPLIACION POR SUPERFICIE

En el caso de terrenos altamente compresibles, es conveniente desplantar la losa de la cimentación a una cierta profundidad, y ahí comenzar a construir el cajón para reducir los asentamientos, además esta área puede tener un uso que obedezca al proyecto arquitectónico, por ejemplo : almacén, estacionamiento, equipos electromecánicos, sótano, etcétera.

Por el peso de la estructura, se determinó que el tipo de la ampliación de la cimentación fuera por superficie; compensar la carga propia, contra la capacidad de carga del terreno y el peso del volumen excavado.

III.3.1 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

De un estudio previo de mecánica de suelos, realizado en el año de 1984, para la realización de un dictamen de la condición de la cimentación del edificio, se tomaron los datos correspondientes de la cohesión del suelo y su peso específico, estos son $c=3.00$ (ton/cm²) y $\gamma = 1.60$ ton/m³ respectivamente.

III.3.2 SEGURIDAD DE LA CIMENTACION

Al verificar la seguridad se debe revisar las distintas combinaciones de carga, para los diversos mecanismos de falla posibles; la capacidad de carga de la cimentación, afectada por sus factores de resistencia, sea mayor o igual su efecto ante las primeras. Además, debe considerarse que las mismas acciones junto con sus combinaciones, no sobrepasen ningún estado límite de servicio establecidos en las N.T.C.D.C.C. del Reglamento.

III.3.2.1 EVALUACION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA.

Se referirá al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la nueva cimentación, o al hecho de que, sin alcanzar ese límite, la estructura presente daños irreversibles. Así mismo se revisará que las cargas no logren alcanzar los estados de falla local, o general, por cortante bajo la losa de fondo de la cimentación; lo anterior se revisará de tres maneras diferentes, infiriendo los resultados para determinar cual será el que se usará para análisis.

A) Condiciones estáticas: $\Sigma Q = 19\ 941.03$ ton

Debido a que el proceso de la recimentación consiste en una ampliación de la cimentación original, esta se desplantará al nivel del sótano, pero como la cimentación original contiene unas bóvedas de cascarones debajo del sótano, por esto es que la cimentación nueva en su conjunto tiene diferentes profundidades de desplante y por lo mismo diferentes características del suelo.

Con lo anterior se debe cumplir con la desigualdad $\Sigma Q F.C. / A \leq C$, donde C es la capacidad de carga del terreno debida a todos sus factores de forma, de capacidad de carga y cohesiones, por lo antes mencionado la ecuación que defina a C para este caso particular será:

$$C = C_1 + C_2 \text{ donde}$$

$$C_1 = c_{u1} N_{c1} F.R. + \gamma_1 D_{f1}$$

$$C_2 = c_{u2} N_{c2} F.R. + \gamma_2 D_{f2}$$

Donde el subíndice 1 nos indica las características de la cimentación original, y el subíndice 2, las de la ampliación.

De acuerdo con lo anterior:

$N_{ci} = 5.14 (1 + 0.25 D_{fi} / B_i + 0.25 B_i / L_i)$, donde el subíndice i indica si es la original o la ampliación.

CIMENTACION ORIGINAL

$$Df_1 = 7.20 \text{ m}$$

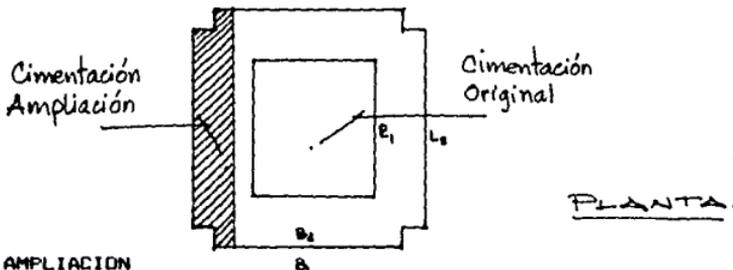
$$B_1 = 18.40 \text{ m} \quad Df_1/B_1 = 7.20/18.40 = 0.3913; \quad B_1/L_1 = 18.20/22.80 = 0.7982$$

$$L_1 = 22.80 \text{ m}$$

$$Nc_1 = 6.686 \quad c_{u1} = 4 \text{ ton/m}^2 \quad \gamma_1 = 1.40 \text{ ton/m}^3$$

$$\therefore c_1 = 4 * 6.686 * 0.7 + 1.4 * 7.2 = 28.75 \text{ ton/m}^2$$

$$A_1 = 419.52 \text{ m}^2$$



PLANTA.

AMPLIACION

B.

Como la ampliación de la cimentación no es simétrica, origina que exista una excentricidad de cargas de 10 cm, que aunada a la excentricidad provocada por el desplome (25 cm)*, la dimensión de la base se reduce con la expresión:

$$B'2 = B_2 - 2e_2 = 35.20 - 2(0.25+0.10) = 34.50 \text{ m}$$

por lo cual $Df_2/B'2 = 3.70/34.50$; $B'2/L_2 = 34.50/38.60$

$$Nc_2 = 6.4263 \quad C_2 = 19.423 \text{ ton/m}^2$$

$$A_2 = (B'2 * L_2) - A_1 = (34.50 * 38.60) - 419.52 = 912.18 \text{ m}^2$$

Como la dimensión en la base en la dirección de análisis se redujo en 70 cm, y considerando que en la misma proporción se redujeran las esquinas de la ampliación; estas se reducirían 35 cm. Por lo tanto habrá que restar un área de 79.98 m², por lo cual el área de la ampliación será. $A_2 = 912.18 - 79.98 = 832.20 \text{ m}^2$

CAPACIDAD DE CARGA TOTAL

$$R_1 = C_1 * A_1 = 28.75 * 419.52 = 12\ 061.20 \text{ ton}$$

$$R_2 = C_2 * A_2 = 19.42 * 832.20 = 16\ 163.82 \text{ ton}$$

$$\text{SUMA} \quad 28\ 225.02 \text{ ton}$$

$$EQ \text{ F.C.} \leq R = 19\ 941.03 * 1.4 = 27\ 917.44 \text{ ton} < 28\ 225.02 \text{ ton cumple}$$

B) Condiciones dinámicas $\Sigma Q = 19\ 240.60$ ton

Momentos de volteo en sus direcciones principales:

$$Mv(e_w) = 140\ 089.78 \text{ ton m} * 0.8 = 112\ 071.82 \text{ ton m}$$

$$Mv(n_s) = 70\ 044.89 * 0.8 = 56\ 035.91 \text{ ton m}$$

Considerando los efectos bidimensionales que indica el Reglamento en lo referente a sismo (Normas Técnicas Complementarias).

$$Mv = Mv(\text{EN LA DIRECCION DE ANALISIS}) + 0.3Mv(\text{EN LA OTRA DIRECCION})$$

$$Mv = Mv(e_w) + 0.3Mv(n_s) = 128\ 882.59 \text{ ton m}$$

Para este caso también se debe de cumplir que $\Sigma Q \cdot F.C. \leq R$

EXCENTRICIDAD POR MOMENTO DE VOLTEO

$$e_{mv} = 128\ 882.59 / 19\ 240.20(1.1) = 6.09 \text{ m}$$

El ancho efectivo del área también se reducirá

$$B'z = Bz - 2e = 35.20 - 2(6.09 + 0.30) = 22.42 \text{ m}$$

La capacidad de carga se calculará como anteriormente se hizo.

$$Dfz/B'z = 3.70/22.42; \quad B'z/Lz = 22.42/38.60$$

$$Ncz = 6.0984; \quad Cz = 18.73 \text{ ton/m}^2$$

$$Az = (B'z * Lz) - A_{1r} \quad A_{1r} = 22.42/35.20 * 18.40 * 22.80 = 267.21 \text{ m}^2$$

$$Az = (22.42 * 38.60) * 267.21 = 598.20 \text{ m}^2$$

$$Rz = Cz * Az = 18.73 * 598.20 = 11\ 204.32 \text{ ton}$$

$$R_1 = \quad \quad \quad = 12\ 061.20 \text{ ton}$$

$$\text{TOTAL} \quad \quad \quad 23\ 265.52 \text{ ton}$$

$$19\ 240.60 * 1.1 < 23\ 265.52 \text{ (ton)} \quad \Rightarrow \quad 21\ 164.66 < 23\ 265.52 \text{ (ton).}$$

∴ cumple con la compensación ante acciones dinámicas.

C) Verificación de la capacidad de carga ante la combinación de cargas.

Esta revisión adicional, determina la capacidad de carga del terreno si llegará a su estado límite de falla ante la combinación de cargas. Por tal motivo las Normas Técnicas Complementarias de Emergencia del R.C.D.F. publicadas en el mes de octubre de 1985 nos indica que se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q \cdot F.C. / A_r - p_v \leq c_u \cdot N'c \cdot F.R. \quad (1 - 0.12 \text{ F.C. } a_0 b \gamma / F.R. \cdot c_u)$$

Donde:

ΣQ .- Peso total de la estructura, en ton.

Ar.- Area reducida de contacto por tomar en cuenta el Mv y su efecto bidireccional, en m².

pv.- Presión vertical total del cajón tomando en cuenta la cimentación y la ampliación, en ton/m².

cu.- Cohesión media del suelo desde el desplante hasta una profundidad b, en ton/m².

N'c.- Factor de capacidad de carga tomando en cuenta su efecto bidireccional, adimensional.

F.R.- Factor de resistencia, F.R.=0.7.

F.C.- Factor de carga, F.C.=1.1.

ao.- Ordenada al origen del espectro de aceleración para el diseño por sismo en la zona donde se ubique la construcción $ao = c/4 = 0.1$.

b.- Profundidad; el menor entre d, 2h, 20 m.

h.- Profundidad desde el desplante hasta la capa dura más próxima, en m.

γ .- Peso volumétrico medio del suelo desde la profundidad b, hasta el nivel de desplante de la cimentación, en ton/m³.

d.- Dimensión del área reducida en la dirección de análisis, en m.

Revisando el estado límite:

$$\Sigma Q = 19\,048.37 \text{ ton}$$

$$B' = 22.42 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e'$$

$$\text{donde } e' = 0.3Mv/\Sigma Q \text{ F.C.} = 0.3 * 156\,035.91/19\,048.37 * 1.1 = 0.8023$$

$$L' = 38.60 - 2(0.8023) = 37.00 \text{ m}; \quad N'c = 6.1307; \quad Ar = B' * L'$$

$$b = 22.42 \text{ m}, \quad 1.2h = 1.2 * 23.45 = 28.14 \text{ m}, \quad 20.00 \text{ m}; \quad \text{el menor } b = 20.00$$

$$\Sigma Q \text{ F.C.} / Ar - pv = (19\,048.37 * 1.1 / 22.42 * 37.00) - (1.60 * 3.70 + 1.4(7.20 - 3.70)) = 14.44 \text{ ton/m}^2$$

$$cu \text{ N'c F.R.} (1 - 0.12 \text{ F.C. } ao \gamma b / \text{F.R. } cu) =$$

$$= 4.00 * 6.1307 * 0.7 (1 - 0.12 * 1.1 * 0.1 * 20 * 1.2 / 0.7 * 4) = 15.22 \text{ ton/m}^2$$

$14.44 < 15.22 \text{ (ton/m}^2)$ \therefore También cumple con la verificación ante este tipo de cargas.

En conclusión, la seguridad de la estructura satisfase las condiciones de compensación ante todas sus combinaciones, por lo que se puede afirmar que la cimentación en cajón, propuesta cumple con lo establecido en el artículo 188 de R.C.D.F.87.

III.3.2.2 EVALUACION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Estos se logran cuando la cimentación alcanza los estados que afectan su correcto funcionamiento pero no su capacidad de soportar las cargas. Se revisará que los movimientos verticales (hundimientos o emersiones), no resulten excesivos ante los valores máximos de la tabla I de las Normas Técnicas Complementarias referente a las cimentaciones, y así no causar daños en toda la estructura, a las redes exteriores de obras inducidas y de servicios públicos, así como a las construcciones vecinas. En este aspecto se tendrá sumo cuidado en atender los resultados de los asentamientos inmediatos y diferidos.

A) Asentamientos inmediatos:

Se obtendrán mediante la teoría elástica, previa estimación de los parámetros del terreno; para ello se recurre al método de Steinbrenner.

$$\Delta p_d = qB/E \cdot [(1-\mu^2) F_1 + (1-\mu - 2\mu^2) F_2] \quad \text{donde:}$$

Δp_d .- Asentamiento inmediato en una esquina, en m.

q.- Carga uniformemente repartida, en ton/m².

B.- Ancho de la cimentación, en m.

E.- Módulo de elasticidad del estrato, en ton/m².

D.- Espesor del estrato, en m.

μ .- Relación de Poisson del estrato.

L.- Largo de la cimentación, en m.

F1, F2.- Factores de influencia en función de de D, B, L
(gráfica III.1).

$E=360 \text{ kg/cm}^2 = 3600 \text{ ton/m}^2$;

$\mu=0.45$;

$q=15.47 \text{ ton/m}^2$;

$B=35.20 \text{ m}$

$L=38.60 \text{ m}$

$D=3.70 \text{ m}$

Relaciones para obtener los factores
de influencia de la gráfica III.1.

$D/B = 0.085$ $L/B = 1.10$

CON LAS RELACIONES ANTERIORES TENEMOS QUE: $F_1=0.02$ y $F_2=0.05$.

Por lo cual $\Delta p_d = 0.23 \text{ m}$

También se puede utilizar la siguiente expresión para obtener los asentamientos inmediatos; el método depende del tipo de estructuración de la cimentación ya sea rígida o flexible:

$\Delta p = q B (1 - \mu^2 / E) I_w$ donde:

Δp .- Asentamiento inmediato, en m.

q .- Carga uniformemente repartida en ton/m^2

B .- Ancho de la cimentación. en m.

μ .- Relación de Poisson.

E .- Módulo de elasticidad, en ton/m^2 .

I_w .- Factor de influencia en función de las características de la cimentación (tabla III.1).

Los valores de q, B, μ y E son los mismos que para el caso anterior. Con la tabla III.1 obtenemos el valor de $I_w = 0.87$.

Por lo cual $\Delta p = 0.105 \text{ m}$.

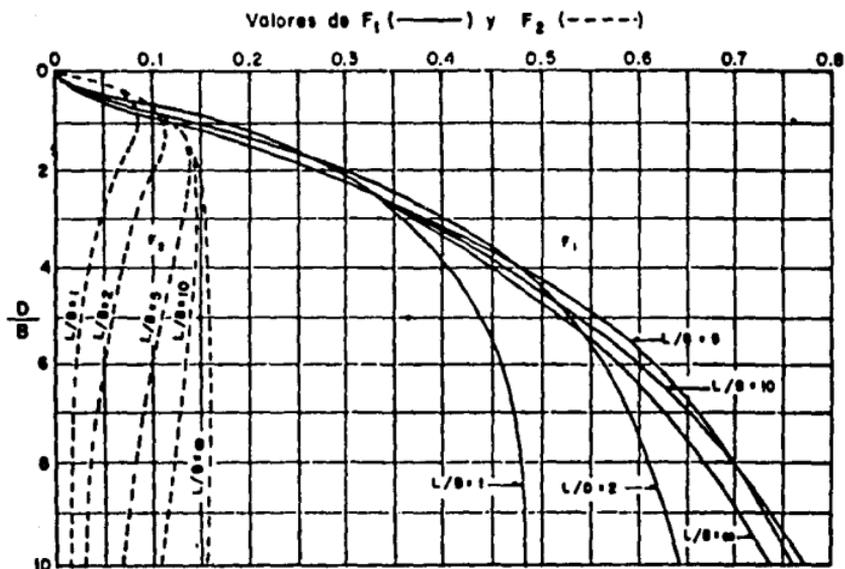
B) Asentamientos diferidos:

Como el estudio de mecánica de suelos de donde se obtuvieron los datos anteriores, no contemplaba una prueba de compresibilidad, por ello no se obtuvo este estado límite. Por lo cual queda pendiente para que la coordinación de los trabajos de campo del Programa de Reconstrucción de Nonoalco -Tlatelolco, ordene que se realice un estudio geotécnico veraz y con datos actuales de la zona, y con ello estimar el orden de estos desplazamientos horizontales y determinar el plan de trabajo a seguir 'a posteriori'.

C) **Inclinación media:**

La tabla II de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, establece los máximos para movimientos y deformaciones; uno de ellos es la inclinación media de la estructura.

La inclinación media visible está dada por $100/(100+3h)$, donde h es la altura del edificio en m. Por lo cual el límite es de 22.35 cm menor que los 58 cm que ahora manifiesta; la estructura excede en más de 35 cm el límite máximo.



Factores de influencia F_1 y F_2

GRÁFICA III.1

Forma	Flexible			Rígida
	Centro	Esquina	Promedio	Promedio
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
$L/B = 1.5$	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.30	1.20
5	2.10	1.05	1.83	1.70
10	2.54	1.27	2.25	2.10
100	4.01	2.00	3.69	3.40

TABLA III.1 FACTORES Iw.

III.3.3 FALLA DE FONDO

La falla del fondo de la excavación de la ampliación de la cimentación, se verificará con el método del círculo de Wilson (ref.7).

Cálculo de las coordenadas del círculo crítico de la superficie de falla:

$$2b = 35.20 \text{ m}$$

$$W = 19\,246.60 \text{ ton}$$

$$\gamma = 1.60 \text{ ton/m}^3$$

$$Df = 3.00 \text{ m}$$

$$L = 38.60 \text{ m}$$

$$c_u = 2.90 \text{ ton/m}^2$$

$$d_e = 0.17 b$$

Coordenadas por la gráfica:

$$x = 2.05b = 2.05 \cdot 17.60 = 36.08 \text{ m}$$

$$y = 0.08b = 0.08 \cdot 17.60 = 14.08 \text{ m}$$

$$\text{radio}(R) \quad R = \sqrt{36.08^2 + 14.08^2} = 38.73 \text{ m}$$

$$\sigma_z = \gamma Df = 1.60 \cdot 3.00 = 4.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\alpha = \text{ang tan } x/y = 68.20$$

$$AD = \pi R \alpha / 180^\circ = \pi \cdot 38.73 \cdot 70.82 / 180^\circ = 46.10 \text{ m}$$

$$\beta = \text{ang cos } (y - Df) / R = \text{ang cos } (14.08 - 3.00) / 38.73 = 70.32$$

$$DB = \pi R \beta / 180^\circ = 3.1416 \cdot 38.73 \cdot 70.82 / 180^\circ = 47.87 \text{ m}$$

$$L' = AD + DB = 46.10 + 47.87 = 93.97 \text{ m}$$

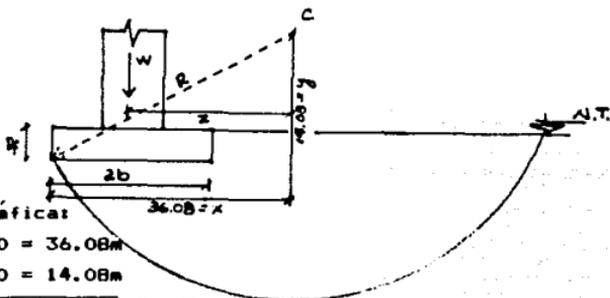
F.S. = $L' R / Wz$; Donde τ es el esfuerzo cortante en la masa del suelo:

$$\tau_z = p / \pi (\alpha + \text{sena}) \text{ y } \tau_{\text{max}} = p / \pi \text{ sena}$$

En una esquina, y a una profundidad de 3.50 m, la relación $Df/b = 0.1989 = 0.20b$, y el esfuerzo cortante máximo será:

$P = W/A = 19\,971.00 / 1258.72$, por tanto $\tau = 4.9483 \text{ ton/m}^2$, $z = x - b$, por lo cual el factor de seguridad $F.S. = 1.788 > 1.50$.

En el centro de la cimentación el $F.S. = 7.2030 > 1.50$.



III.3.4 EMPUJE DE TIERRAS

El empuje de tierras que se presentará en los muros de retención del cajón, se obtendrá utilizando la teoría de Rankine para suelos cohesivos, puesto que este tipo de suelo es el predominante en la zona de construcción de este edificio.

Empuje activo:

$$Ea = 1/2 \gamma H^2 - 2c_u H$$

Donde:

Ea y Ep . - Son los empujes activo y pasivo respectivamente.

γ . - Es el peso volumétrico del suelo.

H . - Es la profundidad o altura del muro.

c_u . - Es la cohesión del suelo.

H_c . - Es la altura crítica.

Empuje pasivo:

$$Ep = 1/2 \gamma H^2 + 2c_u H$$

$$Ea = 1/2 \cdot 1.60 \times 3.00^2 - 2 \times 2.90 \times 3.00 = 7.20 - 17.40 = -10.20 \text{ ton/m}$$

$$Ep = 1/2 \cdot 1.60 \times 3.00^2 + 2 \times 2.90 \times 3.00 = 7.20 + 17.40 = 24.60 \text{ ton/m}$$

$H_c = 4c_u / \gamma = 4 \times 2.90 / 3.00 = 3.87 \text{ m}$ ∴ No será necesario ademar la excavación, puesto que la profundidad de desplante del cajón es de 3.00m.

SUELOS-COHESIVOS FRICCIONANTES:

$$Ea = 1/2 k_a H^2 - 2c_u H / \sqrt{N\phi}$$

$$Ep = 1/2 \gamma k_p H^2 + 2c_u H / \sqrt{N\phi}$$

$$N\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad \text{Número de flujo.}$$

$$k_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$k_p = \tan^2 (45 + \phi/2) = N\phi$$

Considerando la tabla III.2, tenemos:

$$\text{Para } N_c = 6.42, \phi = 4.8^\circ = 5.0^\circ.$$

$$k_a = 0.8397; k_p = 1.9190 = N\phi.$$

$$\text{Por lo cual: } Ea = -6.5148 \text{ ton/m, } Ep = 37.9207 \text{ ton/m}$$

$H_c = 4c_u \sqrt{N\phi} / \gamma \Rightarrow H_c = 10.043 \text{ m}$, mayor que la profundidad de desplante de cajón, por lo cual tampoco tendrá que ademarse las paredes de la excavación en caso de considerar al suelo cohesivo-friccionante.

$$F.S. = N_c c_u / (\gamma H + q) = 6.42 \times 2.90 / (1.60 \times 3.00 + 1.50) = 2.95$$

∴ $F.S. = 2.95 > 2.00$, No habrá falla de fondo.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CAPSA.

θ	N_c	N_q	N_γ	N_c/N_c	$\tan \theta$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.36	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.85	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.36	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.93	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.25	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.85	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.02	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.65	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	55.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	65.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	73.03	0.81	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.34	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.50	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.33	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.54	0.97	0.97
45	133.88	134.83	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.07	1.08	1.07
48	199.26	227.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.53	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.99	1.20	1.19

TABLA III. 2

III.4 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA RETICULA.

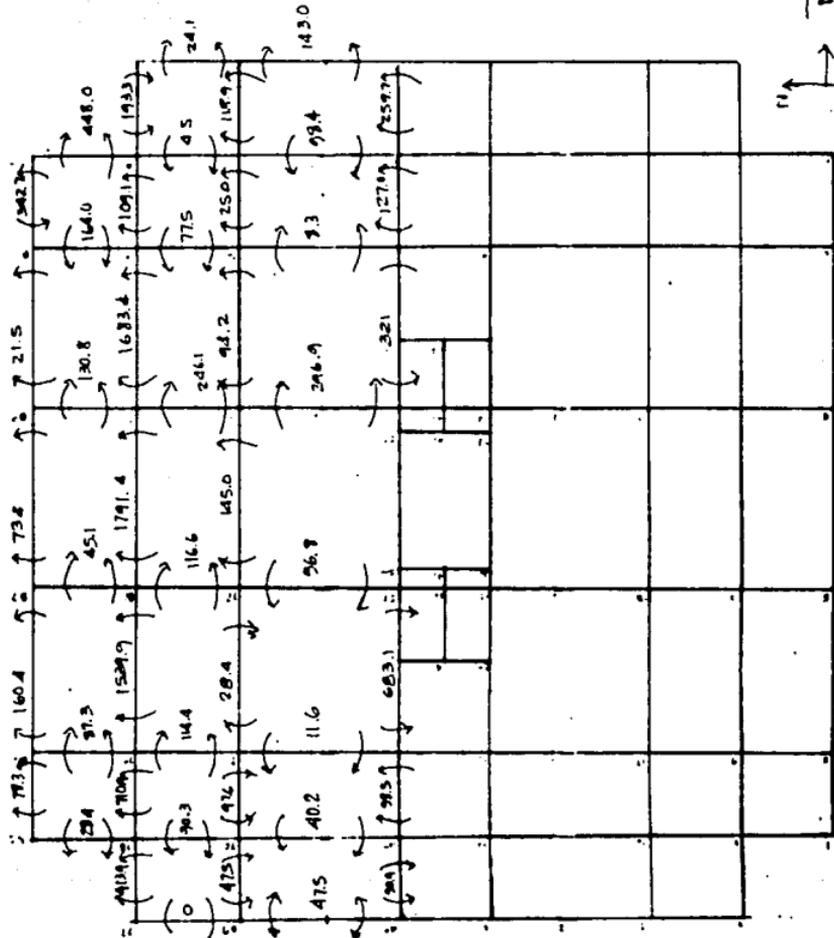
Atendiendo a las cargas que actuarán en el edificio y considerando la restructuración con las disposiciones del Reglamento vigente, se realizó la "Bajada de cargas" hasta el nivel de la cimentación, con el único objeto de realizar el análisis estructural de la retícula y así obtener los elementos mecánicos con los cuales se basará el diseño estructural.

Utilizando un programa de computadora para auxiliar el trabajo reiterativo, los datos anteriores y la fatiga del terreno, dieron como resultado los elementos mecánicos que se emplearán en el diseño de los elementos estructurales de la nueva cimentación; Cabe señalar que también se consideró el desplome que manifiesta el edificio hacia el poniente.

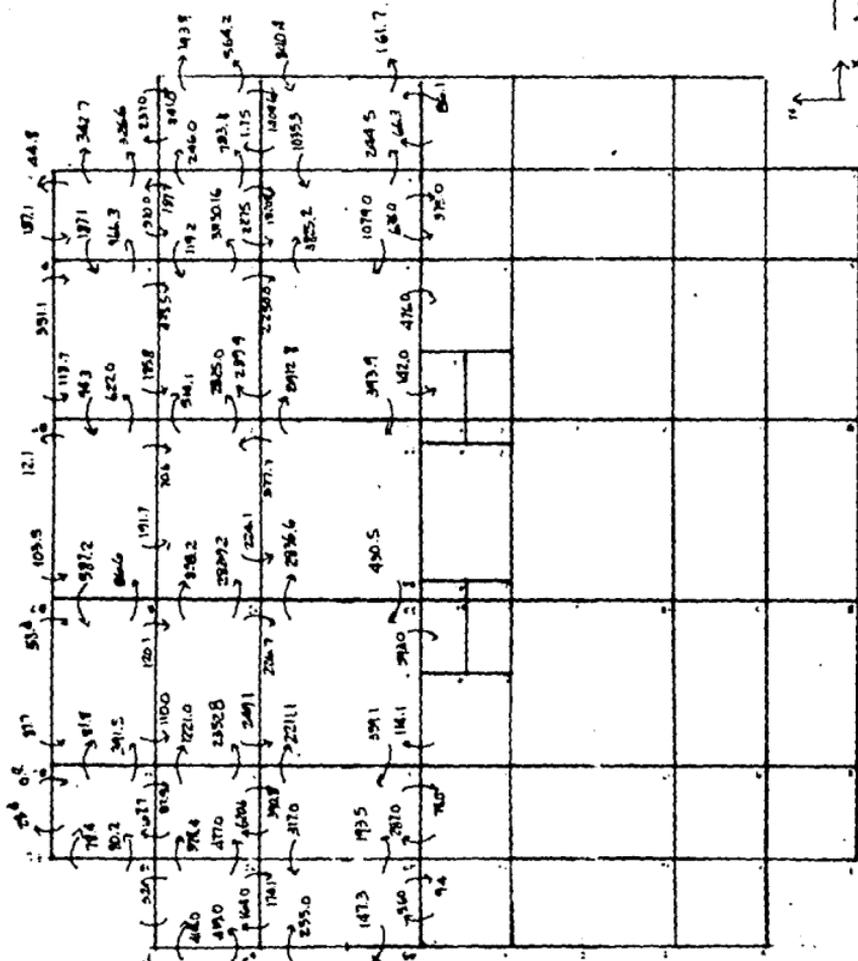
III.4.1 ELEMENTOS MECANICOS.

Como consecuencia de las cargas; el análisis estructural arrojó los datos a continuación proporcionados, gracias al apoyo de un sistema de cómputo, los resultados se tomarán como base para el diseño de los nuevos elementos estructurales. El programa que se utilizó fue el ETABS; los datos de la corrida de computadora se vaciaron en los esquemas anexos.

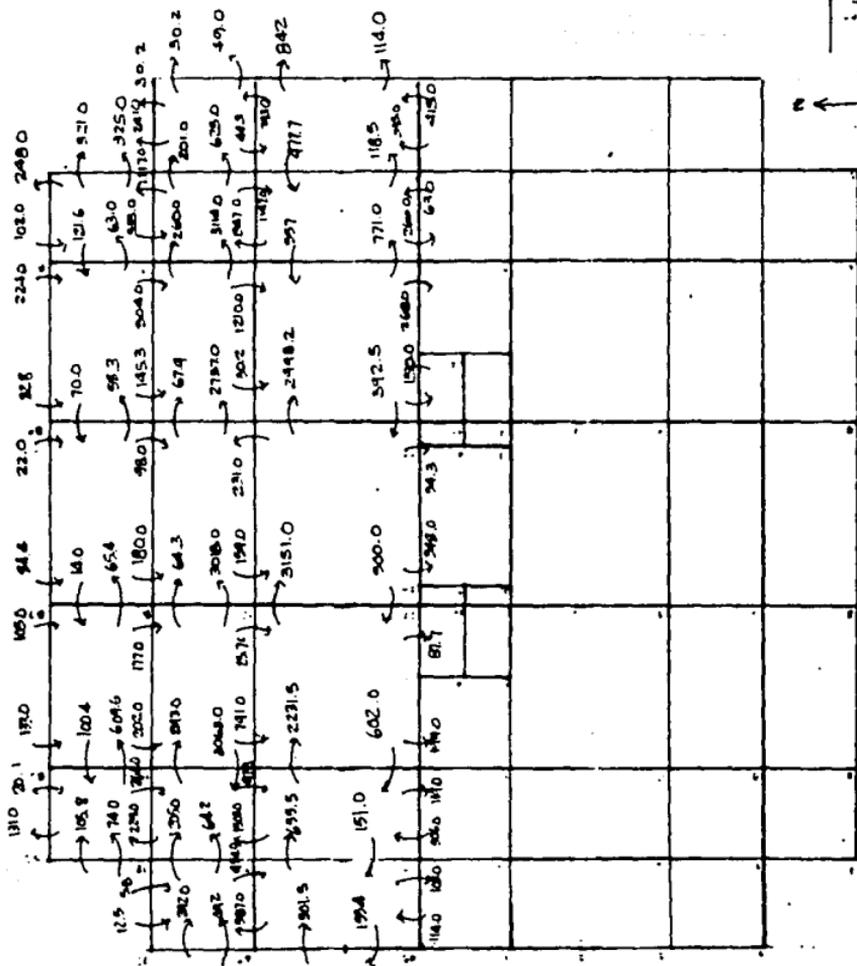
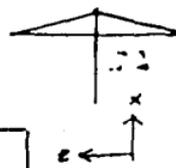
Momentos Flexionantes
 Por Cargas Laterales
 en el eje X (ton.m)



Momentos Flexionantes por Cargas Laterales en eje z (ton.m)

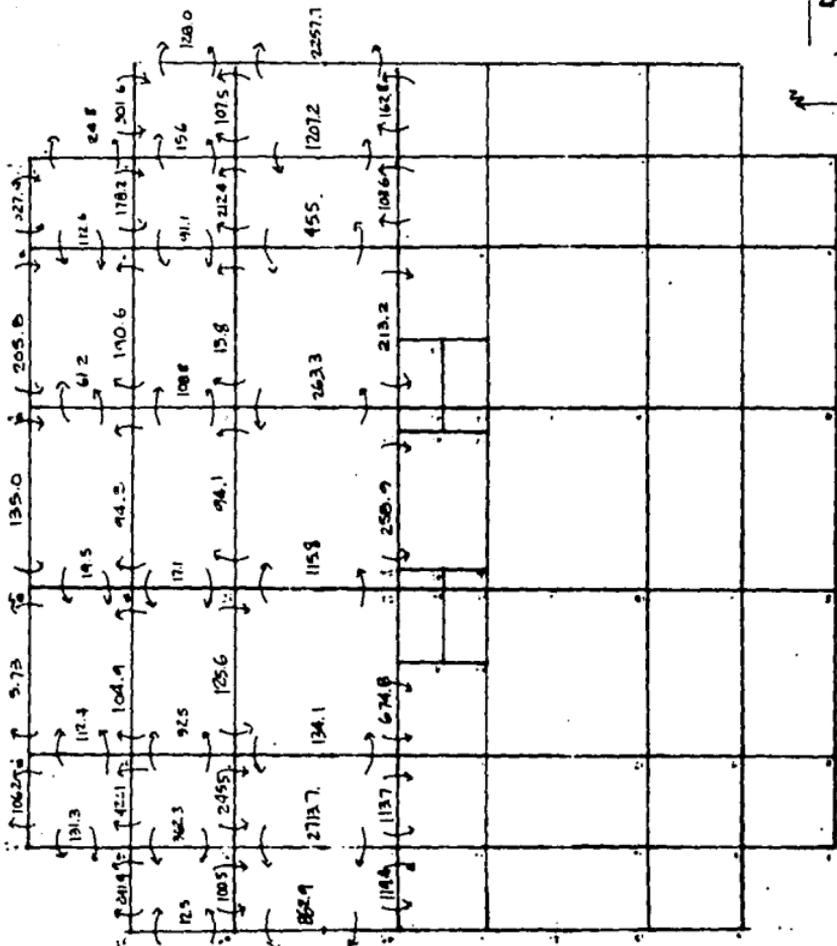
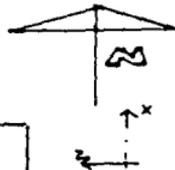


Momentos por Cargas Verticales en eje Z (ton.m) (+)



Momentos Flexionantes por Cargas Verticales (ton m) Ω

EN x



III.5 DISEÑO DE LA EXCAVACION.

De acuerdo con el artículo 228 del Reglamento, se revisarán los estados límite de falla y de servicio considerando los siguientes aspectos:

- 1) Abatimiento del nivel de aguas freáticas.
- 2) Bombeo de las infiltraciones de agua.
- 3) Estabilidad de las paredes y fondo de las excavación.
- 4) Expansión del suelo (bufamiento).

En la excavación por razones de espacio, se hará ademar el perímetro del nuevo cajón de cimentación con cimbra ahogada y comenzarla sin salud; por razones de seguridad tendrá que hacerse el trabajo anterior aunque los cálculos demuestren lo contrario. No se hará el abatimiento del nivel de aguas freáticas para evitar hundimientos posteriores.

III.5.1 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

Se revisará la estabilidad de las paredes de la excavación tomando en cuenta el factor de resistencia correspondiente, dependiendo si la posible falla pueda dañar instalaciones adyacentes de servicios públicos o, a construcciones cercanas.

El factor de seguridad (F.S.) según la referencia 7.

$$F.S. = N_0 \cdot c_u / \gamma H$$

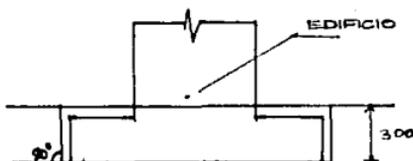
$$\beta = 90^\circ \Rightarrow N_0 = 3.83$$

$$F.S. = 3.83 \times 2.90 / (1.60 \times 3.00) = 2.31 > 1.5.$$

Hay seguridad en excavar el talud a 90° .

$$H = 3.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.60 \text{ ton/m}^3$$



III.5.2 ESTADOS LIMITE DE FALLA.

Este punto se verificará revisando que se cumpla la siguiente desigualdad:

$p_v + \Sigma q \text{ F.C.} < c_u \text{ Nc F.R.}$, donde:

p_v .-Presión vertical actuante, en ton/m².

q .-Sobre carga superficial, en ton/m².

F.C..-Factor de carga, 1.4.

c_u .-Cohesión del suelo, en ton/m².

N_c .-Coeficiente de capacidad de carga definido en III.3.4.

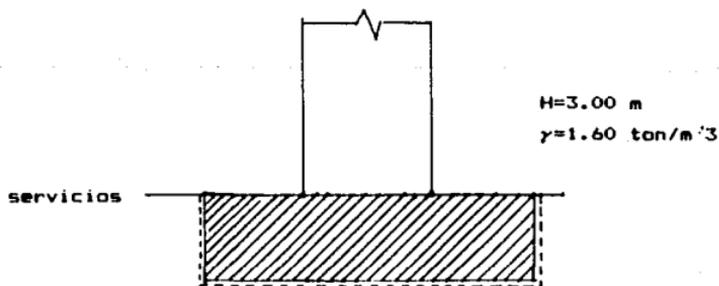
F.R.-Factor de resistencia, 0.7 si no afecta servicios; 0.5 si afecta servicios.

Utilizando la desigualdad anterior, tenemos:

Caso de no afectación a servicios: $6.90 < 13.03$ (ton/m²).

Caso de afectación a servicios: $6.90 < 9.31$ (ton/m²).

Por lo cual no habrá falla de fondo al excavar el terreno donde se contruirá el cajón de cimentación.



III.6 DISEÑO ESTRUCTURAL NUEVO.

El diseño se hará conforme a los resultados obtenidos del análisis estructural (elementos mecánicos). La estructuración del cajón se basará en la geometría original, solamente se reforzaran aquellos elementos estructurales que el análisis solicite, además habrá que tomar en cuenta las disposiciones del R.C.D.F.87 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto; así como la seguridad y estabilidad de toda la construcción con base en los métodos de diseño empleados (elástico y plástico).

Asi pues, se podrá realizar el diseño de cada elemento resistente del sistema estructural de la nueva cimentación. El concreto a utilizar tendrá una resistencia la compresión de 350 kg/cm² y el acero será de grado duro, con una resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

LAS ECUACIONES A EMPLEAR EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION, SERAN:

$$P_{m,n} = 0.7 \sqrt{f'_c / f_y} \quad (\text{ec. i})$$

$$p_{max} = f'_c / f_y \quad 4800 / (f_y + 6000) \quad (\text{ec. ii})$$

$$M_n = F.R. b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec. iii})$$

$$q = p f_y / f'_c \quad (\text{ec. iv})$$

$$M_n = F.R. A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (\text{ec. v})$$

$$V_{cn} = 0.5 F.R. \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. vi})$$

$$A_v = V_u - V_{cn} / F.R. f_y \sin \theta \quad (\text{ec. vii})$$

$$V_{cn} = 1.5 F.R. b d \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. viii})$$

$$A_v = 3.5 b s w_{ax} / F.R. f_y \quad (\text{ec. ix})$$

$$s = F.R. A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta) / (V_u - V_{cn}) \quad (\text{ec. x})$$

$$V_{cn} = F.R. b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. xi})$$

$$a_s = 660 x_s / f_y (x_s + 100) \times 100 \quad (\text{ec. xii})$$

$$a_s = 100 a_s / A_s \quad (\text{ec. xiii})$$

III.6.1 CONTRATRABES PRINCIPALES.

a) CONTRATRABE CORTE 3-3' (FIG.111.1 y 2).

$$Mu = 1404.6 \text{ ton m}$$

$$\text{Porcentaje m\u00ednimo: } p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'c} / f_y \quad (\text{ec.i}) \quad p_{\min} = 0.0031$$

$$\text{Porcentaje m\u00e1ximo: } p_{\max} = f'c / f_y + 4800 / (f_y + 6000) \quad (\text{ec.ii}), \quad p_{\max} = 0.0258$$

$$M_u = F.R. b d^2 f'c q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec.iii}).$$

$$q = p f_y / f'c \quad (\text{ec.iv}) \quad \text{Tomando en cuenta el valor de porcentaje m\u00ednimo tenemos } q = 0.0566.$$

$$\text{De (ec.iii)} \rightarrow b = M_u / (F.R. d^2 f'c q (1 - 0.5q)) =$$

$$= 1404.6 \times 10^6 / (0.9 \times 245^2 \times 230 \times 0.0566 (1 - 0.5 \times 0.0566)) = 205.54 \text{ cm}$$

$$d = 245.00 \text{ cm}; \quad A_s = p b d = 0.0031 \times 205.54 \times 245.00 = 156.11 \text{ cm}^2$$

$$a_{s12} = 11.40 \text{ cm}; \quad \#v's = 156.11 / 11.40 = 13.69 \approx 14.00 \text{ varillas } \#12$$

$$s = b / \#v's = 205.54 / 14.00 = 14.65 = 15.00 \text{ cm}$$

Debido a la separacion y a la gran masa de concreto ser\u00e1 necesario aumentar el \u00e1rea de acero y ajustar la dimensi\u00f3n de b.

$$M_u = F.R. A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (\text{ec.v}).$$

$$q_{\max} = 0.0258 \times 4200 / f'c = 0.4711$$

Tomaremos un valor de q comprendido entre el $p_{\min} < p < p_{\max}$.

$$p = 0.005; \quad q = 0.005 \times 4200 / 230 = 0.0913.$$

$$\text{De la (ec.v) despejamos } A_s \text{ y tenemos que: } b = 185.00 \text{ cm}$$

$$\#v's = A_s / a_{s12} = 222.50 / 11.40 = 19.52 = 20.00 \text{ varillas } \#12.$$

Estribos:

Cortante m\u00e1ximo presentado en la contratrabe indicada.

$$V_u = 2.62 \times 10^6 \text{ skg} = 262.00 \text{ ton} \times 1.4 = 366.80 \text{ ton.}$$

$$v_{ca} = 0.5 F.R. \sqrt{f'c} \quad (\text{ec.vi}) \quad v_{ca} = 0.5 \times 0.8 \times \sqrt{280} = 6.69 \text{ kg/cm}^2.$$

Limitaciones:

$$\text{-Separaci\u00f3n m\u00e1xima:} \quad s_{\max} = d/2 = 245.00/2 = 122.50 \text{ cm}$$

-Acero cortante m\u00ednimo:

$$A_{v_{\min}} = 3.5 s_b / F.R. f_y = 3.5 \times 185.00 \times 122.50 / 0.80 \times 4200.00 = 23.61 \text{ cm}^2$$

Contribuci\u00f3n del concreto:

$$V_{ca} = v_{ca} b d = 6.69 \times 185.00 \times 245.00 = 303\,224.25 \text{ kg.}$$

$$A_v = V_u - V_{ca} / F.R. f_y \sin \theta \quad (\text{ec.vii})$$

$$A_v = (440.00 - 303.20) \times 10^3 / 0.8 \times 4200.00 \times 1 = 40.71 \text{ cm}^2; \quad \theta = 90^\circ$$

Usando varilla del #5. $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$.

Como el diámetro comercial mayor es la varilla del #12, con un área de 11.40 cm^2 , no es posible colocar este tipo de estribos, además de no ser muy maleable por lo tanto tomamos a las varillas del #5 como estribos.

b) Contratrabe sección 2-2' (fig. III.1 y 2).

$M_a = 3850.16 \text{ ton m}$. Factor de carga 1.4.

$M_u = 5390.22 \text{ ton m}$

Considerando que el valor q debe estar entre el $p_{\min} < p < p_{\max}$, tomaremos un valor como: $p = 0.0125$, $q = 0.2283$.

De la (ec.iii) despejamos b , y tenemos $b = 214.75 \text{ cm} \approx 220.00 \text{ cm}$.

$\therefore q = 1 - \sqrt{1 - 2(5390.22 \times 10^5 / 0.9 \times 245.00^2 \times 230.00 \times 220.00)} = 0.2218$.

De la (ec.v) $A_s = 665.00 \text{ cm}^2$.

$\#v's = 665.00 / 11.40 = 58.26 \approx 58$ varillas del #12.

CORTANTE EN EL TRAMO DE ANALISIS DE LA CT



Estribos

El cortante máximo presentado $V_u = 1087.00 \text{ ton}$ $p > 0.01$

$V_{ca} = 0.5 \text{ F.R. } b d \sqrt{f_c}$. $V_{ca} = 360.76 \text{ ton}$.

$V_u > V_{ca}$, $s_{\max} = 0.25 d = 0.25 \times 245.00 = 61.25 \text{ cm}$ porque:

$V_u > 1.5 \text{ F.R. } b d \sqrt{f_c}$ (ec.viii) $\Rightarrow 1087 > 1082 \text{ (ton)}$.

$s_{\max} = \text{F.R. } A_v f_y / 3.5b \Rightarrow A_v = 3.5b s_{\max} / \text{F.R. } f_y$ (ec.ix),

$A_v = 14.04 \text{ cm}$.

Utilizando estribos del #5 por ser el diámetro más apropiado para hacerlos, $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$.

Número de ramas para estribos del #5 = $14.04 / 1.98 = 7.09 = 7.00$ ramas.

Como hay que colocarlos en pares, el número de ramas será 8.

$s = \text{F.R. } A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta) / (V_u - V_{ca})$ (ec.x) $s = 17.95 \text{ cm}$.

@15

@30

@15

c) Contratabe 1-1' (fig. III.1 y 2)

$$M_a = 4005.00 \text{ ton m}$$

$$M_u = 4005.0 \times 1.4 = 5607.00 \text{ ton m.}$$

$$0.0258 > p > 0.0031, \text{ por lo cual } p = 0.011$$

$$\text{Aplicando la (ec. iv)} \quad q = 0.201$$

$$\text{Aplicando la (ec. iii)} \quad b = 249.57 \text{ cm} \therefore b = 255.00 \text{ cm}$$

$$\text{Ajustando el valor de } q: q = 1 - \sqrt{1 - 2(M_u / F.R. b d^2 f''c)} \quad q = 0.1962.$$

$$p = q f''c / f_y \quad ; p = 0.0107 \approx 0.011 \approx 0.015.$$

$$A_s = 0.015 \times 225.00 \times 245.00 = 937.13 \text{ cm}^2.$$

$$\#v's = 687.22 / 11.40 = 60.28 \text{ varillas} = 937.12 / 11.40 = 82.20 \text{ varillas} / 12$$

CORTANTE MAXIMO PRESENTADO:



Como $p > 0.01$, y aplicando la (ec. vi) $V_{ca} = 418.20 \text{ ton}$

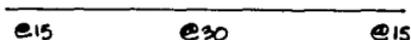
$V_u = 1400 \text{ ton} > 1254.0 \text{ ton}$, aplicando la (ec. viii).

$$s_{max} = 0.25 d = 61.25 \text{ cm}$$

Aplicando la (ec. ix) $A_v = 17.27 \text{ cm}^2$ con varilla del #5, que son 8 ramales del # 5.

Contribucion de los estribos: $V'u = V$ estribo

$$V'u = F.R. A_v f_y d / s \Rightarrow \text{Despejamos } s \text{ y tenemos que } s = 13.64 \text{ cm} \approx 15.00 \text{ cm.} \quad V'u = V_u - V_{ca} = 1400.0 - 418.2 = 981.80 \text{ ton.}$$



d) Contratrabe 3³ Parte central eje C y E (fig. III.1 y 2).

$M_u = 1674.00 \text{ ton m}$

$M_a = 2343.60 \text{ ton m}$

El porcentaje de acero balanceado debe estar entre $0.0258 > p > 0.0031$ si

$p = 0.01$ de la (ec. iv); $q = 0.1826$

de la (ec. iii) despejando a $b = 113.67 \text{ cm} = 115.00 \text{ cm}$

Como la dimensión de la base de la C.T. que esta dentro del sótano tiene 200 cm y se requiere que exista una varilla con una longitud de desarrollo igual a la dimensión de ampliación, la base se aumentará a 150.00 cm para facilidad en la colocación de varillas.

Ajustando q y p :

De la (ec. iii) despejamos a q : $q = 0.1348$.

Aplicando la (ec. iv); $p = 0.0074$.

$A_s = p b d = 0.0074 \times 150.00 \times 245.00 = 271.36 \text{ cm}^2$

Utilizando varilla del # 12; $\#v's = 271.36 / 11.40 = 23.80 \approx 24.00$ varillas.

$\phi_{s2} = 3.81 \text{ cm}$ $s = (b/2) / (\phi_{s2}/2) = 17.72 \text{ cm}$.

Se debe dejar al menos una separación de: un diámetro, pero tomando que son 24 v's, las podemos distribuir en 2 hileras.

$s = 7.44 \text{ cm} = 7.00 \text{ cm}$.

Distribución de estribos:

Cortante máximo:

$V_u = 420.00 \text{ ton}$.

Como $p < 0.01$

$V_{ca} = F.R.bd(0.2 + 30p)\sqrt{f_c c}$ (ec. xi) 420

Sustituyendo valores tenemos que $V_{ca} = 207\ 605.47 \text{ kg} = 207.61 \text{ ton}$.

$1.5 F.R.bd \sqrt{f_c c} = 737\ 934.14 \text{ kg} = 737.90 \text{ ton}$, $V_u < 737.90 \text{ ton}$.

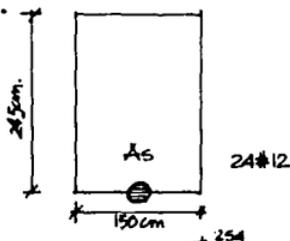
$s_{max} = d/2 = 245.00/2 = 122.50 \text{ cm}$.

Aplicando la (ec. vii); $A_v = 17.58 \text{ cm}^2$ con varilla del # 5.

$\# \text{ ramales} = 17.58 / 1.98 = 8.87 \approx 9$ ramales en pares; 10 ramales

Aplicando la (ec. x); $s = 76.74 = 75.00 \text{ cm}$ con acero del # 5.

Con acero del # 4; $s = 50.00 \text{ cm}$.



e) Diseño de una contratrabe interna del edificio a nivel del sótano
 $M_u = 3360.0 \text{ ton m}$, trabajando con el porcentaje promedio $p = 0.0144$ y
 $q = 0.2636$.

Aplicando la (ec.iii) $b = 165.42 \text{ cm}$, si $q = 0.21$;

$b = 201.43 \text{ cm} \rightarrow b = 200.00 \text{ cm}$.

De la (ec.iv) despejando p tenemos que: $p = 0.011$.

$A_s = p b d = 0.011 \times 245 \times 200 = 536.67 \text{ cm}^2$.

$\#v's = 536.67 / 11.40 = 47.07 \therefore 48$ varillas. Entre las dos contratraves
adosadas 24 varillas cada una.

Separación $b/\phi r = 90.00 / (24 \times 3.81) < 1 \therefore$ Habrá que considerar:

-La colocación en tres hileras de 8 varillas cada una.

$s = 90 / 22.86 = 3.93 \text{ cm} = 4.00 \text{ cm del } \#12$.

-La colocación del acero por variación de la temperatura.

Separación máximas:

$s_{max} \leq$ que el menor entre 50 cm y $3.5 b = 315.00 \text{ cm}$. $s_{max} = 50.00 \text{ cm}$.

Acero a colocar:

$a_s = 660 x_s / f_y (x_s + 100) \times 100 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ (ec.xii) $a_s = 7.4436 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Como $x_s > 15.00 \text{ cm}$ se colocará en dos capas próximas a las caras del
elemento. $A_s = 7.4436 / 2 = 3.72 \text{ cm}^2/\text{m/capa}$. Utilizando varilla del $\#4$

$s = 100 a_s / A_s$ (ec.xiii); $s = 34.14 \text{ cm/capa}$. Por tanto $s = 30.00 \text{ cm}$.

Estribos:

Diseño por cortante:

$V_u = 1749.5 \text{ ton}$ Como $p > 0.01$ se cumple la condición.

Aplicando la (ec.vi) tenemos: $V_{cr} = 327\ 971 \text{ kg} = 328 \text{ ton}$.

Aplicando la (ec.viii) tenemos que el cortante que se presenta
es $983\ 512.2 \text{ kg} = 984.00 \text{ ton}$ que es menor que $V_u \therefore$ la separación máxima

$s_{max} = 0.25 d = 0.25 \times 245.00 = 61.25 \text{ cm}$.

Area de acero cortante:

Aplicando la (ec.ix) tenemos que $A_v = 12.76 \text{ cm}^2$ con varilla del $\#5$

$\#ramas = 12.76 / 1.98 = 6.44 \cong 6$ ramales.

Despejando de la (ec.x) y (ec.xi) a s , y comparandolas observamos que
esta última es menor que la primera, por lo cual cumple con la
condición.

III.6.2 TRABES DE LIGA.

En la ampliación de 9.00 m, es donde se presentan los mayores momentos.

$$M_u = 866.3 \text{ ton m}$$

Elección dimensiones de la sección:

$$p_{\min} < p = 0.0144 < p_{\max}; \quad p = p_{\min} + p_{\max} / 2 = 0.0144$$

De la (ec.iv) $q = 0.2636$; aplicando la (ec.iii), y despejando a d:

$$d = \sqrt{1\ 828\ 657.61 / b} \quad ; \quad \text{por necesidad } h = 255.00 \text{ cm (altura de la CT)}$$

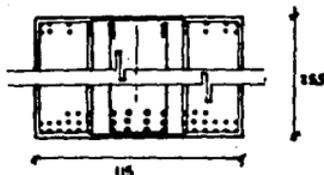
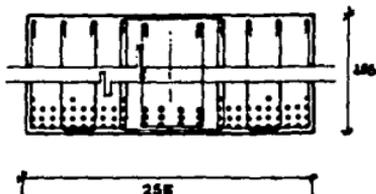
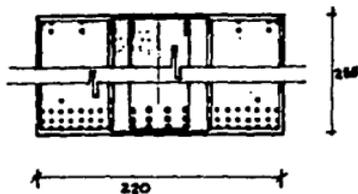
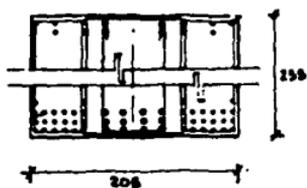
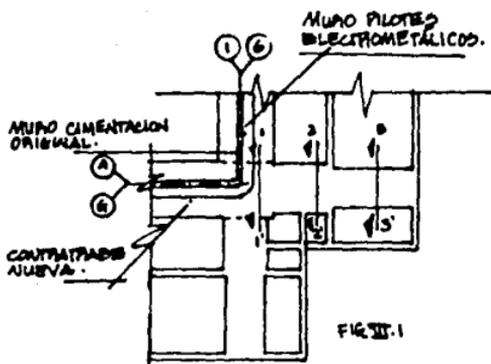
$$\therefore d = 245.00 \text{ cm.}$$

$$b = 1\ 828\ 657.61 / 245.00^2 = 30.46 \text{ cm} \cong 30.00 \text{ cm}$$

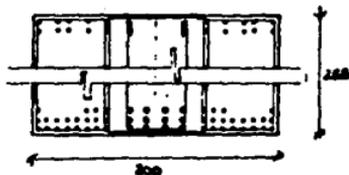
$$A_s = pbd = 0.0144 \times 30.00 \times 245.00 = 105.84 \text{ cm}^2$$

Usando varilla del #12, se necesitarán 10 varillas para el lecho inferior en dos hileras.

La colocación de estribos será similar al de las contratraves.



NOTA:
MALLA ADICIONAL #5
UNICAMENTE PARA "ESTRIBIA"
(LECHO SUPERIOR).



III.6.3 LOSA DE FONDO.

CARGAS:

Carga muerta

Capacidad de carga del terreno 21.00 ton/m²

Carga viva 150.00 kg/m²

Descarga por el peso propio 21.00 ton/m²

Peso propio $0.4 \times 2.4 = 0.96$ ton/m² el espesor propuesto es de 40.00 cm

$W_s = 1146.00$ kg/m² afectandolo con su factor de carga 1600 kg/m².

Cálculo del peralte de la losa:

$$d = 22.60 + 22.60 \times 1.25 + 8.00 + 8.00 / 300 = 80.35 / 300.00 = 0.2228 \text{ m.}$$

Como $f_s > 2000.00$ kg/cm² y $W_s > 380.00$ kg/m², el peralte anterior tendrá que amplificarse.

$$\text{Factor de amplificación } d' = d \cdot 0.034 (f_s W_s)^{1/4} = 0.3390 \text{ m}$$

$$h = d + 2 \text{ (cm)} = 34.00 + 2.00 = 36.00 \text{ cm} \cong 40.00 \text{ cm.}$$

Acero mínimo:

Aplicando la (ec.xiii), $A_{s_{mín}} = 4.08$ cm²/m

Aplicando la (ec.xiii), y sus condiciones, $s_{max} = 31.12 \cong 30.00$ cm

Relación entre la dimensión menor y mayor de la losa.

$$m = a_1 / a_2 = 800.00 / 2260.00 = 0.354.$$

Según la tabla del Reglamento en sus N.T.C.D.C.E.C.

De bore y claro largo discontinuo, interpolando entre 0 y 0.5, caso 1.

(+) en bordes	corto	1119	
interiores	largo	556	$w a_1^2 = 1600 \times 8.00^2 = 102\ 400$ kg
(+) en bordes)			
discontinuos.	corto	406	
(-) en centro	corto	798	
	largo	191	

Aplicando (la ec.iii) y $\mu = k w a s^2$

-Valores de $F.R. b d^2 f^3 c$

Acero negativo $\rightarrow 0.9 \times 100 \times 35^2 \times 2 \times 230 =$
 $= 25\ 357\ 500\ \text{kg cm.}$

Acero positivo $\rightarrow 0.9 \times 100 \times 32^2 \times 2 \times 230 =$
 $= 21\ 196\ 800\ \text{kg cm.}$

-Valores de $A_s = q b d f^3 c / f_y$

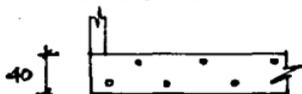
Acero negativo $\rightarrow q \times 100 \times 35 (230/4200) = 191.67q$

Acero positivo $\rightarrow q \times 100 \times 32 (230/4200) = 175.24q$

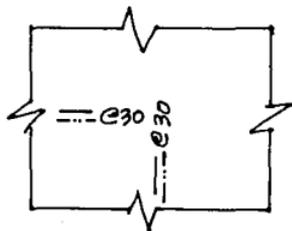
-Separación: (aplicando (ec.xiii)) queda 127/As. Varilla del #4.

		μ (ton m)	q	A_s (cm ² /m)	s#4
(+) En borde	corto	11.46	0.057	9.99	12.71
interior	largo	5.69	0.032	5.61	22.64*
(+) En borde	corto	4.16	0.020	3.51	36.18
discontinuo					
(-) Centro	corto	8.17	0.032	6.13	20.72
	largo	1.96	0.010	1.92	66.15*

* Usar 30.00 cm



— Lecho Superior.
 - - - - Lecho Inferior.



III.6.4 LOSA TAPA.

CARGAS.

Carga muertas:

Relleno: $0.40m \times 1.50ton/m^3$ (tierra suelta húmeda), $\gamma = 0.60ton/m^2$.

Carga viva: $400.00kg/m^2$.

Cálculo del peralte:

$$d = 7.00+3.00+3.00+7.00 \times 1.25/300 = 0.073m.$$

como $f_s > 2\ 000\ kg/cm^2$ y $w > 380kg/m^2$.

Aplicando la fórmula de amplificación del peralte tenemos que

$w_s = 1775kg/m^2$, por lo cual d amplificado queda de $10.68cm$.

$$h = d+2 = 10.68+2 = 12.68\ cm \cong 15.00\ cm.$$

Acero mínimo:

Aplicando la (ec. xii) tenemos que $A_{smin} = 2.05\ cm^2/m$.

Varilla a utilizar #4.

Separación máxima:

Aplicando la (ec. xiii) tenemos que $s_{max} = 61.95\ cm$

Momento negativo:

$$m = a_1/a_2 = 3.00/7.00 = 0.4286 \cong 0.43$$

Según la tabla del Reglamento para cálculo de los momentos de borde y caso I.

(-)En borde	Corto	1137
Interior.	Largo	680
(-)En borde	Corto	45
(+)Centro	Corto	900
	Largo	199

-Valores de $F.R. bd^2 f^3 c$.

$$\begin{aligned} \text{Acero positivo} &\rightarrow 0.9 \times 100 \times 13^2 \times 230 = \\ &= 3\ 498\ 300\ kg\ cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero negativo} &\rightarrow 0.9 \times 100 \times 10^2 \times 230 = \\ &= 2\ 070\ 000\ kg\ cm \end{aligned}$$

-Valores de $A_s = q b d f'' c / f_y$.

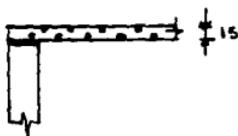
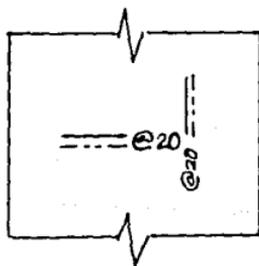
Acero positivo $\Rightarrow q \times 100 \times 13 \times 230 / 4200 = 71.20q$

Acero negativo $\Rightarrow q \times 100 \times 10 \times 230 / 4200 = 54.76q$

-Aplicando la (ec. xiii) tenemos $s/4 = 127 / A_s$, $s/3 = 71 / A_s$

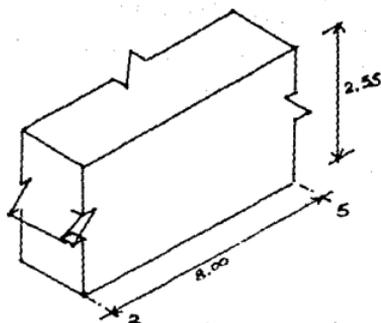
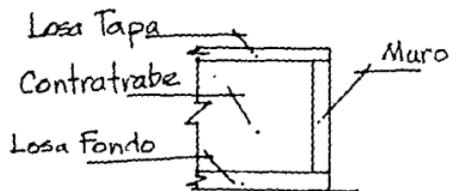
	M_u (ton/m)	q	A_s cm ²	$s/4$ (cm)	$s/3$ (cm)
(-) En bordes corto interiores	1.948	0.06	3.29	38.60	21.58
largo	6.344	0.21	11.50	11.04	6.43
(-) En bordes corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
(+) En el centro	1.542	0.06	4.27	29.74	16.63
largo	1.856	0.08	5.70	22.30	12.45

∴ Se colocará armado a cada 20cm con varilla del #4 en dos lechos.



— Lecho Superior.
 ---- Lecho Inferior.

III.6.5 DISEÑO MURO DE RETENCION.



Las fuerzas que actúan contra el muro de retención se usarán para el cálculo de un segmento de muro en dirección normal.

De la teoría de Rankine del punto III.3.3. tenemos:

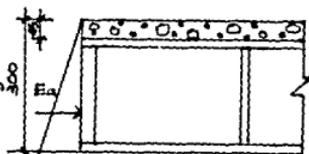
$$E_a = 1/2 k_a \gamma H^2$$

$$k_a = 1 \text{ (en arcilla).}$$

$$E_a = 1/2 \times 1 \times 1.6 \times 3^2 = 7.2 \text{ ton/m}$$

$$E_p = 1/2 k_p \gamma H^2, \quad k_p = 1$$

$$E_a = E_p$$



La localización de la carga o empuje activo y pasivo estará a 1m sobre el desplante del cajón.

-El empuje de la sobrecarga será: $q = 1.00 \text{ ton/m}^2$

$$E_c = k_q H = 1 \times 3 = 3 \text{ ton/m}$$

La localización o profundidad de E_c será la misma que para E_a y E_p .

-Empuje por sismos:

$E_s = 0.6H \text{ c.s.}$, donde c.s. es el coeficiente sísmico (0.40).

$$E_s = 0.72 \text{ ton/m}$$

-Empuje total:

$$E_t = E_a + E_c + E_s = 10.92, \text{ afectado por el factor de carga (1.1),}$$

$$E_t = 12.01 \text{ ton/m}$$

$$E_g = E_p + E_c = 10.20, \text{ afectado por el factor de carga (1.4),}$$

$$E_g = 14.28 \text{ ton/m}$$

Tomando el valor mayor entre E_t y E_g tenemos que $E_t = 14.28 \text{ ton/m}$

-Diseñando como una losa perimetralmente apoyada:

$$m = a_1/a_2 = 2,55/8,00 = 0,3188, m = 0,32$$

$$\text{Peralte mínimo: } d = 2 \times 800 \times 1,50 + 2,55 \times 2^2 / 300 = 9,70 \text{ cm}$$

$$\text{Como } f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w = 14,28 \times 8 = 114,24 \text{ ton, } A = 20,40 \text{ m}^2$$

$$w = 5600 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/cm}^2 .$$

El peralte se verá afectado por el factor de amplificación, el cual dará un peralte total: $d = 21,21 \text{ cm}$

-Tomandola como una viga simplemente apoyada:

$$M_u = w l^2 / 8 = 14,28 \times 8^2 / 8 = 114,24 \text{ ton m}$$

$$V_u = w l / 2 = 14,28 \times 8 / 2 = 57,12 \text{ ton}$$

con la (ec. ii) tenemos que $p_{max} = 0,0258$, y con la (ec. iv)

$q_{max} = 0,4711$; despejando de la (ec. iii) a d : Tenemos que

$$d = 39,15 \text{ cm}$$

Tomando un promedio entre ambas formas de diseño:

$$d = 39,15 + 20,21 / 2 = 29,70 \cong d = 28,00 \text{ cm y } h = 30 \text{ cm.}$$

Tomando en cuenta la tabla 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias:

-Aplicando la (ec. xii) tenemos que $A_{smin} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{m}$.

-Aplicando la (ec. xiii) tenemos que $s_{max} = 27,55 \text{ as}$

$m = 0,42$; caso II No colado monolíticamente.

Acero (+) lado corto 1484

lado largo 621

$$\text{Lado corto } M_u = k w l^2 = 1484 \times 10^6 - 4 \times 5,6 \times 2,55^2 = 5,40 \text{ ton m}$$

$$\text{Lado largo } M_u = 2,26 \text{ ton m}$$

Aplicando la (ec. iii) y despejando q tenemos que:

$$\text{para el lado largo } q = 0,32$$

$$\text{para el lado corto } q = 0,01$$

por lo que $q = 0,32$. De la (ec. iv) $p = 0,0018$; $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

Aplicando la (ec. xiii):

$$\text{con varilla } \#5 \quad s = 40,31 \text{ cm; } \therefore s = 40,00 \text{ cm}$$

$$\text{con varilla } \#4 \quad s = 25,79 \text{ cm; } \therefore s = 25,00 \text{ cm}$$

Colocadas en ambas direcciones y en dos parrillas.

III.6.6 UNION DE LA CIMENTACION NUEVA CON LA ANTERIOR.

Sobre la superficie picoteada de los muros originales, se adosarán los muros nuevos que conformarán la contratrabe, por lo cual, el muro antiguo quedará confinado por ambos lados; solamente en aquel punto donde por dificultad de trabajo o por proyecto, no se construirá por un lado.

Por lo tanto para el diseño de estos elementos se tomará como base el cortante máximo que actuará en el sótano y por medio del análisis del flujo de éste elemento mecánico se determinará si son necesarios o no los conectores.

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$I_x = 2.00 \times 2.55^3 / 12 = 2.7636 \text{ m}^4 \quad V = 1132 \text{ ton}$$

$$\text{Esfuerzo cortante máximo: } \tau_{\max} = 1.5 V/A = 1.5 \times 1132 / (2 \times 2.55) = \\ = 499.42 \text{ ton/m}^2$$

Flujo de cortante en la sección:

$$q = V Q / I_x \text{ (ec.xiv)} \quad q = 1132 \times (1.275 \times 2.00 \times 0.6375) / 2.7636 = \\ = 665.87 \text{ ton/m} = 6658.73 \text{ kg/cm}$$

Resistencia del concreto al cortante:

Aplicando la (ec.vi) tenemos que $V_{cm} = 327\,970.70 \text{ kg}$

El esfuerzo cortante es $v_{cm} = 6.70 \text{ kg/cm}^2 \therefore 328 \text{ ton} < 1132/2 = 566 \text{ ton}$

Es decir se necesitan conectores para unir a las contratraves, ya sea concreto o conectores.

Como el flujo de cortante se distribuye por ambas caras de la contratrabe del sótano entonces el flujo de diseño será:

$$q = 665.87 \text{ ton/m} / 2 = 332.935 \text{ ton/m}$$

El cortante que cada conector debe de soportar será $V = 566.00 \text{ ton}$

La separación ente cada uno de los conectores será:

$$s = V/q = 566.00/332.94 = 1.70\text{m}, \quad s = 1.70 \text{ m}$$

El esfuerzo máximo entre cada conector será $499.42/2 = 249.71 \text{ ton/m}^2$

La sección de cada uno estará dada $\tau = V/A$. Despejando A (área de la sección) tenemos: $A = V/\tau = 566.00/249.71 = 2.26 \text{ m}^2$ en total.

El área unitaria en todo lo largo del sótano $2.26/22.60 = 0.10 \text{ m}^2/\text{m}$

Entre los ejes 1-2 y 5-6 hay una crujía de 7.30 m

$0.10 \times 7.30 = 0.73 \text{ m}^2$ de área para los conectores.

El número de conectores para este claro será: $\# = L/s = 7.30/1.70 = 4.29$, que se aproxima a 5, como en los extremos existen unas contratraves que toman su carga además de lo correspondiente a cada conector, el número de estos será de tres entre los claros; para el claro intermedio, también se harán tres conectores.

Los 0.73 m^2 de área se repartirán en los tres conectores, teniendo cada uno una sección de 0.2433 m^2 , si hacemos cuadrado al conector para facilidad del trabajo, tendremos una dimensión de 0.4933 m lo cual aproximamos a 50.00 cm , lo cual hace un cuadro de 50 cm .

Este cuadro será una ventana que atravesará al muro para unir la contratrabe.

El acero de refuerzo que deberán llevar las ventanas será, aplicando la (ec.vi); $V_{ca} = 16750 \text{ kg} = 16.75 \text{ ton}$

Aplicando la (ec.viii); $A_v = 163.47 \text{ cm}^2$ y sustituyendo en la (ec.x) la separación entre cada varilla del conector será de 50 cm , así es que se colocarán cuatro varillas en cada conector.

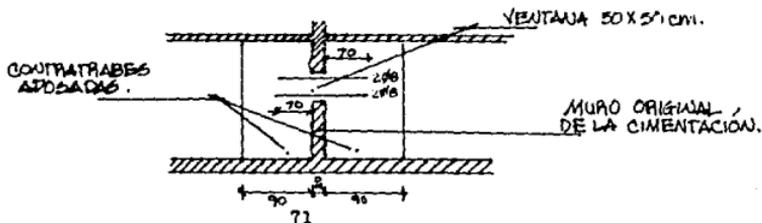
Como en la dirección de análisis existen nueve conectores y treinta y seis varillas, cada una deberá contar con una área de acero de 4.54 cm^2 mínimo, que se cubre con una varilla del $\#8$ (5.06 cm^2).

Como un requisito más para que este conector asegure su trabajo, la longitud de desarrollo (L_d) será:

$L_d = 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64.00 \text{ cm}$, para varilla del $\#8$.

$L_d = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f_y} \geq 0.006 d_b f_y$

$68.25 > 64.00 \text{ (cm)} \therefore L_d = 70.00$



IV REFUERZO DE LA SUPERESTRUCTURA.

IV.1 ESPECIFICACIONES DE CARGA

IV.1.1 BAJADA DE CARGAS.

IV.2 PROPIEDADES FISICAS Y NOTAS GENERALES DE LOS MATERIALES.

IV.3 ANALISIS ESTRUCTURAL.

IV.3.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES.

IV.3.2 RIGIDECES DE LOS ENTREPISOS.

IV.3.3 ELEMENTOS MECANICOS.

IV.4 ANALISIS SISMICO

IV.4.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO.

IV.4.2 ANALISIS SISMICO MODAL.

IV.4.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.

IV.4.4 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

IV.5 DISEÑO ESTRUCTURAL NUEVO.

IV.5.1 MUROS CABECEROS.

IV.5.2 TRABES PRINCIPALES.

IV.5.3 MUROS DE CARGA Y COLUMNAS.

IV.5.4 UNION DE LA ESTRUCTURA NUEVA CON LA ANTERIOR.

IV.6 DISIPADORES DE ENERGIA.

IV REFUERZO DE LA SUPERESTRUCTURA

El propósito de reforzar esta parte de la estructura, es con el único fin de rigidizarla, para que su primer modo de vibración, quede dentro del rango que marca el espectro de diseño del Reglamento indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

Para ello nos basaremos en las especificaciones de carga a considerar (indicadas en el capítulo anterior), tanto para su uso como para su clasificación según el R.C.D.F.87.

Para facilidad de los cálculos se considerará en un punto aparte de este capítulo, las notas generales y propiedades de los materiales a emplear, así como las constantes técnicas y ecuaciones para el método de diseño a utilizar.

El análisis estructural, se procesó en un sistema de cómputo considerando todas las especificaciones anteriores; dando como resultado, los elementos mecánicos que actuarán en los elementos estructurales mencionados. Las propiedades geométricas de las secciones se utilizarán para obtener las rigideces de los entrepisos por medio de las fórmulas de Wilbur y la rigidez de un muro de

cortante, con ello obtendremos los desplazamientos de cada nivel, periodo fundamental, así mismo se utilizarán para el análisis modal que también dará como resultado su periodo de vibración.

El diseño propiamente, se basará en los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y al Reglamento para Construcciones de Estructuras de Concreto Reforzado A.C.I. 318-83.

IV.1 ESPECIFICACIONES DE CARGA.

Las cargas que actuarán en la superestructura son las mismas que se especificaron en el capítulo anterior.

IV.2 PROPIEDADES FISICAS Y NOTAS GENERALES DE LOS MATERIALES.

Las propiedades de los materiales a emplear en el desarrollo de la obra están registradas en las Normas Oficiales Mexicanas (N.O.M.), y serán las que se apliquen en el momento de ejecución de la obra. Cabe recordar que el trabajo de reestructuración será sobre los elementos originales, únicamente se mencionarán las Normas de los materiales empleados en un principio, con el fin de diferenciarlas, con las normas recientes, y ellas regirán sobre el diseño estructural.

Material	$f'c$ kg/cm ²	f_y kg/cm ²	f_s kg/cm ²	E_a 10 ⁶ kg/cm ²	E_c kg/cm ²
Originales	210	4200	2400	2.04	10 000 $\sqrt{f'c}$
Actuales	350	4200	2400	2.04	10 000 $\sqrt{f'c}$ * 14 000 $\sqrt{f'c}$ **

* Concreto tipo I $f'c < 250$ kg/cm².

** Concreto tipo II $f'c > 250$ kg/cm².

Para que estos requisitos puedan utilizarse, se deben de cumplir los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado de concreto, por ello sus propiedades serán:

-Resistencia a la tensión: $f_t = 1.5\sqrt{f'c} = 1.5\sqrt{350} = 28.06 \text{ kg/cm}^2$

-Módulo de ruptura: $f_r = 2.0\sqrt{f'c} = 2.0\sqrt{350} = 37.42 \text{ kg/cm}^2$

-Módulo de elasticidad: $E_c = 261\,916.02 \text{ kg/cm}^2$

-Factores de resistencia:

F.R.=0.9 Flexión

F.R.=0.8 Cortante y torsión

F.R.=0.7 Compresión

$f_{ec} = 0.8 f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$,

Como $f_{ec} > 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_{ec} = (1.05 - f_{ec}/1250)f_{ec} = 230 \text{ kg/cm}^2$

Porcentaje de acero balanceado mínimo y máximo:

$p_{min} = 0.7\sqrt{f'c}/f_y = 0.0031$; $p_{max} = 0.0258$

ECUACIONES A EMPLEAR EN EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

$R_t = 3EI/H^3 + GA/H$ (ec.1)

$M_u = F.R. (A_s f_y d' + 0.5 P_u L (1 - P_u / L t f'c))$ (ec.2)

$P_u = F.R. (b h + 40 (0.8 k d - h) f'c + A' s f_s - A_s f_s)$ (ec.3)

$M = F.R. (A_s f_y d' + A_p a t i n f'c L / 2 + (0.8 k d - L_p) t f'c (d' / 2 - 0.4 k d))$ (ec.4)

$A_v = 0.4 p' d_c s h$ (ec.5)

$V_{ca} = F.R. (0.5 \sqrt{f'c} + p_h f_y)$ (ec.6)

$p_h = V_u - V_{ca} / F.R. f_y d t$ (ec.7)

$V_{ca} = 0.85 F.R. \sqrt{f'c} t L$ (ec.8)

$p_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (p_h - 0.0025)$ (ec.9)

$s = A_v / t p$ (ec.10)

$M_a = F.R. b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$ (ec.11)

$q = p f_y / f'c$ (ec.12)

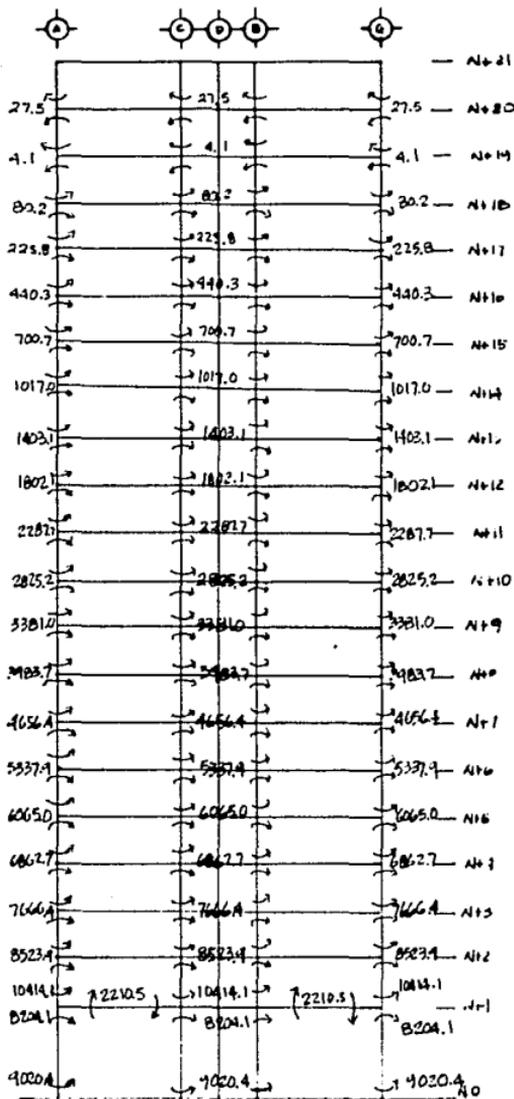
$M_{uz} = A' s f_y (d - d') F.R.$ (ec.13)

IV.3 ANALISIS ESTRUCTURAL

Debido a las cargas que estarán obrando en la reestructuración y a lo indicado en el R.C.D.F.87, se desarrollará el análisis estructural en todos los niveles con la ayuda de un sistema de cómputo, por lo complejo del sistema de distribución de los elementos estructurales del proyecto original. El programa está basado en el método de Kani para la obtención de los elementos mecánicos de la estructura. El programa, fue desarrollado en el Departamento de Estructuras del Instituto de Ingeniería en los años 60.

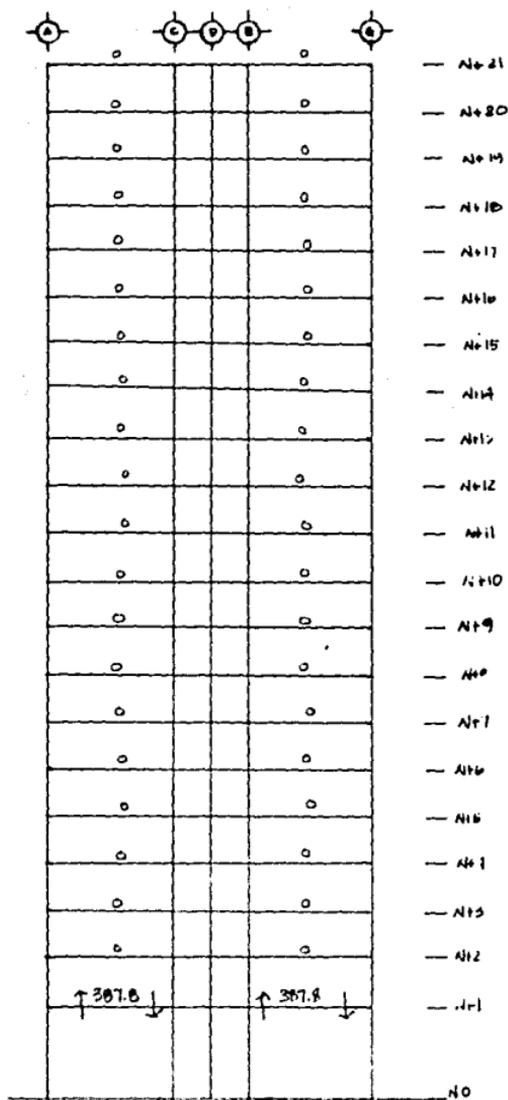
Los elementos mecánicos que resulten mayores son los que se utilizarán para el diseño de los elementos estructurales, la rigidez de cada nivel se obtendrá tomando en cuenta las propiedades geométricas de la sección del elemento estructural, estas se obtendrán con el método de un muro en voladizo o cortante, además con las fórmulas de Wilbur.

Los datos del que resulten del análisis estructural se indicarán en los esquemas anexos de los marcos tipo de la estructura, ahí se verán los elementos mecánicos representativos para el diseño de la estructura.

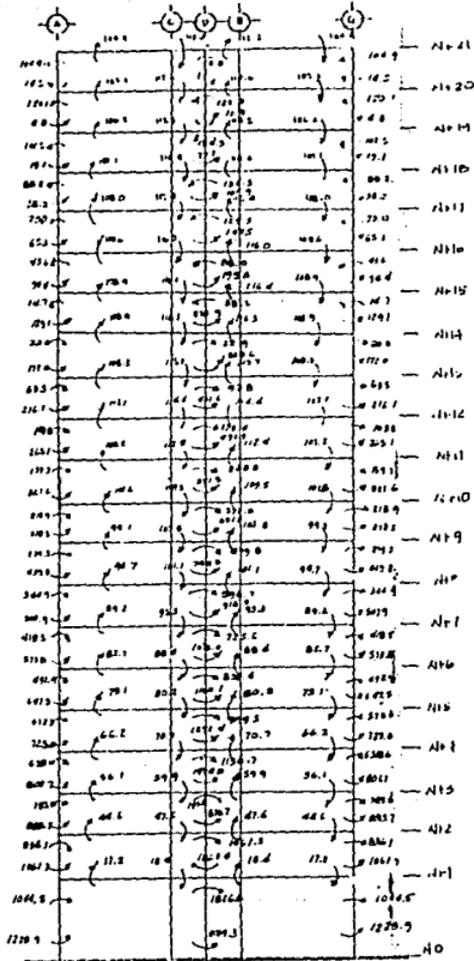


DIRECCION 4-4
 Momentos
 Flexionantes
 Marcos Ejes 1 y 6.
 (ton·m) ↗
 Por Sismo.

DIRECCION 4-4
 Cortantes
 Marcos Ejes 1 y 6
 (ton) ↑ (+)
 Por Sismo.

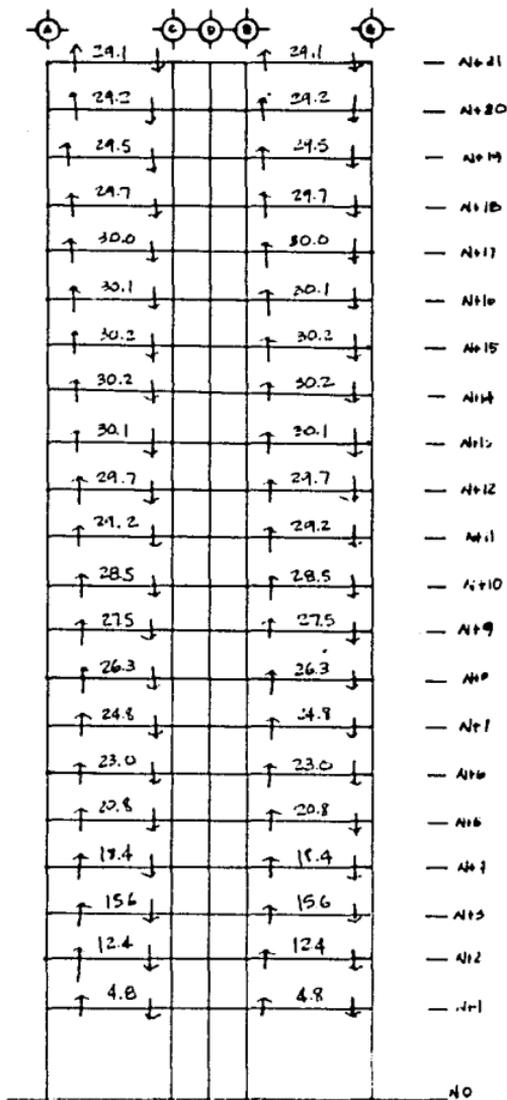


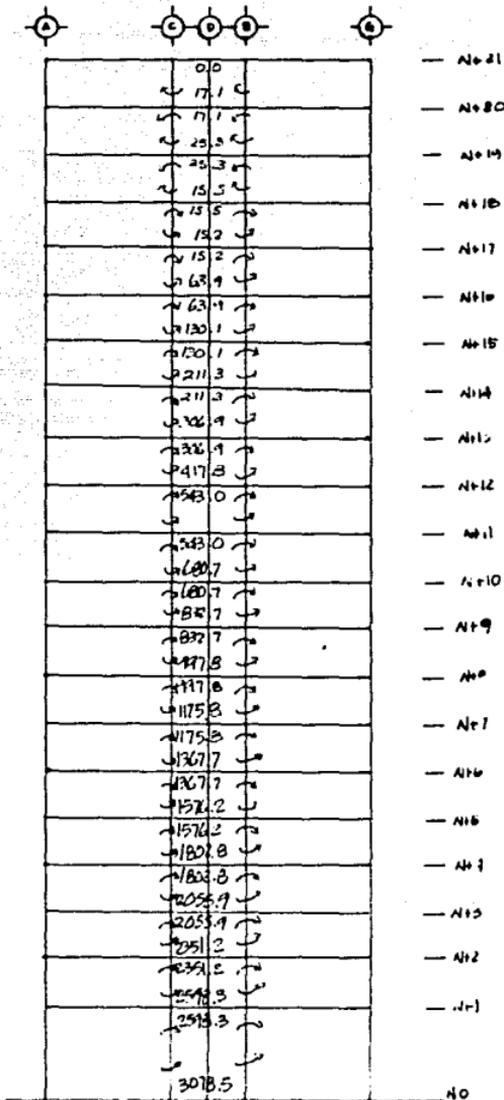
ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA



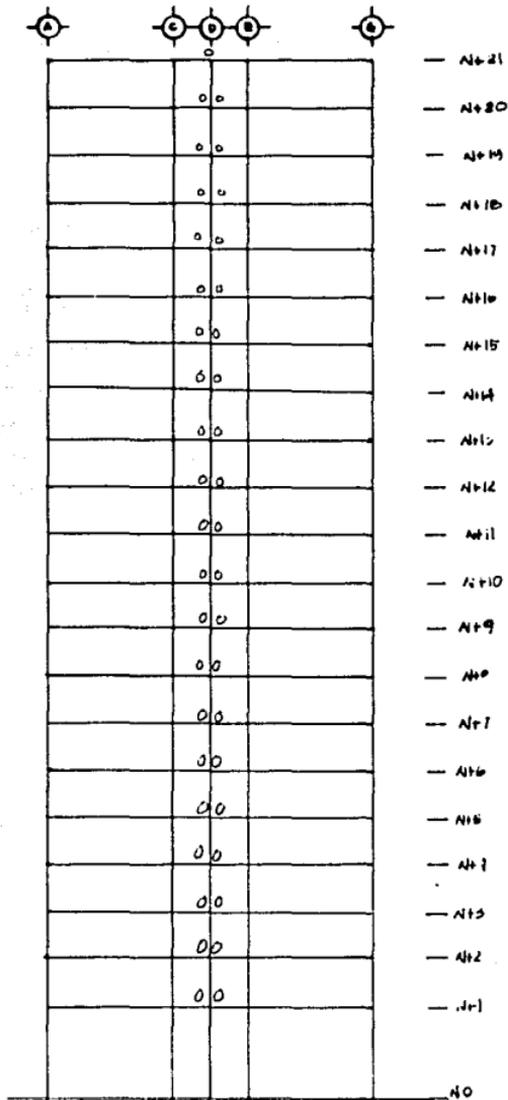
líneas: 1/6
 Manos: 1/6
 Flechas: 1/6
 Mareas: 1/6
 Ejes: 2 y 5
 (en m)
 ↻

DIRECCION 4-4
 Cortantes
 Marcos 2y5
 (ton) ↑(+)
 Por Sismo.

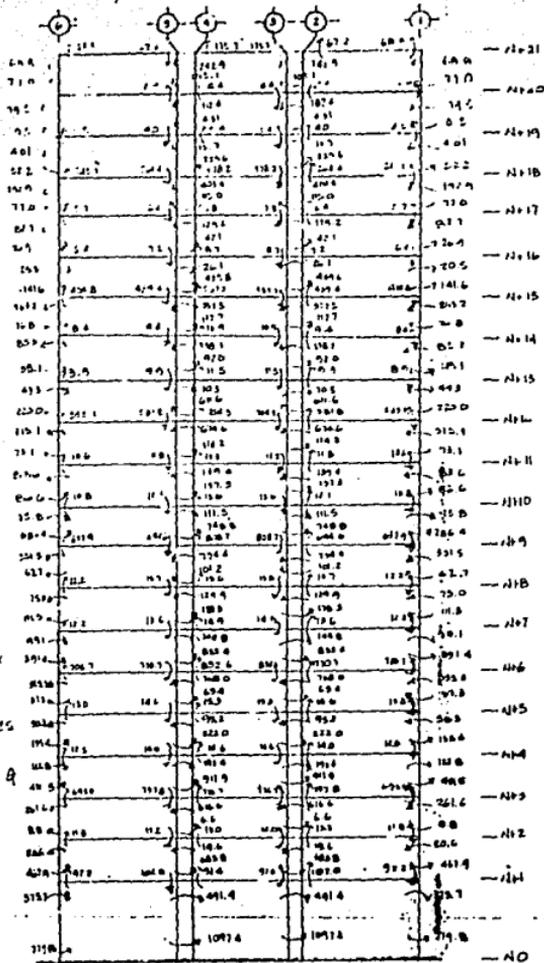




Dirección 4-4.
 Momentos
 Flexionantes
 Marcos Ejes 344
 (ton.m) ↷
 Por Sísmo.

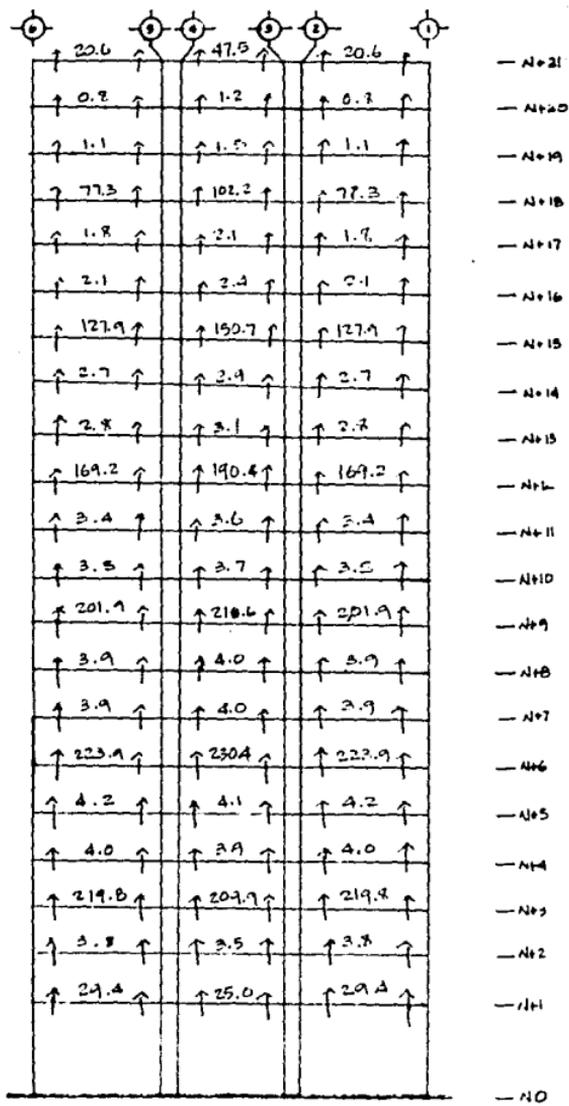


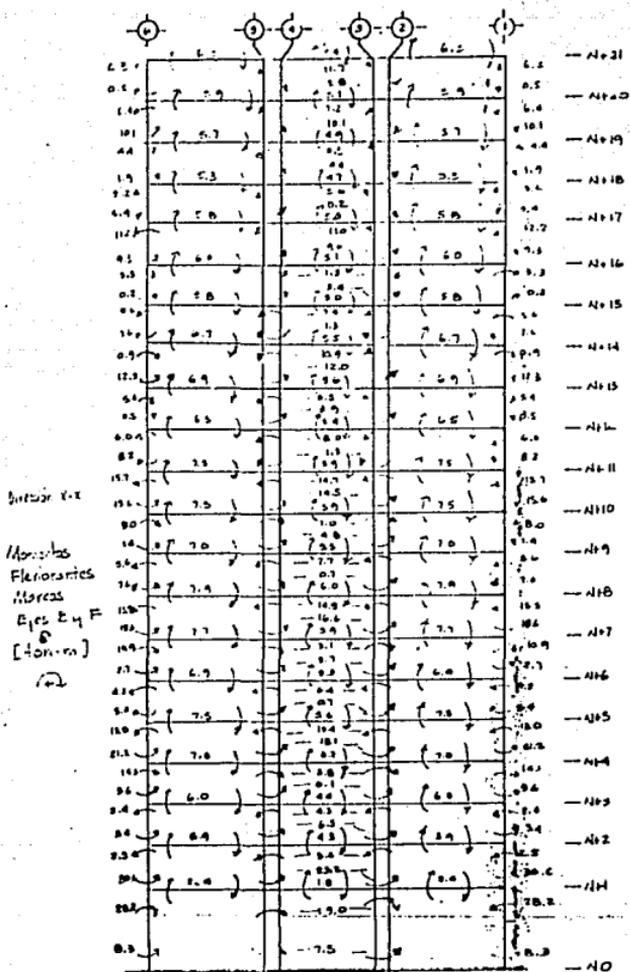
DIRECCION 4-4
 Cortantes
 Marcas
 Ejes 3y 4
 (ton) ↑ (+)

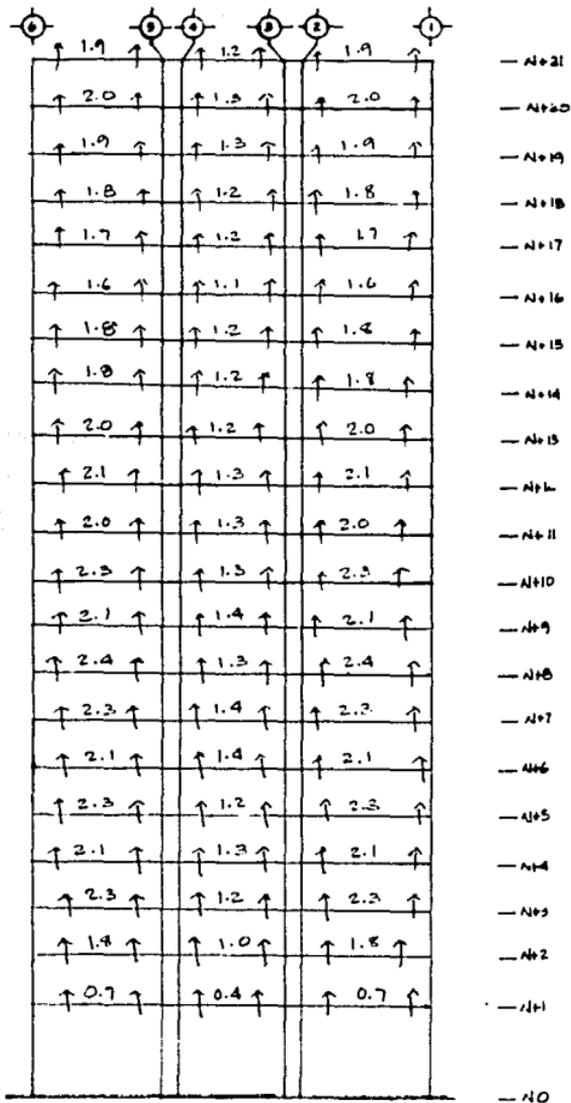


Dirección x-x
 Momentos
 Flexionantes
 Marcas:
 Ejes A y B
 Ton-m
 ↻

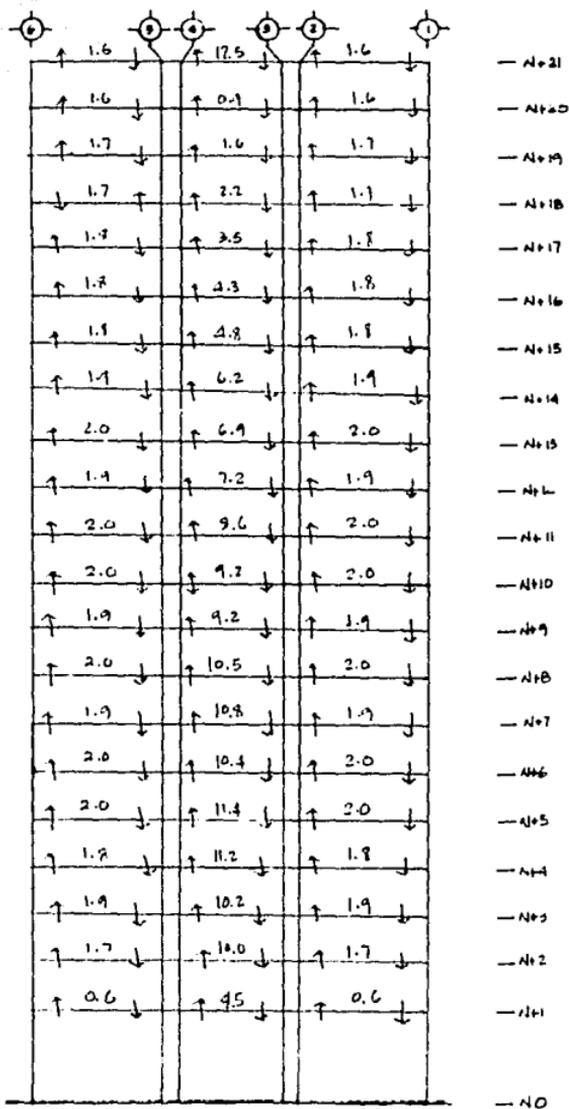
DIRECCION X-X
 CORTANTES
 EJES A y G.
 (ton) ↑ (+)
 Por Sismo.



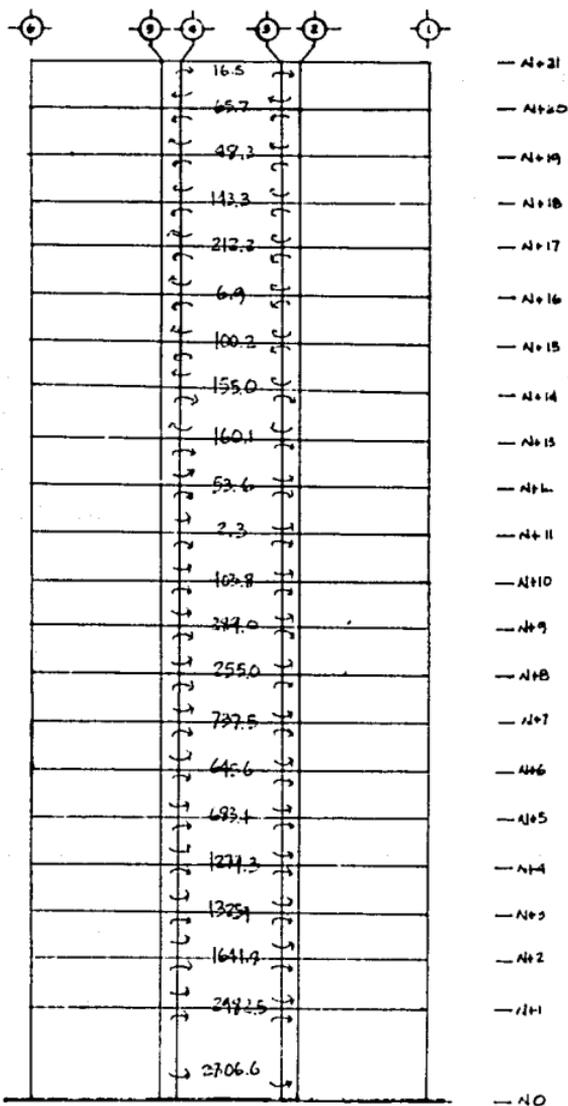




DIRECCION X-X
 Cortantes
 Ejes B y F
 (ton) ↑ (+)
 Por Sisma



DIRECCION x-x
 Cortantes
 Ejes C y E
 (ton) ↑ (+)
 Por Sismo.



DIRECCIÓN X-X
 Momentos
 Flexionantes
 Marco
 Eje D
 (ton.m) R

IV.3.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES.

-Muro Cabecero eje 1 y 6 desde el sótano hasta el N+21:

$$x = 445.90 \text{ cm}$$

$$y = 43.40 \text{ cm}$$

$$A = 43\ 950.00 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 89.1 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 3.23 \times 10^9 \text{ cm}^4$$



-Muro eje 2 y 5 desde el sótano hasta el N+21.

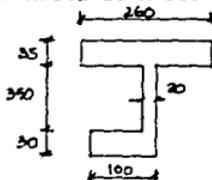
$$x = 226.90 \text{ cm}^2$$

$$y = 102.80 \text{ cm}^2$$

$$A = 19\ 100.00 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 70.24 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 445.0 \times 10^6 \text{ cm}^4$$



-Muro eje 3 y 4 desde el sótano hasta el N+6.

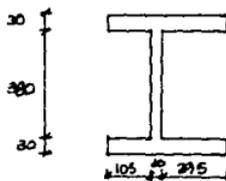
$$x = 220.00 \text{ cm}$$

$$y = 137.70 \text{ cm}$$

$$A = 25\ 300.00 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 134.20 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 836.6 \times 10^6 \text{ cm}^4$$



-Muro eje 3 y 4 desde el N+6 hasta el N+21.

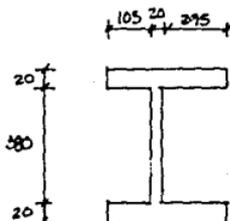
$$x = 210.00 \text{ cm}$$

$$y = 134.80 \text{ cm}$$

$$A = 19\ 400.00 \text{ cm}^2$$

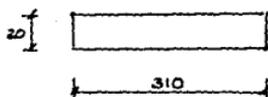
$$I_x = 90.71 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 563.8 \times 10^6 \text{ cm}^4$$



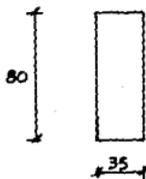
-Muro eje D de P.B. hasta N+21.

$x = 10.00 \text{ cm}$
 $y = 155.00 \text{ cm}$
 $A = 6200.00 \text{ cm}^2$
 $I_x = 206.7 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $I_y = 49.65 \times 10^6 \text{ cm}^4$



-Trabe eje A y G del N+1 hasta el N+21.

$x = 17.50 \text{ cm}$
 $y = 40.00 \text{ cm}$
 $A = 2800.00 \text{ cm}^2$
 $I_x = 1.493 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $I_y = 285.8 \times 10^3 \text{ cm}^4$



IV.3.2 RIGIDECES DE LOS ENTREPISOS.

Muro a cortante: $\Delta = V H^3 / 3EI$ (Flexión)

$\Delta = \alpha V H / GA$ (Cortante)

$R_c = V_c / \Delta_c$; $\alpha =$ flexión o cortante. $\therefore R_f = 3EI / H^3$

$R_v = GA / \alpha H$

$R_t = 3EI / H^3 + GA / \alpha$ (ec.1)

-Muro eje 1 y 6, aplicando la ecuación anterior:

$R = 568.600 \text{ kg/cm} = 568.6 \text{ ton/cm}$, como son cuatro muros la rigidez total será 2274.40 ton/cm .

- Rigideces de los entrepisos por la fórmula de Wilbur.

$R_n = 4B E / h_n (4h_n / \Sigma k_{cn} + (h_m + h_n) / \Sigma t_n + (h_n + h_c) / \Sigma t_n)$

Propiedades de todas las columnas:

Dirección X-X:

$I_{cx} = 3.42 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cx} = 1/h = 12666.7 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cx} = 6333.33 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cy} = 5.87 \times 10^5 \text{ cm}^4$
 $k_{cy} = 2174.1 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cy} = 1087.00 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cx} = 9.29 \times 10^5 \text{ cm}^4$
 $k_{cy} = 3440.60 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cy} = 1720.20 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cy} = 1.573 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cx} = 5827.20 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cx} = 2913.60 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$

Propiedades de todas las trabes:

Eje A y G:

$I_{A-G} = 19.44 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{A-G} = 36\ 000.00 \text{ cm}^3$
 $k_{A-G} = 38\ 120.00 \text{ cm}^3$

Eje B y F:

$I_{B-F} = 56\ 250.00 \text{ cm}^4$
 $k_{B-F} = 104.20 \text{ cm}^3$
 $k_{B-F} = 110.30 \text{ cm}^3$

Dirección Y-Y:

$I_{cy} = 34.3 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cy} = 127\ 019.00 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cy} = 63509.3 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cx} = 4.44 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cx} = 16\ 433.3 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cx} = 8216.70 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cy} = 51.26 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cy} = 189\ 864.20 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cy} = 94932.10 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$
 $I_{cx} = 85.6 \times 10^6 \text{ cm}^4$
 $k_{cy} = 316\ 942.90 \text{ cm}^3 \text{ (270)}$
 $k_{cy} = 158\ 471.50 \text{ cm}^3 \text{ (540)}$

Eje C y E:

$I_{C-E} = 56\ 250.00 \text{ cm}^4$
 $k_{C-E} = 104.20 \text{ cm}^3$
 $k_{C-E} = 184.40 \text{ cm}^3$

Eje D:

$I_D = 33\ 750.00 \text{ cm}^4$
 $k_{D} = 170.00 \text{ cm}^3$

Aplicando la fórmula de Wilbur tenemos:

$R_A = R_G = 917.60 \text{ ton/cm}$
 $R_B = R_F = 2.71 \text{ ton/cm}$
 $R_C = R_E = 3.38 \text{ ton/cm}$
 $R_1 = R_6 = 2274.40 \text{ ton/m (aplicando la ec.1)}$
 $R_2 = R_5 = 4.70 \text{ ton/cm}$
 $R_3 = R_4 = 1.10 \text{ ton/cm}$

IV. 4 ANALISIS SISMICO

El análisis sísmico de la estructura se obtendrá de los modos convenientes, para ello se empleo el estático y el modal, con el método de Stodolla-Newmark, esto con el único objeto de tener un resultado veraz del periodo de desplazamiento de la estructura y con ello determinar el camino a seguir.

IV. 4.1 ANALISIS SISMICO ESTATICO.

Aqui se contemplan las fuerzas horizontales que se produzcan por un sismo, obtenidas conforme a los coeficientes que el Reglamento indica, actúan paralelamente al entrepiso en una sola dirección; las fuerzas estarán en función del peso de cada nivel y de su altura con respecto a la superficie del terreno. Por medio de este método, podemos obtener los elementos mecánicos 'a priori' que actuarán en el edificio. Además del coeficiente sísmico, habrá que tomar otro que está en función del tipo de estructuración y material de construcción básico, unos lo llaman factor de ductilidad y otros coeficiente de comportamiento sísmico, con este factor, las fuerzas sísmicas actuantes se reducen, pues el material característico de la estructuración tendrá la capacidad de absorber cierta energía liberada durante un sismo.

Los resultados obtenidos se utilizarán para la verificación de la seguridad de la cimentación, ya visto, pero ahora el cortante se tomará en cuenta para el diseño de los elementos de unión entre la estructura original y la nueva, además los cortantes que se presentarán en cada entrepiso; junto con su rigidez, nos darán los desplazamientos de cada uno de ellos y de la estructura en su conjunto, y así obtener el modo principal de vibración con la fórmula de Schwartz.

IV.4.2 ANALISIS SISMICO MODAL.

El análisis sísmico por este método, solamente contempla los grados de libertad de acuerdo a su definición, considerando que la estructura está constituida por masas unidas entre sí por elementos elásticos; que será la rigidez de cada nivel, como unicamente se están permitiendo desplazamientos laterales, los grados de libertad son los mismos que el número de masas; que serán el peso de cada nivel entre la aceleración de la gravedad.

La matriz de rigideces de este sistema estructural es muy compleja, por lo cual únicamente se consideró un método numérico aproximado para la determinación del periodo fundamental de vibración de la estructura y así comparandolo con el obtenido por el análisis sísmico estático para obtener una conclusión de reducir o no las cargas por sismo.

El método a emplear es el de Stodolla-Newmark que es una forma aproximada de obtener solamente el periodo fundamental de la estructura por medio de aproximaciones; los resultados arrojados por este método son parecidos a los dados por las matrices de rigideces y de flexibilidades.

IV.4.2 ANALISIS SISMICO MODAL (METODO DE STODOLLA-NEWMARK).

RIGIDEZ	M	X	F/w ²	V/w ²	Dy/w ²	y/w ²	w ²
2280	0.7500	21	15.7500	15.7500	0.0069	1.0780	19.5000
2280	0.7500	20	15.0000	30.7500	0.0135	1.0719	18.6000
2280	0.7500	19	14.2500	45.0000	0.0197	1.0584	18.0000
2286	0.7500	18	13.5000	58.5000	0.0256	1.0387	17.4000
2286	0.7500	17	12.7500	71.2500	0.0312	1.0131	16.8000
2286	0.7500	16	12.0000	83.2500	0.0364	0.9819	16.4000
2286	0.7500	15	11.2500	94.5000	0.0413	0.9455	16.9000
2286	0.7500	14	10.5000	105.0000	0.0459	0.9042	15.6000
2286	0.7500	13	9.7500	114.7500	0.0502	0.8583	15.2000
2286	0.7500	12	9.0000	123.7500	0.0541	0.8081	14.9000
2286	0.7500	11	8.2500	132.2500	0.0579	0.7540	14.6000
2286	0.7500	10	7.5000	139.5000	0.0610	0.6961	14.5000
2286	0.7500	9	6.7500	146.2500	0.0640	0.6351	14.2000
2286	0.7500	8	6.0000	152.2500	0.0666	0.5711	14.0000
2286	0.7500	7	5.2500	157.5000	0.0689	0.5045	13.9000
2286	0.7500	6	4.5000	162.0000	0.0709	0.4356	13.8000
2286	0.7500	5	3.7500	165.7500	0.0725	0.3647	13.7000
2286	0.7500	4	3.0000	168.7500	0.0738	0.2922	13.7000
2286	0.7500	3	2.2500	171.0000	0.0748	0.2184	13.7000
2286	0.7500	2	1.5000	172.5000	0.0755	0.1436	13.9000
2620	0.7500	1	0.7500	173.2500	0.0661	0.0661	15.1000

$$w^2 = 16.06$$

$$T_1 = 2\pi/w = 2\pi/\sqrt{16.06} = 1.57 \text{ seg.}$$

IV.4.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA
 DEL ANALISIS SISMICO TOMAMOS LOS DETOS PARA COMPLETAR EL ANALIS

RIGIDEZ	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO	W1x1	Fix1
ton/cm	RELATIVO	TOTAL	ton m2	ton m
	cm	cm		
2286.00	0.24	20.82	320423.00	5397.00
2286.00	0.35	20.58	313078.00	5093.00
2286.00	0.46	20.23	302520.00	4768.00
2286.00	0.55	19.77	288918.00	4426.00
2286.00	0.65	19.22	273067.00	4077.00
2286.00	0.73	18.57	254909.00	3720.00
2286.00	0.82	17.84	235262.00	3363.00
2286.00	0.89	17.02	214132.00	3008.00
2286.00	0.97	16.13	192322.00	2661.00
2286.00	1.03	15.16	169887.00	2322.00
2286.00	1.10	14.13	147586.00	1998.00
2286.00	1.15	13.03	125502.00	1689.00
2286.00	1.20	11.88	104327.00	1400.00
2286.00	1.25	10.68	84315.00	1132.00
2286.00	1.29	9.43	65733.00	889.00
2286.00	1.33	8.14	48979.00	671.00
2286.00	1.36	6.81	34201.00	481.00
2286.00	1.58	5.45	21956.00	321.00
2286.00	1.40	4.07	12245.00	192.00
2286.00	1.42	2.67	5270.00	94.00
2620.00	1.25	1.25	1155.00	31.00
			3215868.00	44015.00

$$T1 = 2\pi (W1X1)^{0.2/9} (Fix1)^{0.1/2}$$

$$T1 = 1.7147 \text{ seg}$$

IV.4.4 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

La interacción suelo-estructura es el complemento de la verificación de los estados límite de falla de la estructura, y esta se concreta en incrementar el periodo fundamental de vibración y el desplazamiento, bajo la hipótesis de que la estructura se apoya rigidamente en su base.

Al revisar el estado límite por desplome, observamos que el máximo permisible se excede, por lo cual será necesario hacer un análisis que determine la rotación de la base, para el cálculo de los efectos de segundo orden se tomará la rotación del edificio dada por $\theta_0 = M_0/K_r$, además las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones indica que este tipo ante sus estados límite de servicio, deberán de calcularse sus movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo; las deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo sollicitaciones sísmicas, y los hundimientos diferidos debidos al incremento de la carga por la reestructuración.

Las deformaciones incluyen el giro elástico y permanente.

La rigidez a la rotación del terreno K_r está definida como el resultado de la relación entre el momento de volteo y el giro elástico de la cimentación, las N.T.C.D.S. cuenta con una tabla para la determinación de este punto en caso de carecer de un estudio completo de mecánica de suelos y para el caso de éste edificio, ubicado en la zona III sobre el terreno: $K_r = 9GR_r^{A3}$ donde K_r está dado en ton m/rad que es la rigidez equivalente del suelo bajo la estructura en rotación.

Como no existe problema por choque entre las estructuras por encontrarse aislada, no será necesario obtener este estado límite.

El módulo de rigidez medio se determinará mediante pruebas dinámicas "in situ" o en laboratorio, a falta de estas las Normas Técnicas por Sismo indican como obtenerlo: $G = 2 (H/T_s)^2$, donde G es el módulo de rigidez, en ton/m²; H es la profundidad de los depósitos firmes profundos del sitio, en m y T_s es el periodo dominante de movimiento del terreno, en seg, si no se cuenta con un estudio a fondo de mecánica de suelos para obtener estos parámetros, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo cuentan con unos esquemas de la profundidad del estrato firme y del periodo de movimiento del terreno en la zona de análisis, el valor de G puede tomarse entre los límites de 400 y 900 ton/m².

El radio equivalente R_r se determinará como $R_r = (4I/\pi)^{1/4}$, puesto que se trata de una cimentación compensada, donde I es el momento de inercia de la superficie en la dirección de análisis.

La dirección de análisis para este caso será la EW por ser la más desfavorable. I_{EW} = 117 500.00 cm⁴.

R_r = 19.67 y G = 889.10 ton/m², donde T_s = 1.66 seg (fig.IV.1)

1.66 < 1.75 del análisis estático y H = 35.00 (fig.IV.2)

K_{r(EW)} = 96R_{r(EW)}³ = 9x889.10x19.67³ = 60 897 444.50 ton m/rad

El giro elástico:

$\theta_{(EW)} = M_{v(EW)} / K_{r(EW)} = 0.0018$ rad

$\theta_{(NS)} = M_{v(NS)} / K_{r(NS)} = 0.0008$ rad

Donde K_{r(NS)} = 69 596 073.41 ton m/rad y R_{r(NS)} = 20.57 m

El giro permanente se determina con la expresión $\theta_d = \theta (k_p - 1)$

Donde k_p es la relación entre la deformación total y la deformación elástica (prueba triaxial).

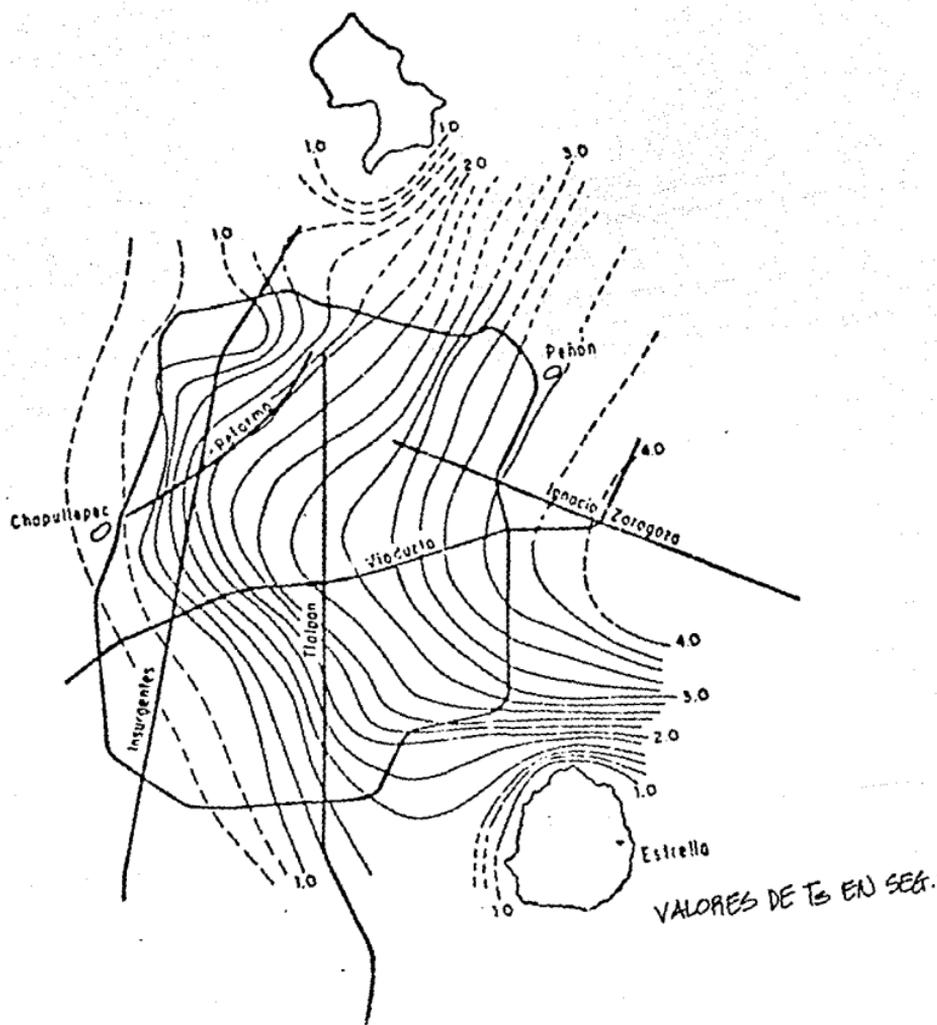


FIG. IV.1

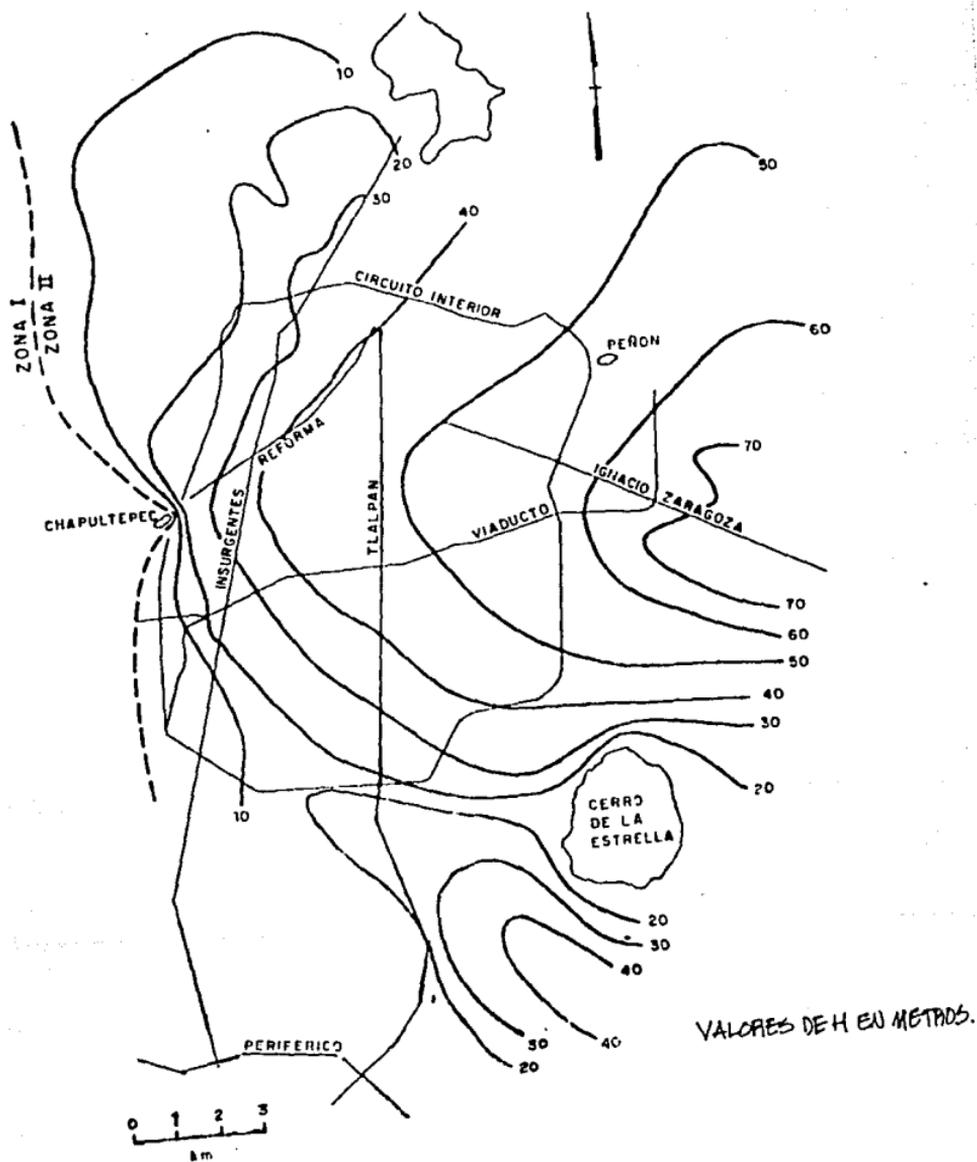


FIG. IV. 2

La rigidez del elemento elástico que restringirá al desplazamiento de la base se calculará con la expresión $K_x = BGR_x$ dada también por la tabla de las Normas Técnicas para una profundidad $\geq \geq 3.00$ m en la zona III (tabla IV.1).

El radio equivalente $R_x = (A/\pi)^{(1/2)} = 20.017$ m, donde A es el área de desplante del cajón ; $K_x = 142\ 373.85$ ton/m, donde K_x es la rigidez equivalente del suelo bajo la estructura.

Calculando el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base únicamente pudiera trasladarse en la dirección de análisis, este será:

$$T_x = 2\pi\sqrt{(W'o/g K_x)} \text{ donde:}$$

W'o.- Es el peso neto de la construcción a nivel de desplante y reduciendo el peso de la excavación. por lo cual $T_x = 0.5942$ seg

Calculando el periodo natural que la estructura tendrá si ésta fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto al eje horizontal que pasara por la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección de análisis, este será:

$$T_r = 2\pi\sqrt{(J/g K_r)}, \text{ donde:}$$

J.- Es el momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base, menos el momento de inercia del peso del suelo desplantado, en ton m².

La carga de la construcción es $19\ 941.03$ ton/1258.72 m² = 15.84 ton/m²

El peso desplazado por la ampliación es $1.60 \times 3.70 = 5.92$ ton/m²

El peso desplazado por la cimentación originales $1.40 \times (7.20 - 3.70) = 4.90$ ton/m²

TABLA IV.1 VALORES DE K_x , K_r Y K_v

Profundidad de desplante(1)	K_x	K_r (2)	K_v Losa	K_v Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

EN LA ZONA II

Profundidad de desplante(1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
≥ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

EN LA ZONA III

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores tabulados.
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.
3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto total de la construcción. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores tabulados.
4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

La carga neta será $w_n = 15.84 - 5.92 - 4.90 = 5.02 \text{ ton/m}^2$

De la definición de momento de inercia:

$I_{uu} = \int d^2 dM$ donde $dM = \rho dV$ y $dV = edA$, y sustituyendo en la definición.

$I_{uu} = \int d^2 \rho edA = \rho e \int d^2 dA$, donde $\int d^2 dA$ es la definición de momento de inercia de la sección $\therefore J = I(x) \times 5.02 = 589\ 850.00 \text{ ton m}^2$.

$\therefore T_r = 0.2775 \text{ seg}$

El periodo fundamental corregido bajo la hipótesis descrita en un principio se dará por medio de la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

T_o .- Periodo fundamental obtenido en el análisis sísmico.

$T_1 = 1.8358 \text{ seg}$ que aún sigue siendo menor de los 2.00 seg del espectro de Fourier para la zona de análisis con un amortiguamiento del 5%.

Como conclusión diremos que la estructura para las condiciones de carga que tendrá y para la nueva estructuración, será estable ante sus acciones estáticas y dinámicas; comparando el resultado anterior, es muy parecido al obtenido en este tipo de edificios en el año de 1986 mediante una prueba de tracción (1.96 seg).

IV.5 DISEÑO ESTRUCTURAL NUEVO.

Este se hará conforme a los resultados obtenidos en el análisis estructural; ello nos brinda a que los elementos mecánicos obtenidos se consideren para la revisión de los elementos estructurales originales, para complementarlos con los elementos de la nueva reestructuración. El método de diseño será la teoría elástica para la revisión de los elementos y la teoría plástica para el diseño estructural propiamente.

Solamente se revisarán y diseñarán los elementos estructurales clave para la rigidización, estos serán: Los muros cabeceros, los muros de carga interiores, los extremos de extremos de los muros (columnas) y las trabes de liga de cada uno de estos elementos. La unión de los nuevos elementos con los anteriores se lograrán con una serie de "banderillas" y "tacones", estos se diseñarán conforme a los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

IV.5.1 MUROS CABECEROS.

Ejes 1 y 6.

$Mu = 9020.40 \text{ ton m}$

$Pu = 388.00 \text{ ton}$

Basandonos en las especificaciones del punto IV.2

Como la aproximación:

$$Mu = F.R. (Asfyd' + 0.5PuL(1 - Pu/Ltf'c)) \quad (ec.2)$$

$$fy/Ec = 4200/Ec = 0.016$$

Sección del muro:

Despejando a As de la ecuación anterior tenemos $As = 316.20 \text{ cm}^2$

El muro original cuenta con 44.44 cm^2 , faltarían 271.76 cm^2 es decir 24 varillas del #12 = 273.60 cm^2 y el resto de las varillas con #8.

$$fmuro = 0.2f'c = .02 \times 350 = 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = P/A \pm Mu/Ix = 8.33 \pm 124.37 = 115.54 \text{ kg/cm}^2 > 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Es necesario colocar refuerzo en los extremos de los muros cabeceros. Verificando la resistencia de los extremos de estos para carga axial:

$$Pu = F.R. (bh + 40(0.8kd - h)f'c + A'sfs - Asfs) \quad (ec.3)$$

Si ambos extremos fluyen $Pu = 388\,000 \text{ kg}$; donde $kd = 2.65$

Tomando momentos con respecto a la sección:

$$M = F.R. (Asfyd' + Aoptif'cL/2 + (0.8kd - Lp)tf'c(d'/2 - 0.4kd)) \quad (ec.4)$$

Sustituyendo valores tenemos que $Mu = 1\,354\,051\,866.00 \text{ kg cm} =$

$$= 1354.60 \text{ ton m} > 9020.40 \text{ ton m}$$

Refuerzo por cortante:

$$p' = 0.45(Ag/Ac - 1)f'c/fy \geq 0.12 f'c/fy$$

$$0.044 \geq 0.010$$

$p_h = A_v/h/sht$ de la distribución de varillas en los extremos de los muros, la separación será de 12 varillas en un lecho a cada 15 cm

$$\therefore A_v = 0.4p'dcsh \text{ (ec.5)}; dc = 190.00 - 5.00 = 185.00 \text{ cm}$$

$$A_v = 48.84 \text{ cm}$$

$$\text{Cortante } V_u = 817.63 \times 10^{-3} \text{ kg}$$

$$v_c = V_u/0.8 L t = 32.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{ca} = F.R. (0.5\sqrt{f'c} + \rho_h f_y) \text{ (ec.6)} \quad v_{ca} = 6.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u - v_{ca} = 25.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_h f_y = v_u - v_{ca} / 0.8 = 32.06 \quad p_h = 0.0076; 0.0076 \geq 0.0025 \text{ (refuerzo mínimo).}$$

$$p_h = V_u - V_{ca} / F.R. f_y d t \text{ (ec.7)} \quad p_h = 0.0043 \geq 0.0025 \text{ (refuerzo mínimo).}$$

$$V_{ca} = 0.85 F.R. \sqrt{f'c} t L \text{ (ec.8)} \quad V_{ca} = 361 \text{ B}38.73 \text{ kg}$$

$H/L = 270/795 = 0.34 < 1.50$. De la ecuación donde está definida p_h , dejamos a sh tenemos:

Refuerzo horizontal:

El acero del muro existente en dos lechos es del #3 a cada 35 cm en ambos sentidos, proponiendo #4 la separación $s_h = 23.02 \text{ cm}$ lo cerramos a 20.00 cm

Refuerzo Vertical:

$$p_v = 0.0025 = p_{mín}$$

La separación será $39.60 \text{ cm} \geq 35.00 \text{ cm}$.

$$p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(p_h - 0.0025) \text{ (ec.9)}$$

$$p_v = 0.0079 \text{ y lo empleamos en } s = A_v/tp \text{ (ec.10), donde } s = 16.08 \text{ cm}$$

Para el muro actual $s = 22.50 \text{ cm} \geq 20.00 \text{ cm}$

IV.5.2 TRABES PRINCIPALES.

$M_u = 852.6$ ton

El porcentaje de acero balanceado debe estar comprendido entre los siguientes valores de $p_{min} > p > p_{max}$

$$M_u = F.R. b d^2 f''c q (1 - 0.5q) \quad (\text{ec.11})$$

Suponiendo de que el valor de p es el promedio de los límites máximos y mínimos.

$$p = 0.0258 + 0.0031/2 = 0.0145$$

$$q = p f_y / f''c \quad (\text{ec.12}) \quad q = 0.2639$$

De la (ec.11) despejamos $b d$ y dando una proporción $d/b = 2$, tenemos que $b = 85.69$ cm por lo cual la sección será de 85.00×170.00 cm sería mucho concreto en el colado.

Proponiendo una sección se 40×80 cm

$$M_u = 852.60 \text{ ton}$$

$$p_{max} = 0.0258$$

Utilizando la (ec.12) $q = 0.4711$ y aplicandola en la (ec.11)

$$M_u = 167.73 \text{ ton} < 852.6 \text{ ton}$$

$$A_s = p b d + A's = 77.40 + A's$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}, \text{ donde } M_{u2} = 684.87 \text{ ton}$$

$$M_{u1} = A's f_y (d - d') F.R. \quad (\text{ec.13}), \text{ y despejando a } A's = 258.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 336.23 \text{ cm}^2$$

Proponiendo una sección de 40×120 cm

$$\text{Sustituyendo la sección en la (ec.11)} \quad M_u = 39\,435\,577.63 \text{ kg cm}$$

$$M_u = 394.36 \text{ ton m}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}, \text{ donde } M_{u2} = 458.24 \text{ ton m}$$

Utilizando la (ec.13) y despejando $A's$; tenemos que $A's = 110.20 \text{ cm}^2$

Acero en compresión $A's = 110.20 \text{ cm}^2$ con varilla del #12 tenemos

$$110.20 / 11.40 = 9.66 = 10 \text{ varillas.}$$

IV.5.3 MUROS DE CARGA Y COLUMNAS

Muros 2 y 5

$$Mu = 2059.30 \text{ ton m}$$

$$Vu = 316.18 \text{ ton}$$

$$Pu = 530.90 \text{ ton}$$

$$t = 20.00 \text{ cm}$$

Utilizando la (ec.2) tenemos que $Mu_1 = 807.10 \text{ ton m} < 2059.3 \text{ ton m}$
 $f = Pu/A_s Mu/ly = 222.04 \text{ kg/cm}^2 > 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ ∴ es necesario colocar elementos en los extremos.

El acero existente es de 69.06 cm^2 ; como el $Mu_1 < Mu$, será necesario aumentar la sección de armado y la sección del elemento estructural.

Diseño por cortante:

Utilizando la (ec.8) tenemos que $Vu_1 = 316.18 \text{ ton}$

De la (ec.7) tenemos que $ph = 0.0105 > 0.0025$

$$ph = Av_h / sht \Rightarrow sh = 6.78 \text{ cm}$$

Utilizando la (ec.9) $p_v = 0.0098$

$$p_v = Av_v / svt \Rightarrow sv = 7.22, \text{ con el refuerzo mínimo } p_v = 0.0025 \text{ } sv = 28.40 \text{ cm}$$

Estribos de los elementos de refuerzo:

$$p' = 0.45(A_g/A_c - 1) f'c / fy \geq 0.12 f'c / fy \Rightarrow 0.0092 \geq 0.01, \text{ se pueden considerar iguales.}$$

De la (ec.)5 despejamos a sh , y tenemos que $sh = 6.71 \text{ cm}$

$$Mu_2 = Mu - Mu_1 = 2059.3 - 807.1 = 1252.20 \text{ ton}$$

Aumentando el ancho en 20 cm tendremos el área de acero a requerir:

De la (ec.7) despejamos a A_s y tenemos que $A_s = 51.96 \text{ cm}^2$

Utilizando varilla del #12 .Se necesitarán 4 varillas con $A_s = 45.60 \text{ cm}^2$ faltando 6.36 cm^2 para completar con 2 varillas del #8.

Diseño del muro ejes C y E, marco 3 y 4:

a) Diseño a flexocompresión

Requisitos geométricos

$$t \geq 30.00 \text{ cm en este caso } t = 40.00 \text{ cm} \quad \mu_u = 189.00 \text{ ton m}$$

$$A_g \geq P_u / 0.5 f'_c = 774.85 \text{ cm}^2 \quad P_u = 135.60 \text{ ton}$$

$$A_g = 35 \times 40 = 1400.00 \text{ cm}^2$$

$$H/t \leq 15 \Rightarrow H/15 \leq t = 18 < 40 \therefore t = 40.00 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 0.2 f'_c = 70.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f = P/A \pm M_x / I_x \quad y = 35.54 \text{ kg/cm}^2$$

Primera aproximación:

Utilizando la (ec.2) y revisando el muro actual:

$$A_s(\text{actual}) = 87.56 \text{ cm}^2$$

Con las actuales especificaciones de cargas:

$\mu_{us} = 397.8 \text{ ton m} > 189.00 \text{ ton m}$. en esta dirección no hay que hacer nada.

Analizando en la otra dirección:

$$\mu_u = 3178.50 \text{ ton m} \quad \nu_u = 117.87 \text{ ton}$$

$$P_u = 135.60 \text{ ton}$$

Aplicando la (ec.2) $\mu_{us} = 862.75 \text{ ton m}$. Habrá que aumentar la sección y el área de concreto.

$\mu_{us} = \mu_u - \mu_{us} = 2215.75 \text{ ton m}$ y despejamos de la (ec.2) a A_s , teniendo un área de acero $A_s = 228.15 \text{ cm}^2$ y restandola de la que se tiene 87.56 cm^2

Hacen falta 140.60 cm^2 .

Proponiendo 8 varillas del #12 en los extremos. Teniendo 91.20 cm^2 el resto se complementarán con varilla del #8 por ser más manejable:

$$140.60 - 91.20 = 49.40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 49.40 / 5.07 =$$

$$= 9.76 \text{ varillas} \cong 10 \text{ varillas.}$$

Cortante para los estribos:

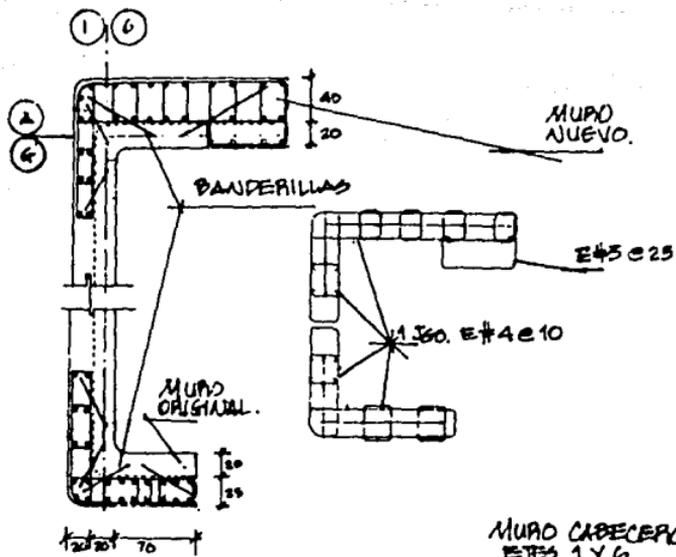
$$p' = 0.45(A_g/A_c - 1) f'_c / f_y \geq 0.12 f'_c / f_y \Rightarrow 0.1088 \geq 0.01 \text{ cumple.}$$

$$A_v = 0.4 p' d'c \text{ sh, y despejando sh} = 2.5 A_v / p' d'c$$

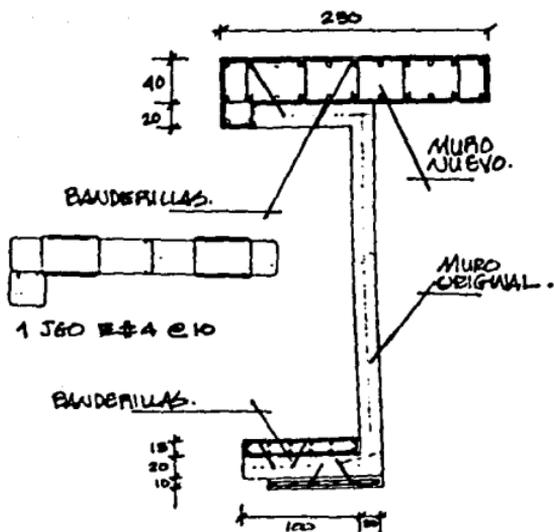
$$A_v = 4 \times \#4 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$d'c = 40 - 2 \times 2 = 36.00 \text{ cm}^2$$

$3.24 < 5 \text{ cm}$ estipulados aumentando a $\text{sh} = 15 \text{ cm}$, $A_v = 23.50 \text{ cm}^2$ mínimo



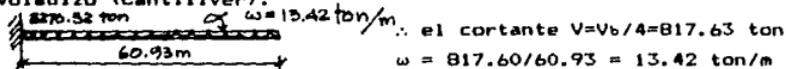
MURO CABECERO EJES 1 Y 6



MURO EJES 2 Y 5

IV.5.4 UNION DE LA ESTRUCTURA NUEVA CON LA ANTERIOR.

Para asegurar la estructura nueva con la anterior, se colocarán una serie de elementos de unión ya descritos anteriormente (tacones y banderillas), con ellos se asegura completamente la estructura, de los muros cabeceros principalmente y en toda la altura del fuste de la torre. Los elementos mecánicos que nos brindarán la oportunidad serán los originados por el análisis sísmico estático; como el cortante basal y el momento de volteo, distribuyendolos entre el número de elementos de análisis. Para efectos de diseño de las piezas que sostendrán a los nuevos se considerará a todo el fuste como ena viga en voladizo (Cantiliver).



Analizando la dirección más desfavorable.

$$I = 0.40 \times 7.50 / 12 = 14.06 \text{ cm}^4$$

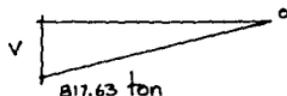
El flujo del cortante máximo:

$$\tau_{\max} = 1.5 V/A \text{ donde } A = 0.40 \times 7.50 = 1.875 \text{ m}^2$$

$$\text{El esfuerzo de cortante } \tau_{\max} = 408.82 \text{ ton/m}^2 = 40.88 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la (ec.8), acondicionandola para este caso:

$V_{ca} = 200.80 \text{ ton} < 817.68 \text{ ton} \therefore$ se necesitan elementos de unión para asegurar un desplazamiento $v_{ca} = 6.70 \text{ kg/cm}^2$



Se analizará por unidad de ancho tomada como la altura de cada entrepiso y con ello dererminar el número de elementos de sujeción.

Los elementos serán propuestos, ya sea banderillas o tacones.

Considerando que la fuerza cortante es constante a lo largo del fuste de la torre, el flujo de cortante (q):

$$q = V Q / A = 817.63 \times 3.75 \times 0.40 \times 1.875 / 14.06 \approx 163.55 \text{ ton/m} = 1635.5 \text{ kg/cm}$$

Proponiendo a los tacones con una sección de 60 x 60 cm en el muro:
 $V_{ca} = 24 \times 120.00 \text{ kg} \cong 25.00 \text{ ton}$.

El número de tacones de esta dimensión será $817.63/25.00 = 34.00$ tacones. Estas espigas necesitan de una superficie suficientemente rígida para anclar sobre ella el armado del refuerzo, habrá que recordar que el muro actual está armado hasta el nivel 11.

Proponiendo dos tacones por cada nivel se tendrán 22.

El cortante que absorberán el conjunto de ellos será:

$V_{ca}(\text{tacones}) = 22 \times 24.12 = 530.64 \text{ ton}$ faltando 286.99 ton para las 817.63 ton de cortante.

El resto del cortante lo tomarán las banderillas. Proponiendo varilla #6; $as\#6 = 2.85 \text{ cm}^2$

El esfuerzo cortante permisible del acero es aproximadamente

$f_v = 0.4 \quad f_y = 0.4 \times 4200 = 1680.00 \text{ kg/cm}^2$

El cortante de cada varilla será $1680 \times 2.85 = 4788 \text{ kg} \cong 4.80 \text{ ton}$

El número de banderillas a colocar será $286.99/4.80 = 59.78 \cong 60$

banderillas en tal forma que se pueda asegurar la sujeción en la parte donde únicamente existe muro de carga original.

Como la condicionante es que el cortante fluya constantemente, en la parte donde existen los contravientos y columnas se necesitarán

$817.63/4.80 = 170.34$ banderillas . se necesitan 170 de ellas.

Por lo que se necesitarán 15 banderillas por nivel, sin embargo para poderlas distribuir en todo el nivel las colocaremos en pares colocando tres juegos en cada columna que en total serán 18 > 15

Refuerzo de los tacones:

$A_v = V_u - V_{ca}/F.R. \quad f_y = 817.63 - 530.64 / 0.8 \times 4200 = 85.42 \text{ cm}^2$

Con varilla del #6

$\#v's = A_v/as\#6 = 85.42/2.85 = 29.97 \cong 30$ para cubrir los 22 tacones

$A_v \text{ por tacón} = 85.42/22 = 3.883 \text{ cm}^2/\text{tacón}$

$\#v's = 3.88/2.85 = 1.36$ varillas

Como no puede ir una sola varilla del #6, se colocarán ocho varillas por cada tacon del #6 donde $Av_{real} = 8 \times 2.85 = 22.80 \text{ cm}^2$ de la ecuación:

$$s = F.R. Av_{real} f_y d / (V_u - V_{ca}) = 352.00 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo de la barra del tacon:

$$L_{db} = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} \leq 0.006 a_s f_y \Rightarrow 38.39 < 71.00 \text{ (cm)}$$

$$a = L_{db} + d = 71.00 + 35.00 = 106.00 \text{ cm}$$

Banderillas:

Esfuerzo cortante horizontal:

$$V_h = V_u / F.R. b_v d = 817.63 \times 10^3 / 0.8 \times 750.00 \times 40.00 = 34.10 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{max} = 40.88 \text{ kg/cm}^2 > 34.10 \text{ kg/cm}^2$ por lo cual las banderillas propuestas son suficientes.

Separación de las Banderillas:

En el sentido horizontal

$$q = 30\,661.13 \text{ kg/cm}$$

$$s = Var/q = 170 \times 2.85 \times 1680 / 30661.13 = 18.62 \text{ cm entre cada par.}$$

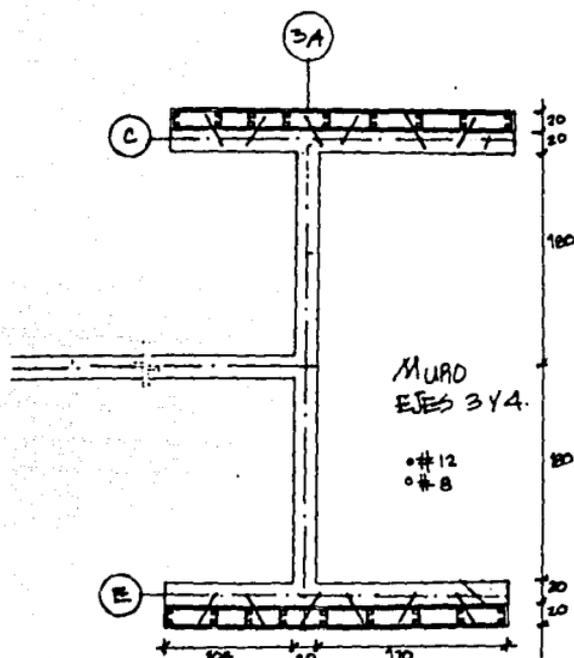
Su longitud de desarrollo será de 40.00 cm inclinada a 30°.

Revisión del posible desprendimiento:

$$V_{ca} = 530.64 \text{ ton}$$

$$V_a = 170 \times 1680 \times 2.85 = 1\,344\,600 \text{ kg} = 1344.60 \text{ ton (acero)}$$

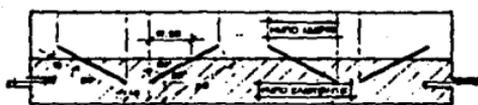
$V_{ca}(\text{total}) = 1344.60 \text{ ton} > 817.63 \text{ ton}$ por lo que los tacones y las banderillas son los adecuados para asegurar el muro ante un sismo y por propio peso.



MURD
EJES 3 Y 4.

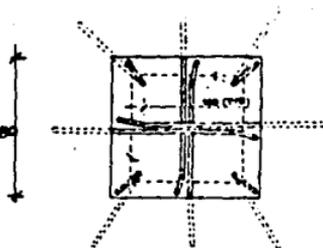
• #12
○ #8

ELEMENTOS DE UNIÓN.

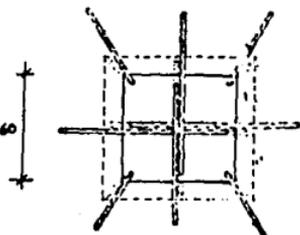


DETALLE DE BANDERILLAS.

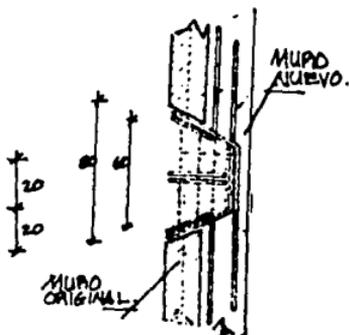
TACONES.



VISTA POR EL
INTERIOR DEL EDIFICIO.



VISTA POR EL
EXTERIOR DEL EDIFICIO.



CORTE DEL TACÓN.

IV.6 DISIPADORES DE ENERGIA.

Debido a la intensidad y magnitud de los sismos que se presentan en la ciudad de México, es obligación de los profesionales encargados de brindar seguridad a las construcciones, conocer de antemano la respuesta estructural que la edificación deba tener; sobre todo en los edificios altos, para establecer el criterio de diseño racional de los elementos que soportarán las cargas de la construcción.

Pensando en que un sistema de observación del comportamiento estructural pueda instalarse en el edificio "20 de noviembre", para que sirva como modelo de reestructuración de otros edificios con sistema estructural similar y dañados por sismos de gran intensidad.

El sistema consistiría en colocar una instrumentación adecuada: acelerógrafos instalados en lugares clave de la estructura; y con ello observar el grado de las aceleraciones, periodos primordiales en las direcciones principales del espacio, amplitudes y frecuencias en los sitios escogidos.

Una vez evaluados los registros durante la serie de sismos, se podrán estimar los índices de los desplazamientos y esfuerzos de los elementos estructurales, en cada uno de los niveles.

Se puede tomar a éste edificio, como un modelo para la colocación de una instrumentación, porque reúne las características comunes de los edificios urbanos de la ciudad de México; cuenta con información suficiente sobre el proceso de construcción, brinda seguridad, acceso y vigilancia adecuada, y se encuentra en la zona donde los periodos fundamentales de la estructura y del suelo son relevantes.

Al encontrar los parámetros básicos para brindar la seguridad ideal de las edificaciones, por medio de la investigación ingenieril, habrá que evitar transmitir grandes esfuerzos a los elementos estructurales con la ayuda de la evaluación de los espectros de respuesta y las teorías de diseño.

Gracias a lo anterior, cabe la posibilidad de idear; según los registros de los acelerógrafos, la instalación de elementos disipadores de energía para así lograr rigidizar aún más la estructura.

Los elementos disipadores de energía pudieran implantarse en el edificio "20 de noviembre" o bien en otro del mismo tipo (Atizapán) que también se pretende reconstruir, empero la instrumentación del edificio en cuestión pudiera ser imprescindible. Esta metodología es muy reconocida como una forma de defender a las estructuras de los efectos que causan los sismos. Este principio se fundamenta en que si los sismos se producen por la liberación de energía del suelo, éste junto con los elementos que le sean íntimamente relacionados, absorbe también esa energía y la transmite a los diferentes miembros del sistema estructural ya sea en forma de energía cinética, o de comportamiento elástico. Las dos primeras formas de absorber energía, son las que toman los elementos estructurales y representan un porcentaje bajo de energía recibida, el amortiguamiento también representa un bajo porcentaje pues esta entre un 2% y un 5% según el tipo de estructura, y solamente ocurre durante los desplazamientos relativos de los niveles; sin embargo, la última forma se produce cuando los elementos estructurales incurren dentro de su rango inelástico, a este fenómeno se le conoce como ductilidad.

Esta forma de disipación de energía ha sido reconocida y valorada por el Reglamento vigente en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, como una forma de absorber sobreesfuerzos en una forma un tanto cuanto simplista, puesto que únicamente se basa en la estructuración de la construcción y a una carga uniformemente distribuida; pero durante un sismo, la distribución real de las cargas, el tipo de la estructura y la calidad de la construcción, hacen difícil el trabajo de valorar la ductilidad de la estructura. La forma más conveniente de disipar energía, sería por medio del amortiguamiento, y contar con la ductilidad como un porcentaje para la absorción de la energía o como una reserva de resistencia.

Como se había mencionado, el amortiguamiento de energía que toman los materiales de cada tipo de estructura es muy bajo (2% para el acero y 5% ó 6% para el concreto), y de acuerdo al tipo, los espectros de respuesta presentan grandes aceleraciones cuando el periodo fundamental aparezca, y ello traiga consigo consecuencias graves a la estructura. Así pues, confiando en las estimaciones de la instrumentación, se podrá aumentar el efecto del amortiguamiento hasta en un 600% del que soportan los materiales de construcción con elementos disipadores de energía, y así reducir la transmisión de esfuerzos y grandes desplazamientos relativos; éstos elementos tendrán que estar íntimamente relacionados con la estructura, es decir, tendrán que ser un elemento estructural; sin embargo, no debe dejarse a un lado que con sólo colocar estos elementos sin rigidizar a los estructurales, se logrará el objetivo principal; puesto que si no se hace, se presentaría un efecto primordial que podría llegar a niveles inadmisibles para el usuario: la flexibilidad.

Por ello es que el aumento de la absorción de energía debe estar ligado con un aumento de la rigidez propia de la estructura, para así compensar el efecto de la flexibilidad.

Los elementos disipadores de energía recomendados para este tipo de edificios son los denominados ADAS (Added Damping and Stiffness), y se colocarían en los sitios específicos que el análisis de la instrumentación dé como resultado.

Ultimamente la problemática de brindar mayor seguridad a las estructuras ha venido investigandose a fondo por las diferentes entidades encargadas del estudio de los sismos y sus efectos en las estructuras; pero habrá que ampliar aún más las experiencias tecnológicas que la investigación pueda brindar, y que todos los organismos encargados de la seguridad estructural y profesionales del área interesados en este aspecto, conozcan los avances que el campo interesantísimo de la disipación de energía tenga en la actualidad.

Lo anteriormente descrito tendrá un valor incalculable, por los grandes beneficios que se obtengan, pues ellos redundarán en el gremio, además de brindar un mejor servicio profesional.

V.- CONCLUSIONES

Actualmente, la rehabilitación de construcciones dañadas por sismos o aquellas que han pasado sus estados límite, se ha practicado con gran interés por los profesionales del ramo de la construcción, además de ser un punto importantísimo dentro de la prevención de daños en las estructuras.

Así pues, con toda la información recabada; en el caso particular de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, en cuanto a los daños originados por los sismos de 1985, y a los trabajos de mantenimiento y refuerzo de las cimentaciones de los edificios importantes, se ha determinado rehabilitar el edificio "20 de noviembre" en un caso particular del plan de ataque del P.R.A.L.M., de 32 inmuebles.

Por la importancia y magnitud de los trabajos a realizarse, se consideró el presente trabajo como un tema para sustentar el examen de grado, habiéndose investigado sobre el origen y motivo de la construcción del conjunto, y en caso particular el proceso de construcción de los edificios tipo "M".

En la actualidad, existen tres edificios del tipo "M" ya reconstruidos ("Chamizal", "5 de febrero" y "Revolución de 1910"), faltando solamente dos ("Atizapan" y "20 de noviembre").

Ninguno de estos edificios presento daños severos durante los sismos de septiembre de 1985, salvo el "5 de febrero" que presentó una columna pandeada en la planta baja, por tal motivo se tomó como consideración primordial para reestructurar los edificios del mismo tipo, empero el edificio "20 de noviembre" presenta un caso muy particular para tomar una decisión de rehabilitación. Presenta un desplome evidente hacia el poniente que pasa por mucho su límite máximo aceptable por el Reglamento, ello acarrea una gran excentricidad de cargas, o en el caso más severo, una inestabilidad. Por ello es preciso que se desarrolle un sistema de construcción que defina específicamente su proceso, y así ayudar a la construcción a que vuelva a tener su verticalidad, por ello el proceso deberá seguir la pendiente horizontal que se presente en el momento de realizar la ampliación de la cimentación y la reconstrucción de la superestructura.

El proceso constructivo se divide en tres puntos categóricos:

- a) La excavación; que según el análisis del diseño nos indique, para evitar una mayor inestabilidad por falta de confinamiento.
- b) La ampliación de la cimentación; se pretende que la cimentación sea compensada, para que ella no presente problemas en cuanto a exceder su estado límite de servicio y exponga al usuario a percances.
- c) La rigidización de la superestructura; que de acuerdo al diseño estructural nuevo, garantice que los niveles presenten poco desplazamiento; conjuntamente en esta fase se llevará al cabo un proceso constructivo más refinado en comparación con el de la cimentación; esto se debe a la problemática de los trabajos en función de la altura.

Actualmente los edificios del mismo tipo no han presentado ningún problema estructural, sino que al contrario han soportado los efectos de dos sismos de magnitud considerable; la cimentación por compensación ha trabajado adecuadamente sin que se manifiesten hundimientos excesivos ni desplomes, aún cuando sus pilotes de fricción originales estén aún en su sitio, y solo como reserva para la transmisión de esfuerzos, pues su efecto no se consideró para el análisis y revisión de los estados límite de la ampliación.

Los grandes avances que se han presentado en el campo de las estructuras, han acumulado gran importancia en últimas fechas, sobre todo por las obras de reconstrucción que se han realizado además del gran avance en la instrumentación a base de acelerógrafos, e uso de elementos disipadores de energía, por la gran intensidad de los sismos que se presentan; gracias a lo anterior, se están aprovechando los recursos físicos y humanos para desarrollar una tecnología adecuada en la realización de obras de servicio colectivo.

Trabajos como el que se llevará al cabo en el edificio "20 de noviembre", repercuten con gran significado dentro de la sociedad, puesto que se verifica que el servicio profesional se mejora día a día, pues a ella y por ella se debe la vocación del INGENIERO CIVIL.

RECOMENDACIONES.

Una vez concluida la obra de rehabilitación, se contará con un manual de mantenimiento realizado a conciencia por el Director Responsable de Obra y/o por el Corresponsable de Seguridad Estructural. El objetivo de este manual será : Hacer que la estructura trabaje adecuadamente conforme a su funcionamiento y uso especificado en el diseño; vigilará severamente cual es el nivel de aguas freáticas, dejando preparado un pozo de observación, evitando que el N.A.F. se infiltre a las celdas de la cimentación; es seguro que esto suceda, por ello se recomendará que esa agua sea extraída, pues constituye una gran carga a la estructura en general. La forma de extraerla se basará en un programa proporcional a la magnitud de infiltración estimada.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Revista de Ingeniería. Vol XXXIV / 2, 1964; Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
- 2.- Revista de Ingeniería, Vol XXXIV / 4, 1964; Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
- 3.- Meli, R.; "DISEÑO ESTRUCTURAL", LIMUSA, México, D.F., 1985.
- 4.- Chacón, F., "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES Parte III", C.I.C.M., México, D.F., 1987.
- 5.- Bowles, J.E., "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN" ,2nd Ed., McGraw-Hill, 1977.
- 6.- Terzaghi, K. y Peck, R.B., "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE", Wiley & sons, New York, 1967.
- 7.- Comisión Federal de Electricidad, "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES", Cap.B.2.4 Cimentaciones en suelos, Cap.C.1.3 Diseño por Sismo, México, D.F., 1981.
- 8.- Reynolds, H. y Protopapadakis, P., "PRACTICAL PROBLEMS IN SOIL MECHANICS", Crosby Lockwood & son, LTD, London, 1948.
- 9.- D.D.F., "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F., Gaceta Oficial del D.F., 12 de noviembre de 1987.
- 10.- D.D.F., "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES", Gaceta Oficial del D.F., 12 de noviembre de 1987.
- 11.- D.D.F., "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR SISMO", Gaceta Oficial del D.F., 12 noviembre 1987.
- 12.- D.D.F., "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Gaceta Oficial del D.F., 12 de noviembre de 1987.
- 13.- A.C.I., "REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI-318-83) Y COMENTARIOS", IMCYC, México D.F., 1985.
- 14.- Fritz, G.D., "CONCRETO ARMADO", Facultad de Ingeniería, México, D.F., 1967.

- 15.- Arias,G.C. y Meza, J.L., "CUADERNO DE TRABAJO DE GEOTECNIA II", Facultad de Ingeniería, México D.F., 1985.
- 16.- Instituto de Ingeniería "COMENTARIOS A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS", Publicaciones 400 a 403 y 405, 1977.
- 17.- Bazán, E. y Meli, R., "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", LIMUSA, México D.F. 1985. 1a ed.
- 18.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Publicación Especial 1990.
- 19 DIRAC, "DICTAMEN DE ESTABILIDAD DEL EDIFICIO 20 DE NOVIEMBRE", México, D.F., 1984.
- 20.- Carolus, "REVISIÓN DE CIMENTACIONES PARA EL CONJUNTO HABITACIONAL NONDALCO TLATELOLCO", México D.F., 1986.
- 21.- Terzaghi, K. y Peck, R.B., "SOIL MECHANICS", Wiley & sons, New York, 1967.
- 22.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, "AYUDAS DE DISEÑO", México, D.F., 1983.
- 23.- Chacón, J. y Morales, R., "SISMOLOGIA Y SISMICIDAD", MONITEC S.C., 1987.
- 24.- Información Científica y Tecnológica, ed. especial 161 7 /10 CONACYT, México, D.F., 1985.
- 25.- Rosenbleuth, E y Esteva, L., "FOLLETO COMPLEMENTARIO DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", Instituto de Ingeniería UNAM México D.F., 1970.
- 26.- Peck, R. y Hanson W., "FOUNDATION ENGINEERING", Wiley & Sons, New York 4th ed., 1985.
- 27.- Del Valle, E., "CÁLCULO DE MODOS NATURALES", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1967.
- 28.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, "Seminario Internacional sobre Instrumentación y Uso de Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural", México, D.F., octubre 1990.
- 29.- Zeevaert, L., "INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACION", LIMUSA, México, D.F., 1980.