



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE LA ESPECIALIZACIÓN DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**“EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO B DE LA ESCUELA
SECUNDARIA TÉCNICA # 30 ALEJANDRO GUILLOT”**

TESINA

PARA OBTENER EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

“JESÚS IRVING CADENA PÉREZ”

DIRECTOR DE TESINA

“M. en I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ”



MÉXICO, D.F.

JUNIO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIMIENTOS

A mi hijita Maite Daniela

A quien le dedico este trabajo y que ahora es mi luz de vida, la etapa más bonita en mi vida ha sido la universidad, deseo que cuando llegues a grande estudies una carrera universitaria.

A mi hermano Diego

El ángel que sin saberlo es un guerrero, el más luchador de la familia.

A mis hermanos Sharon y Ulises

Gracias por su apoyo en este año y medio, me han ayudado mucho.

A mis papas

Mamá un motivo más para seguir viendo, Papá me pusiste el ejemplo de estudiar una especialidad ya llegue.

Al M. en A. Manuel Salgado Cuevas, Director General de Educación Secundaria Técnica

Por el apoyo brindado para la realización del presente trabajo.

Al M. en C. J. Rafael Albarrán Castillo, Subdirector de Planeación DGEST

Por la confianza depositada en mí y la oportunidad de trabajar conjuntamente en el área.

Al Ing. Arq. David Flores Callejas, Construcciones Escolares DGEST

Por las facilidades y la información brindada para la conclusión de este trabajo.

Al M. en A. I Juan Carlos Munive Colin, Subdirector del Instituto Tecnológico de Iztapalapa III

Gracias por tu amistad y facilitarme los permisos para la realización de mis trámites.



Al Ing. Alfredo Carlos Arroyo Vega, profesor de Estructuras de Acero

De sus conocimientos compartidos he aprendido mucho y gracias por su calificación.

A la Señorita Irma Delgado Hernández

El ángel que me ha ayudado, incluso hasta a realizar los trámites que a mí me correspondían con tal de que yo me titulara.

A mi Director de Tesina Mtro. en Ing. Octavio García Domínguez

Quien sin su apoyo, insistencia y oportunidad indudablemente no hubiera podido obtener el Grado, gracias MAESTRO por todas las facilidades para la conclusión de la especialidad y el presente trabajo.

A Dios

Por dejarme tener salud y permitirme cerrar este ciclo en mi vida.



Índice

INTRODUCCIÓN	7
CAPITULO I. HECHOS	9
1.1 Planteamiento del problema	9
1.2 Objetivo	10
CAPITULO II. GENERALIDADES	11
2.1 Datos del inmueble	11
2.2 Ubicación	14
2.3 Antecedentes	14
2.4 Descripción estructural	15
CAPITULO III. COSIDERACIONES	18
3.1 Levantamiento físico	18
3.2 Inspección ocular	18
3.3 Estudio de mecánica de suelos	18
3.4 Estudio de nivelación	22
3.5 Marco jurídico vigente	23
CAPITULO IV. METODOLOGÍA UTILIZADA	24
4.1 Criterio de diseño	24
4.2 Clasificación de la estructura.	24
4.3 Análisis sísmico.....	24
4.3.3 Zonificación.	26
4.3.4 Coeficiente sísmico	27



4.3.5 Factor de comportamiento sísmico.	27
4.3.6 Factor de reducción.	28
4.3.7 Condición por regularidad.....	28
4.3.8 Corrección por irregularidad.	29
4.3.9 Efectos de torsión.	30
4.3.10 Desplazamientos permisibles, para sismo.	30
4.3.11 Estructuras existentes.	31
4.4 Análisis por cargas verticales gravitatorias.	31
4.4.1 Desplazamientos permisibles, para carga vertical.	32
4.5 Análisis eólico.	32
CAPITULO V. DESARROLLO DEL MODELO Y ANALISIS ESTRUCTURAL.....	33
5.1 Programa de Análisis estructural	33
5.1.1 Antecedentes del programa SAP 2000	33
5.2 Modelo matemático.....	34
5.3 Unidades.	37
5.4 Propiedades de los materiales.	37
5.5 Geometría de las secciones.....	37
5.6 Análisis de cargas.	39
5.7 Condiciones de carga	41
5.8 Análisis sísmico estático.....	41
5.9 Cálculo del centro de rigidez.....	42



5.10 Cálculo del centro de masa.	44
5.11 Cálculo de las excentricidades de diseño y momento torsionante.	45
5.12 Combinaciones de carga sísmicas.	46
5.13 Combinaciones de carga vertical.	47
CAPITULO VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS	48
6.1 Elementos mecánicos.....	48
6.2 Desplazamientos	52
CAPITULO VII. REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	54
7.1 Condición actual.....	54
7.2 Estados límite de falla	54
7.2.1 Revisión de trabes.....	55
7.2 Revisión de columnas.....	65
7.3 Estado límite de servicio	69
7.3.1 Revisión de desplazamientos verticales.....	70
7.3.2 Revisión de desplazamientos horizontales	71
CONCLUSIONES	72
RECOMENDACIONES.....	77
RESUMEN EJECUTIVO.....	78
BIBLIOGRAFÍA.....	79
REFERENCIA DE INTERNET	82



INTRODUCCIÓN

Nuestro país se encuentra en una región del planeta que desde hace tiempo ha estado afectada por los sismos y lo seguirá estando. En otras palabras, México es una zona de alta sismicidad. Lo anterior obedece a que las placas de Cocos y de Rivera, que se encuentra al sur y sureste de México, en el océano Pacífico, se están metiendo bajo la placa Norteamérica, de la cual forma parte la placa continental del país. En el lenguaje de los sismólogos, las placas de Cocos y la Rivera subducen a la placa Norteamérica. La primera se mueve con una velocidad relativa de aproximadamente 5 cm/año, respecto a la placa continental, mientras que la segunda se desplaza 2.5 cm/año aproximadamente.

En la falla de esta zona costera del Pacífico se acumulan grandes cantidades de energía que al liberarse provocan los grandes sismos que afectan a nuestro país. De ello se desprende que el conocimiento de esta zona de subducción es fundamental para determinar la sismicidad en nuestro territorio. Para lograrlo, sismógrafos, acelerógrafos, el área de ruptura de la corteza terrestre y la frecuencia de los sismos en la región, son algunos de los elementos fundamentales con los que trabajan los sismólogos.

Los Doctores Krishna Singh y Gerardo Suarez del Instituto de Geofísica de la UNAM, pronostican que en las próximas decenas de años ocurrirá un sismo de magnitud cercana a 8 en la escala de Richter o varios temblores menores en la costa de Guerrero.

Ante la posibilidad de un suceso con estas características, se debe conocer cuál es el fundamento de tal pronóstico. Krishna Singh aclara: "Para empezar no se trata de una predicción, porque no se sabe con precisión cuál será la magnitud, el lugar y cuándo ocurrirá un temblor en la costa de Guerrero."

El Dr. Roberto Melli Piralla del Instituto de Ingeniería de la UNAM destacó que según las últimas investigaciones de esta misma universidad, especialistas en sismología y geofísica nacionales y extranjeros, prevén un sismo de grandes magnitudes similar al registrado en 1920 en Oaxaca y en 1985 en el Distrito Federal en los próximos años.

Un terremoto daña edificios residenciales e infraestructuras por igual. Las estadísticas indican que los daños causados a las instalaciones de la escuela son desproporcionalmente altos. Muchas escuelas en las regiones propensas a terremotos son vulnerables a los mismos y los severos daños que ocurren frecuentemente durante un terremoto, cobran vidas humanas.



Reconociendo que los niños en edad escolar pasan la mayor parte de sus horas en la escuela, siempre hay una posibilidad de que un terremoto suceda mientras ellos están en el centro educativo. Por lo tanto, las escuelas necesitan ser protegidas contra desastres mientras que salvan la vida de los niños y pueden también ayudar como refugio en el necesario post-desastre. Por otra parte, las escuelas resistentes son un ejemplo para diseminar la concientización acerca de la reducción del riesgo en las comunidades. Actividades como la remodelación de la escuela y la nueva construcción con medidas de seguridad, pueden difundir mensajes a la comunidad sobre la importancia de los edificios resistentes para reducir el impacto ante un desastre.

La experiencia previa ha indicado que los problemas básicos relacionados con la mitigación del desastre y preparación, se pueden atribuir a la falta de capacidad, de concientización, de educación y de la resistencia inherente a las comunidades. Una comunidad apropiadamente entrenada por sí misma y educada, es capaz de hacer frente a los desastres naturales con éxito y de reducir sus impactos.

De lo anterior se deriva la importancia de contar con elementos documentales que nos proporcionen información sobre el estado de la infraestructura física educativa.

Actualmente me desempeño como asesor técnico en estructuras en la Dirección General de Educación Secundaria Técnica de la Administración Federal de Servicios Educativos del Distrito Federal y colaboro conjuntamente con todas las Direcciones de Educación Básica, Edificios SEP, el Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, el Instituto Local de Infraestructura Física Educativa del D. F.; el Instituto para la Seguridad Estructural de las Construcciones, Secretaría de Obras y Servicios, Asociación Mexicana de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, etc, se espera que este trabajo, además de contribuir al desarrollo de Administración donde laboro, pueda ser un modelo a seguir en otras dependencias, e instituciones públicas para el mejoramiento de, en primera instancia personal capacitado y certificado, por otro lado establecer en sus procesos operativos y administrativos la metodología y/o requisitos mínimos que deben de contener las evaluaciones o dictámenes de seguridad estructural; Y por último y más importante aún, prevenir desastres que competen a los Ingenieros Civiles y que son de seguridad regional federal.

CAPITULO I. HECHOS

1.1 Planteamiento del problema

El día 20 de Marzo de 2012 el Servicio Sismológico Nacional reportó un sismo con magnitud 7.4 localizado en las cercanías de Ometepec, Guerrero y Pinotepa Nacional, Oaxaca. El sismo, ocurrido a las 12:02 horas, fue sentido en gran parte de la zona centro de la República Mexicana.

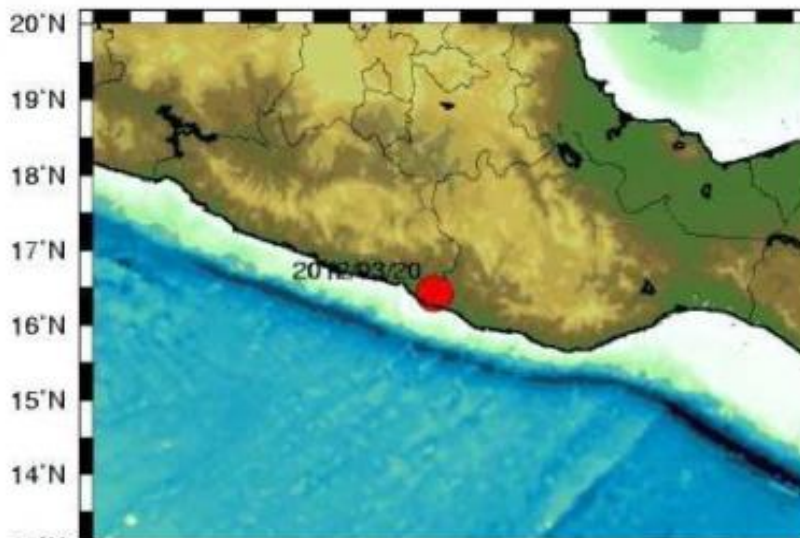


Figura 1.1 Epicentro del sismo del 20 de marzo de 2012

Las coordenadas del epicentro fueron 16.42 latitud N y -98.36 longitud W y la profundidad es de 15 km (fig. 1). Oaxaca es uno de los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana, registra aproximadamente el 25% de los sismos del país.

Es así que las autoridades, la comunidad educativa y los padres de familia tienen la incertidumbre sobre el estado en el que se encuentra el edificio denominado "B" ya que hace aproximadamente 28 años el edificio gemelo que se encontraba a un costado tuvo que ser demolido por el mal estado en que quedó posterior al sismo del año de 1985.



1.2 Objetivo

Con la finalidad de verificar el comportamiento y la capacidad de la estructura, por lo que se refiere a los requerimientos de resistencia y estabilidad que se especifican en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente y en sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes; En este trabajo se realiza:

- 1) Una evaluación considerando investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- 2) La clasificación del daño en cada elemento de la edificación según su severidad y modo de comportamiento.
- 3) Estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño de la edificación.
- 4) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

CAPITULO II. GENERALIDADES

2.1 Datos del inmueble

El edificio tiene una antigüedad de aproximadamente 45 años está proyectado para tener uso de escuela siendo este clasificado según su destino como: Grupo "A" y por su estructuración: Tipo "1". Según se indica en el art. 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En su interior se ubican seis aulas didácticas con dimensiones de 8.1X6.3m con un número de alumnos por aula de 50 aproximadamente, tomando en cuenta lo anterior y que son dos turnos (matutino y vespertino) se tiene un flujo de 600 alumnos por día.

Consta de dos niveles cuya altura de entrepiso es de 2.8 m sumando una altura total de 5.99 m. Sus dimensiones en planta son: de largo 23.6 m y de ancho 8.3 m, que arroja una superficie de 195.88 m².



Fotografía 2.1.1 Escuela Secundaria Técnica # 30



Fotografía 2.1.2 Escuela Secundaria Técnica # 30



Fotografía 2.1.3 Acceso principal al plantel



Fotografía 2.1.4 Patio de actividades culturales



Fotografía 2.1.5 Edificio "B"

2.2 Ubicación

La Escuela Secundaria Técnica # 30 "Ing. Alejandro Guillot Schiaffino" se encuentra delimitada entre las calles Emiliano Zapata, Villa de Ayala, Cautla y República Mexicana; En la colonia San Felipe de Jesús de la Delegación Gustavo Adolfo Madero, c.p. 7510, latitud $19^{\circ}29'31.565''N$ y longitud $99^{\circ}04'58.922''W$ y que delimita un área de 19,663 m² aproximadamente.



Fotografía 2.2.1 Vista aérea de la ubicación de la escuela

2.3 Antecedentes

Para rastrear la mayor información posible existente sobre la Escuela Secundaria Técnica # 30, se utiliza un método de investigación histórica descriptiva y documental desde el momento de la creación de la Dirección General de Educación Secundaria Técnica, haciendo descripciones sistemáticas de los cambios que se han tenido. Se ha recurrido a instancias federales y locales tales como Edificios SEP, la Administración Federal de Servicios Educativos del Distrito Federal, el Consejo Nacional de Fomento Educativo, el Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, el Instituto Local de Infraestructura Física Educativa, Secretaría de Obras y Servicios, la Jefatura de Unidad Departamental de Escuelas de la Delegación Gustavo A. Madero.

El edificio tiene una antigüedad de 45 años y fue construido por el hoy extinto Departamento del Distrito Federal. No se cuenta con planos estructurales ni memorias de cálculo, ya que al paso del tiempo ya se perdieron, en los archivos de la Dirección General de Educación Secundaria Técnica solamente se tiene un plano arquitectónico en malas condiciones.

Es muy importante mencionar que este edificio tenía a un costado un edificio gemelo, el cual posteriormente a los sismos que se presentaron en el año de 1985, se determinó que por las condiciones en la que se encontraba era necesario demolerlo.

2.4 Descripción estructural

El edificio consta de 2 niveles a base de marcos ortogonales de concreto armado, columnas de 45x45cm, losa plana de 35 cm de peralte y travesaños equivalentes de 150x35cm, la cimentación es a base de pilotes de control. Existen muros de rigidez de concreto con un espesor de 12 cm en los ejes A, C, E, G y de los ejes C-D.



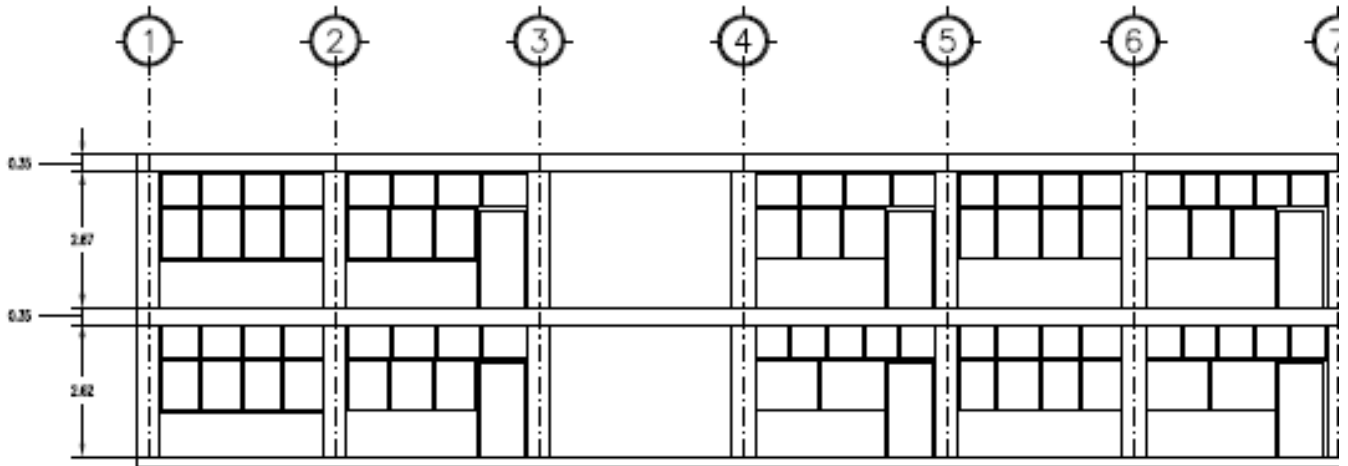
Fotografía 2.4.1 Edificio "B"



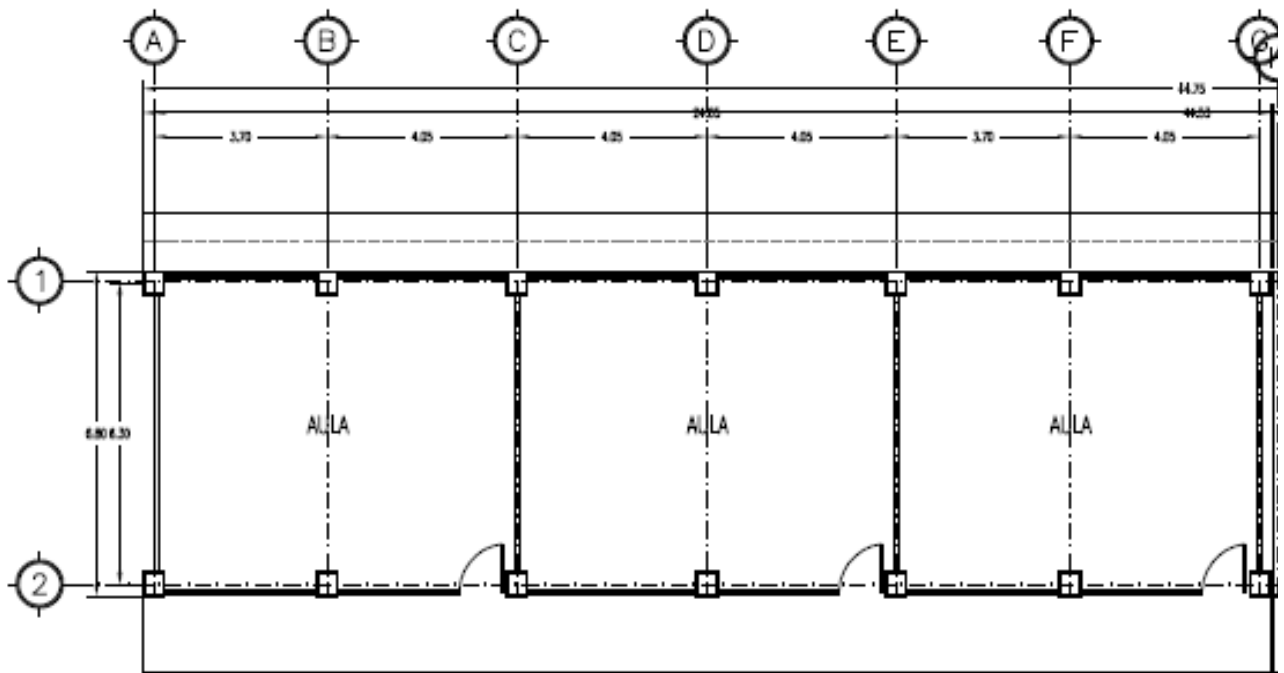
Fotografía 2.4.2 Acceso a cimentación



Fotografía 2.4.3 Pilote de control



FACHADA PRINCIPAL



PLANTA ARQUITECTÓNICA BAJA



CAPITULO III. COSIDERACIONES

3.1 Levantamiento físico

Se acude físicamente a las instalaciones de la escuela para hacer un levantamiento físico y así poder obtener sus dimensiones reales. Se toman fotografías para tener un registro fotográfico.

3.2 Inspección ocular

Se revisan todos y cada uno de los elementos estructurales que no tengan daños como, fisuras, grietas, desplazamientos verticales y horizontales.

En las Traveses y columnas no existen evidencias de patología que indiquen que la estructura se encuentre dañada, el edificio fue reforzado después de los sismos de 1985 con muros para rigidizarlo.

El edificio presenta un ligero asentamiento diferencial dirección oeste - este.

La cimentación no presenta filtraciones de agua y las cargas de los pilotes hasta el momento se han cambiado.

3.3 Estudio de mecánica de suelos

Debido a que la cimentación está controlada mediante pilotes, la Delegación Gustavo A. Madero a través de su Jefatura de Unidad Departamental de "Escuelas" y su techo económico contrataron desde el año 2003 a la empresa "Pilotes de Control PICOSA S.A. de C.V." para llevar a cabo la tarea del mantenimiento de los pilotes de control del edificio, sin embargo el edificio presenta leves asentamientos diferenciales y a su vez esta empresa solicita un estudio de mecánica de suelos para analizar el asentamiento de la cimentación.

Por medio del INIFED y debido a los sismos ocurridos se autorizó presupuesto para la realización de un estudio de mecánica de suelos y así la empresa PICOSA de una solución a los asentamientos diferenciales.

A continuación se muestran los datos obtenidos mediante pruebas de Penetración Estándar.

ESTUDIOS DE
MECÁNICA DE
SUELOS S.A.

REGISTRO DE CAMPO

OBRA: ESCUELA SECUNDARIA TECNICA N° 30 " ALEJANDRO GUILLOT "SONDEO SM-02LOCALIZACION: AV PLAN DE AYALA ESQUINA CALLE CUAUTLA, COLONIA SAN
FELIPE DE JESUS,METODO: P. ESTANDAR Y TUBO SHELBYCOORDENADAS: NO SE REFIEREN

CONTRATO: _____

F. INICIO 13/08/12 F. TERMINO 14/08/12

MUESTRA	PROFUNDIDAD		% DE RECUPERACION	PENETRACION			DESCRIPCION
	DE	A.		15	30	15	
-	0.00	0.20	-	-	-	-	PISO DE CONCRETO
1	0.20	0.80	33	4	17	15	RELLENO FORMADO POR ARCILLA ARENOSA CON RESTOS DE TABIQUE
2	0.80	1.40	17	3	15	10	RELLENO FORMADO POR ARCILLA ARENOSA CON RESTOS DE TABIQUE
3	1.40	2.00	58	2	5	4	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
4	2.00	2.60	63	2	7	5	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
5	2.60	3.20	67	3	5	3	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
6	3.20	3.80	58	3	8	2	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
7	3.80	4.40	33	3	5	2	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
8	4.40	5.00	53	T. SHELBY			ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
9	5.00	5.60	100	2	4	2	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
10	5.60	6.20	75	3	3	1	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
11	6.20	7.00	60	1	2	1	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
12	7.00	7.70	60	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
13	7.70	8.30	62	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA CON LENTES DE ARENA FINA
14	8.30	8.90	47	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA CON LENTES DE ARENA FINA
15	8.90	9.80	67	T. SHELBY			ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
16	9.80	10.40	92	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA
17	10.40	11.00	88	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA
18	11.00	11.60	83	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA
19	11.60	12.20	78	1	2	1	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA
20	12.20	12.80	83	1	1	1	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
21	12.80	13.40	70	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
22	13.40	14.00	75	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR CAFÉ ROJIZA
23	14.00	14.90	78	T. SHELBY			ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
24	14.90	15.50	100	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
25	15.50	16.10	83	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA
26	16.10	16.70	60	PH	PH	PH	ARCILLA DE COLOR GRIS VERDOSA

Datos del N.A.F.

2.60 M 14-08-12

Observaciones:

Perfora: Miguel Angel Diaz ArriagaRevisa: Ernesto Jesus León

EMS

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
ESCUELA SECUNDARIA TECNICA N° 30 "ALEJANDRO GUILLOT"**



Fotografía N° 01
Vista de la posición donde se realizó el sondeo SM-01



Fotografía N° 02
Acercamiento de los trabajos del SM-01



Fotografía N° 03
Maniobras correspondientes al sondeo SM-01



Fotografía N° 04
Vista de una de las muestras obtenidas en el SM-01

3.4 Estudio de nivelación

También se realiza un estudio de nivelación para el edificio obteniéndose los resultados que se muestran en la siguiente figura:

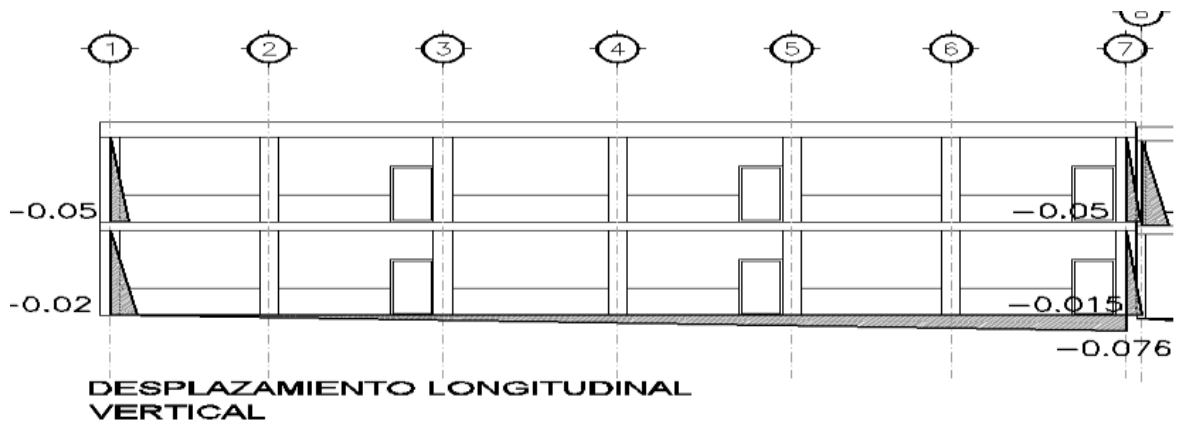


Figura 3.4.1 Desplomes del edificio

Desplome vertical real = -0.076 cm

Desplome horizontal real = -0.050 cm



3.5 Marco jurídico vigente

Para la realización del presente trabajo se tomaron en cuenta las siguientes Leyes, reglamentos y normas:

- LEY GENERAL DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA EDUCATIVA.
- NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA REALIZACIÓN DE ESTUDIOS, PROYECTOS, CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES (INIFED).

VOLUMEN 1 Aspectos Generales

I. Generalidades y Terminología

VOLUMEN 4 Seguridad Estructural

- I. Disposiciones y Criterios Generales
- II. Diseño por Sismo
- III. Diseño por Viento
- IV. Diseño de Cimentaciones
- V. Diseño de Estructuras de Concreto
- VI. Diseño de Estructuras de Acero
- VII. Diseño de Estructuras de Mampostería

- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO



CAPITULO IV. METODOLOGÍA UTILIZADA

4.1 Criterio de diseño

En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en las Normas correspondientes. Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las solicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las Normas correspondientes. (Art. 150 RCDF).

4.2 Clasificación de la estructura.

Grupo A: Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

4.3 Análisis sísmico.

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura.

4.3.1 Tipo de análisis.

Siguiendo el capítulo 2.2 (Análisis Estático y Dinámico) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, puede utilizarse el Método Estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30m, y estructuras irregulares de no más de 20m. En nuestro caso la altura del edificio a analizar es de 6.0m, consecuentemente se utilizará el método estático.



4.3.2 Análisis estático.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q' pero no menor que a_o , donde a_o es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$ y c el coeficiente sísmico. a_o y c se consignan en la tabla 4.5.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser

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

Donde W_i peso de la i -ésima masa; y h_i altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

4.3.3 Zonificación.

Las zonas del D.F. se consideran de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal art. 170. Como se observa en la siguiente figura, la ubicación de la escuela se localiza en la Zona III d.

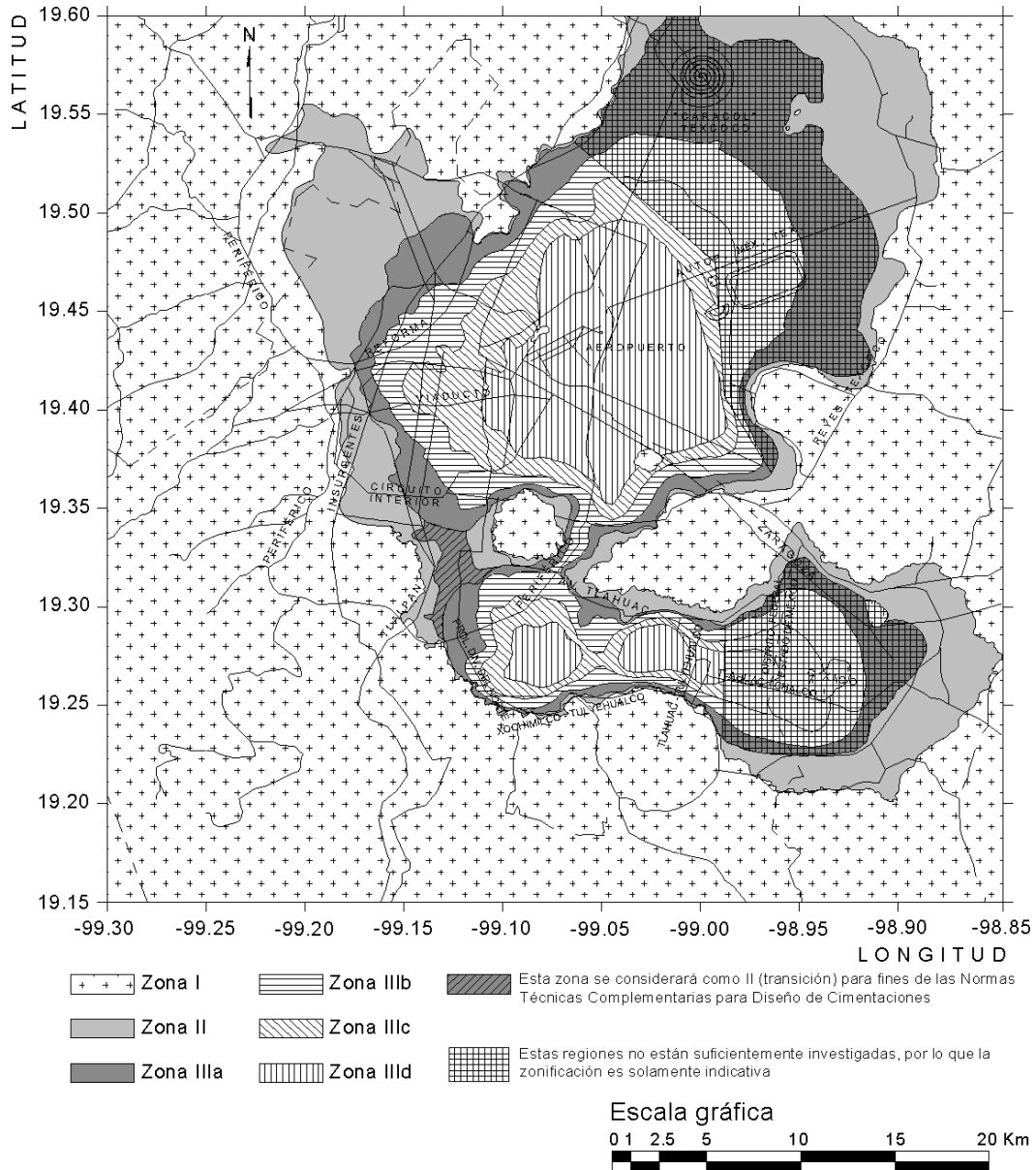


Figura 4.4 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo.



4.3.4 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_o , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_o .

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas IIIa y IIIc, 0.45 en la IIIb y 0.30 en la III d. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Por lo tanto tenemos $C = 0.30 \times 1.5 = 0.45$

Zona	c	a_o	T_a^1	T_b^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

Figura 4.5 Tabla de coeficientes sísmicos.

4.3.5 Factor de comportamiento sísmico.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes indicadas en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, según se cumplan los requisitos en ellas indicados, para el caso de estudio se propuso:

$Q = 2$ por que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados



dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto.

4.3.6 Factor de reducción.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$
$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Capítulo 6 (Condición por Regularidad) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho Capítulo.

4.3.7 Condición por regularidad.

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los requisitos especificados en el capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.



CONDICIONES DE REGULARIDAD

CONDICION	NO SATISFACE	SATISFACE
1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.		X
2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.		X
3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.	X	
4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.		X
5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.		X
6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.		X
7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.		X
8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.		X
9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.		X
10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		X
11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.		X

Figura 4.8 Tabla de requisitos por condición de regularidad.

4.3.8 Corrección por irregularidad.

El factor de reducción Q' , se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

Es entonces para nuestro caso queda $Q'=2 \times 0.9=1.8$



4.3.9 Efectos de torsión.

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, es, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$ed1=1.5es+0.1b ; \text{ ó}$$

$$ed2=es -0.1b$$

Donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de es calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

4.3.10 Desplazamientos permisibles, para sismo.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico.



4.3.11 Estructuras existentes.

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Capítulo 5, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor que éste. Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

4.4 Análisis por cargas verticales gravitatorias.

Además de ser segura, una estructura debe tener buenas propiedades de servicio, ya que sin esta propiedad no funciona satisfactoriamente causando incomodidades o precepción de inseguridad a los ocupantes o usuarios de la estructura. Para una viga esto usualmente significa que las deformaciones, principalmente la deflexión vertical, deben ser limitadas. Una deflexión excesiva es usualmente una indicación de que se trata de una viga muy flexible, que puede conducir a problemas de carácter vibratorio. La deflexión misma puede causar problemas si los elementos unidos a la viga pueden dañarse por pequeñas distorsiones. Además que los usuarios de la estructura pueden ver las grandes deformaciones negativamente y suponer equívocamente que la estructura no es segura.

El Art. 147 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, menciona que toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.



4.4.1 Desplazamientos permisibles, para carga vertical.

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en su Capítulo 4.1 establecen que en las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

4.5 Análisis eólico.

El reglamento permite despreciar los efectos del viento siempre y cuando no sea significativo, por tener en este caso la estructura una altura total de 6.00m se omitirán los cálculos de fuerzas eólicas.

CAPITULO V. DESARROLLO DEL MODELO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1 Programa de Análisis estructural

Para el modelado, análisis y revisión del diseño de la estructura se utilizó el programa de elemento finito SAP 2000, integrated solution for structural analysis and design versión 14.



Figura 5.1 El programa SAP 2000

5.1.1 Antecedentes del programa SAP 2000

La compañía Computers and Structures, Inc. fundada en 1975 por Ashraf Habibullah, CSI es reconocida en todo el mundo como un líder innovador en el desarrollo de herramientas de software para el análisis y el diseño de estructuras civiles tales como puentes, presas, estadios, estructuras industriales y edificios. CSI productos están autorizados a miles de empresas de ingeniería estructural en todo los EE.UU. y en más de 100 otros países. El desarrollo de la CSI de software abarca tres décadas, comenzando con la investigación del doctor Edward L. Wilson de la Universidad de California en Berkeley.



SAP 2000 es el resultado de un trabajo desarrollado en los Estados Unidos de Norteamérica cuyo principal objetivo fue desarrollar un programa para Análisis y Diseño de Estructuras en donde el usuario tenga gran versatilidad en el manejo del mismo a través de una interacción directa en la mayor parte de la ejecución de los módulos que componen el programa y junto con la sencillez y facilidad de uso son algunas de sus principales características.

El Sistema **SAP 2000** es un programa para computadoras personales IBM o compatibles mediante el cual puede realizarse el Análisis y Diseño de Estructuras bajo uno o varios sistemas de carga formados por un conjunto de fuerzas estáticas y/o dinámicas aplicadas a la estructura.

SAP2000 se basa en un programa escrito en FORTRAN inicialmente desarrollado a comienzos de los años setenta por el Dr. Edward L. Wilson, actualmente profesor emérito de ingeniería civil de la Universidad de California en Berkeley. El programa se llamaba originalmente SAP IV por las siglas en inglés de Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural). Como el programa SAP2000 ha sido desarrollado en California, obviamente está implementado en inglés.

La versión que se utilizó para la elaboración del presente trabajo fue la número 14.0.0 Advanced, Copyright 1976-2010.

5.2 Modelo matemático.

Un modelo matemático es uno de los tipos de modelos científicos que emplea algún tipo de formulismo matemático para expresar relaciones, proposiciones sustantivas de hechos, variables, parámetros, entidades y relaciones entre variables y/o entidades u operaciones, para estudiar comportamientos de sistemas complejos ante situaciones difíciles de observar en la realidad. El término modelización matemática es utilizado también en diseño gráfico cuando se habla de modelos geométricos de los objetos en dos (2D) o tres dimensiones (3D).

Para este caso se realizó modelando las columnas y trabes mediante los elementos barra "frame", la losa y muros de concreto se modelaron con elementos placa "Shell".

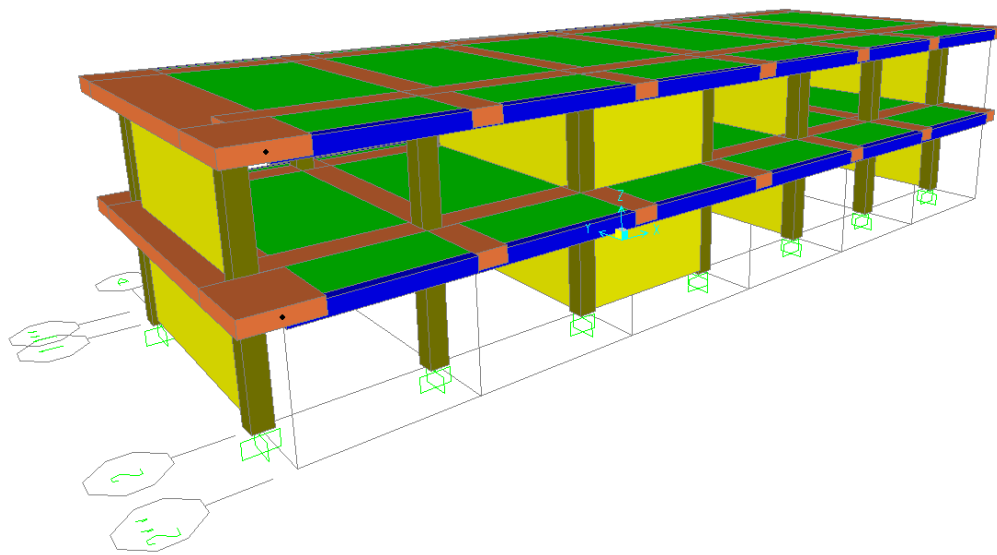


Figura 5.2.1 Axonetría estructural

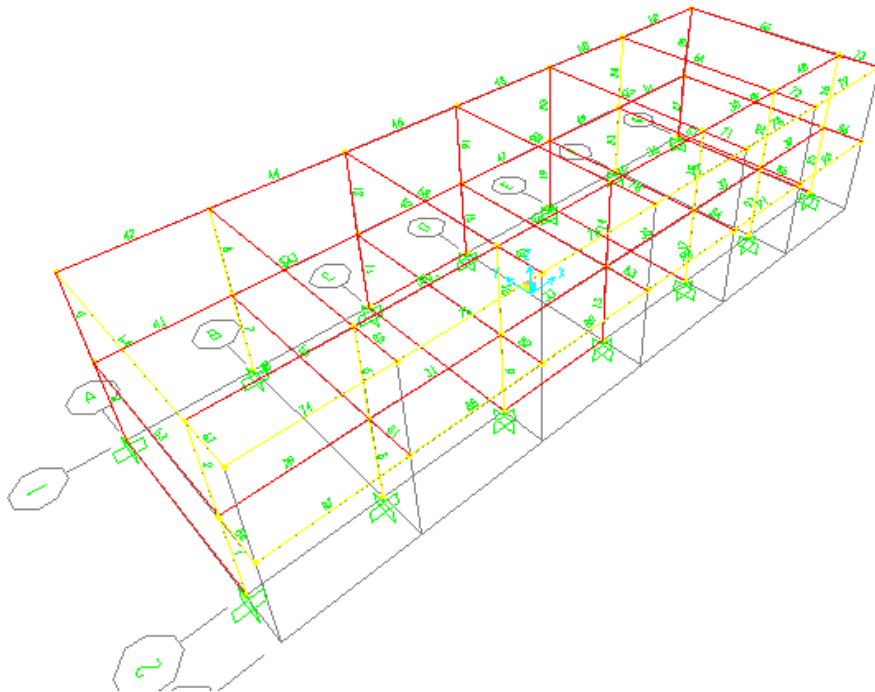


Figura 5.2.2 Numeración de elementos estructurales

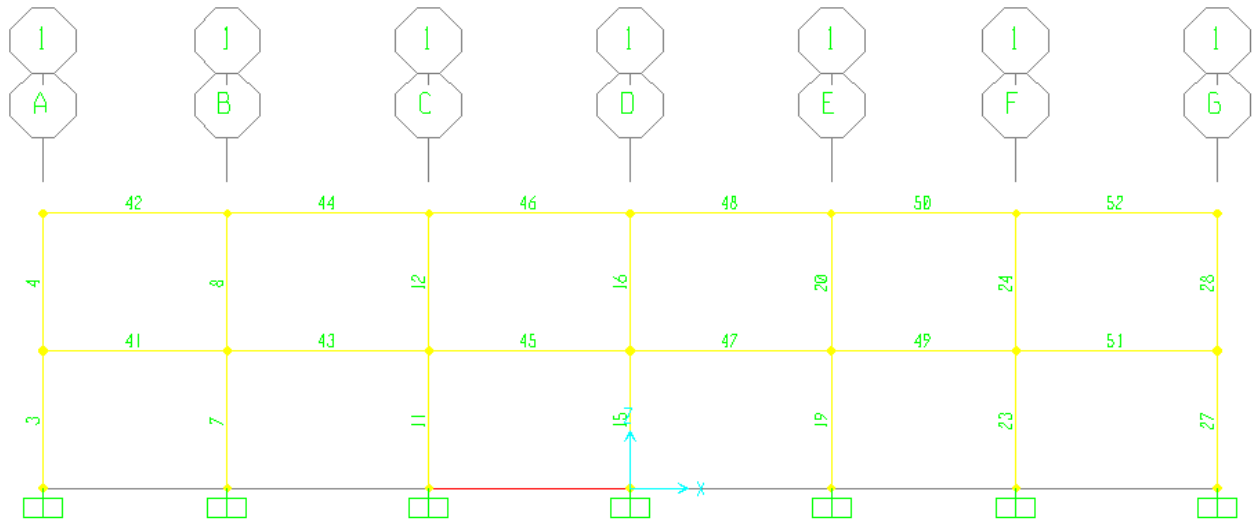


Figura 5.2.3 Numeración de elementos estructurales

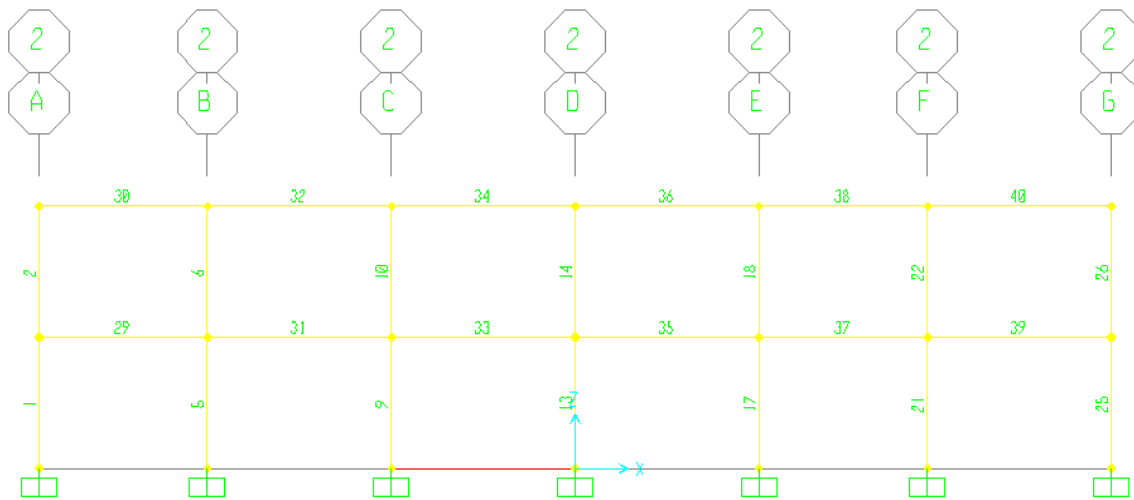


Figura 5.2.4 Numeración de elementos estructurales



5.3 Unidades.

En las ecuaciones y expresiones que deben utilizarse son las unidades siguientes, que corresponden al sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son

Fuerza kg (kilogramos)
Longitud cm (centímetros)
Momento kg-cm
Esfuerzo kg/cm²

En el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en Toneladas (T) y los momentos en Toneladas-metro (T-m).

5.4 Propiedades de los materiales.

No se realizaron pruebas de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas de los materiales, tales como extracción de corazón, esclerómetro o pachómetro, sin embargo se utilizó una resistencia a la compresión a los 28 días de 200 kg/cm², ya que se han realizado muchos planos de esa misma fecha y casi todos se diseñaron con esa resistencia.

- Concreto: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto $E = 8,000 f'c^{1/2}$
- Peso volumétrico del concreto $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Relación de Poisson del concreto $\nu = 0.2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.5 Geometría de las secciones

La geometría de las secciones de columnas y traveses de acero utilizados, son los que se muestran en las siguientes figuras:

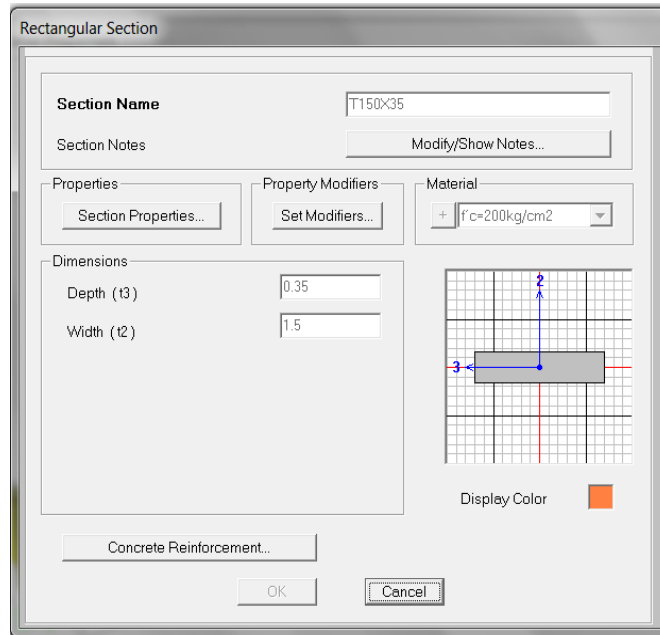


Figura 5.5.1 Trabe de 150x35cm

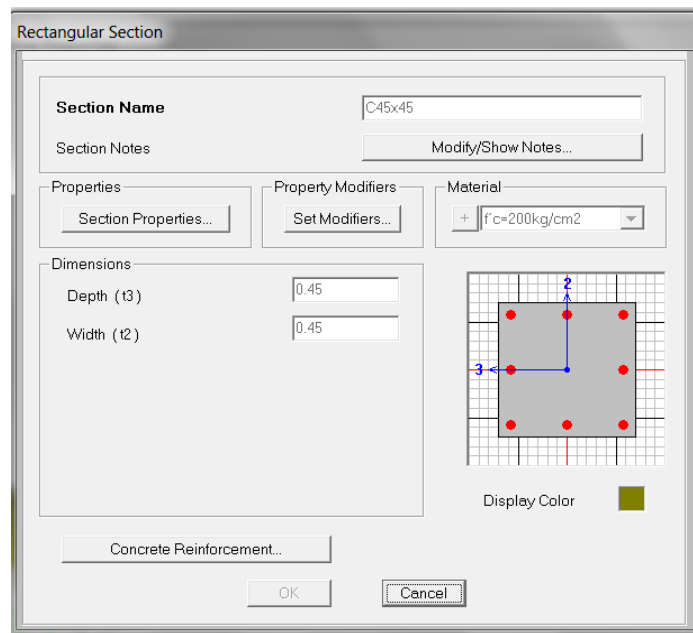


Figura 5.5.2 Columna de 45x45cm



5.6 Análisis de cargas.

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obren sobre las estructuras con su intensidad máxima:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las acciones permanentes (peso propio y carga muerta), las acciones variables (carga viva con la intensidad correspondiente) y las acciones accidentales (carga de sismo). En el caso de la carga viva, se considera con intensidad máxima para la combinación con las acciones permanentes y con intensidad instantánea para la combinación con las acciones accidentales.

Estas cargas se distribuyen en los diferentes elementos estructurales de soporte de cada nivel mediante las correspondientes áreas tributarias. Las cargas a considerar por nivel se presentan a continuación:



NIVEL AZOTEA			e(m)	A(m ²)	ρ (kg/m ³)	ω 1 (kg/m ²)	ω 2 (kg/m)	P (kg)	
CARGA	CONCEPTO								
CARGA MUERTA	PESO PROPIO	T150x35							
		T150x35							
		SUMA=				0.00	0.00	0.00	
	SOBRE CARGA MUERTA	Tinacos							
		Tanque estacionario							
		Pretil (tabique con mortero)						189	
		Impermeabilizante	0.01		1,000.00	10			
		Enladrillado	0.02		1,600.00	32			
		Mortero cemento arena	0.02		2,100.00	42			
		Relleno de tezontle	0.12		1,200.00	144			
		Losa	0.35		2,400.00	840			
		Plafón	0.015		1,500.00	22.5			
		Instalaciones				30			
		C.m. adicional por losa				20			
C.m. adicional por mortero				20					
SUMA=					1,160.50	189.00	0.00		
CARGA VIVA	C.V MAX	C.v. máxima <5%				100			
	C.V INST	C.v. instantánea <5%				70			
	C.V MED	C.v. media				15			
	ADICIONAL	C. debida al granizo							0
C. concentrada crítica								100	

Figura 5.6.1 Análisis de cargas en nivel azotea

NIVEL TIPO			e(m)	A(m ²)	ρ (kg/m ³)	ω 1 (kg/m ²)	ω 2 (kg/m)	P (kg)	
CARGA	CONCEPTO								
CARGA MUERTA	PESO PROPIO	T150x35							
		T150x35							
		Columna 45x45							
		SUMA=				0.00	0.00	0.00	
	SOBRE CARGA MUERTA	Muro (tabique con mortero)					0		
		Loseta (0,30mx0,30m)					45		
		Pega loseta	0.01		1000	10			
		Firme	0.06		2400	144			
		Losa	0.35		2,400.00	840			
		Instalaciones				30			
		Plafón	0.015		1500	22.5			
		C.m. adicional por losa				20			
		C.m. adicional por mortero				20			
		SUMA=					1,131.50	0.00	0.00
CARGA VIVA	C.V MAX	C.v. máxima				250			
	C.V INST	C.v. instantánea				180			
	C.V MED	C.v. media				100			
	ADICIONAL	C. concentrada crítica						0	

Figura 5.6.2 Análisis de cargas en nivel tipo



5.7 Condiciones de carga

Se consideran como condiciones de carga las siguientes:

- Peso propio de elementos estructurales (Dead) } Carga Muerta (Cm)
- Sobre Carga Muerta. (Scm) }
- Carga Viva máxima (Cv máx)
- Carga Viva instantánea (Cv ins)
- Carga Viva media (Cv med)
- Carga accidental de sismo en dirección longitudinal X con e. positiva (SX1)
- Carga accidental de sismo en dirección transversal Y con e. positiva (SY1)
- Carga accidental de sismo en dirección longitudinal X con e. negativa (SX2)
- Carga accidental de sismo en dirección transversal Y con e. negativa (SY2)

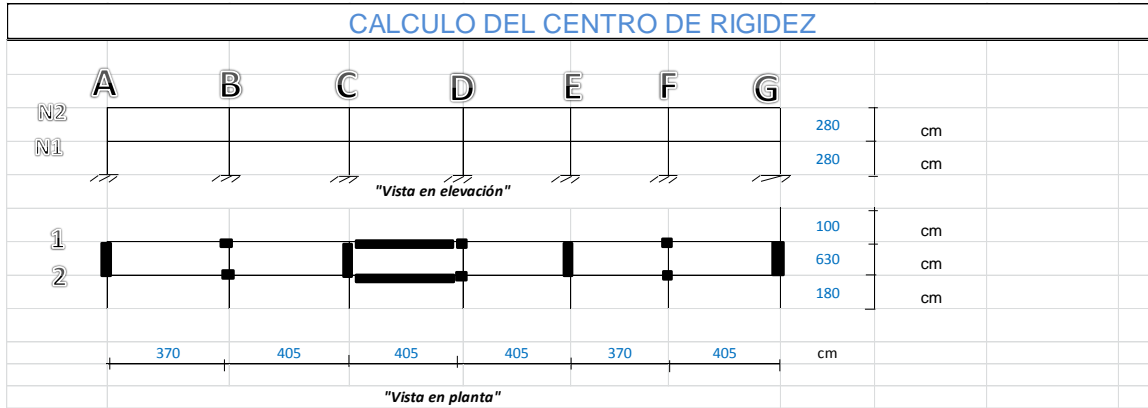
Estas condiciones de carga son consideradas dentro del modelo de análisis para realizar las combinaciones de carga correspondientes.

5.8 Análisis sísmico estático.

ANALISIS SISMICO ESTATICO							
ZONA	c	a ₀	T _a	T _b	r		
IIIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00		
Factor de comportamiento Q=	2						
Factor de irregularidad I=	0.9						
Factor de reducción Q' =	1.8						
Factor tipo "A" ó "B"	1.5						
"c"	0.45						
Coefficiente de cortante basal	0.25						
Cortante basal	136.48	Ok					
Nivel	h _i [m]	W _i [ton]	W _i h _i [ton*m]	F _i [ton]	V _i [ton]	Numero de nodos principales	Fuerza en cada nodo F _i "X" [ton]
2	5.6	264.26	1,479.87	89.03	89.03	14	6.36
1	2.8	281.66	788.64	47.45	136.48	14	3.39
Σ=		545.92	2,268.51	136.48			
SIMBOLOGIA							
H _i ; altura del nivel							
W _i ; peso del nivel							
c; Coeficiente sísmico							
Q; factor de comportamiento sísmico							
T; período fundamental de vibración de La estructura							
T _a ; primer período característico							
T _b ; segundo período característico							
r; exponente rama descendente							
c; coeficiente sísmico							



5.9 Cálculo del centro de rigidez.



Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
1	A-B	T 150X35	150	35	370	535,937.50	1448.48	1	1,448.48
	B-C	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1323.30	1	1,323.30
	C-D	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1323.30	1	1,323.30
	D-E	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1323.30	1	1,323.30
	E-F	T 150X35	150	35	370	535,937.50	1448.48	1	1,448.48
	F-G	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1323.30	1	1,323.30
	A-G	C45X45	45	45	280	341,718.75	1220.42	7	8,542.97
	C-D	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene R1=

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum K_{cm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{om}} \right)} = 0.60 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
2	A-B	T 150X35	150	35	370	535,937.50	1,448.48	1	1,448.48
	B-C	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1,323.30	1	1,323.30
	C-D	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1,323.30	1	1,323.30
	D-E	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1,323.30	1	1,323.30
	E-F	T 150X35	150	35	370	535,937.50	1,448.48	1	1,448.48
	F-G	T 150X35	150	35	405	535,937.50	1,323.30	1	1,323.30
	A-G	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	7	8,542.97
	C-D	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene R2=

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum K_{cm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{om}} \right)} = 0.60 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
A	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RA=

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum K_{cm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{om}} \right)} = 1.68 E$$



Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
B	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2				280	0.00	0.00	1	0.00

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RB=

$$R_n = \frac{48E}{ln \left(\frac{4ln}{\sum K_{cn}} + \frac{lm + ln}{\sum K_{tm}} + \frac{ln + ho}{\sum K_{tn}} \right)} = 0.31 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
C	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RC=

$$R_n = \frac{48E}{ln \left(\frac{4ln}{\sum K_{cn}} + \frac{lm + ln}{\sum K_{tm}} + \frac{ln + ho}{\sum K_{tn}} \right)} = 1.68 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
D	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2			0	0	280	0.00	0	0.00

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RD=

$$R_n = \frac{48E}{ln \left(\frac{4ln}{\sum K_{cn}} + \frac{lm + ln}{\sum K_{tm}} + \frac{ln + ho}{\sum K_{tn}} \right)} = 0.33 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
E	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RE=

$$R_n = \frac{48E}{ln \left(\frac{4ln}{\sum K_{cn}} + \frac{lm + ln}{\sum K_{tm}} + \frac{ln + ho}{\sum K_{tn}} \right)} = 1.68 E$$

Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
F	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2			0	0	280	0.00	0	0.00

Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entrepiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RF=

$$R_n = \frac{48E}{ln \left(\frac{4ln}{\sum K_{cn}} + \frac{lm + ln}{\sum K_{tm}} + \frac{ln + ho}{\sum K_{tn}} \right)} = 0.33 E$$



Propiedades geométricas de las secciones									
Eje	Tramo	SECCION	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Ix (cm4)	K (cm3)	# PIEZAS	Total
G	1 a 1'	T 150X35	150	35	100	535,937.50	5,359.38	1	5,359.38
	1 a 2	T 150X35	150	35	630	535,937.50	850.69	1	850.69
	2 a 2'	T 150X35	150	35	180	535,937.50	2,977.43	1	2,977.43
	1 a 2	C45X45	45	45	280	341,718.75	1,220.42	2	2,440.85
	1 a 2	M10X325	10	325	280	28,606,770.83	102,167.04	1	102,167.04

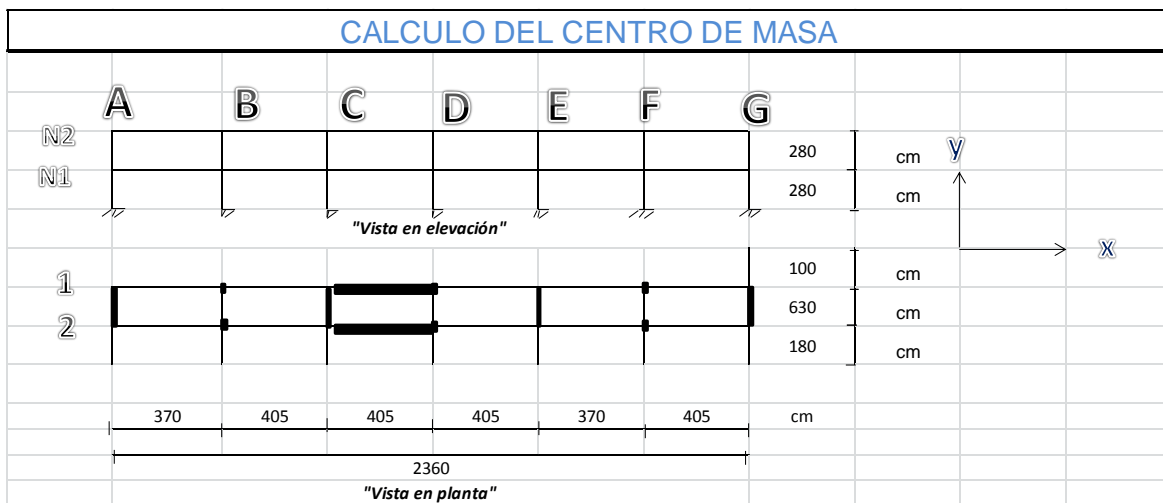
Aplicando la fórmula de Wilbur para la rigidez de entripiso de los marcos de los distintos ejes, se obtiene RG=

$$R_n = \frac{48E}{l_n \left(\frac{4l_n}{\sum K_{cn}} + \frac{l_n + l_n}{\sum K_{tm}} + \frac{l_n + l_n}{\sum K_{in}} \right)}$$

1.68 E

CALCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ			
$X_t = \frac{\sum (R_{iy} * x_i)}{\sum R_{iy}}$		$Y_t = \frac{\sum (R_{ix} * y_i)}{\sum R_{ix}}$	
Xt=	11.80	m	Yt= 3.15 m

5.10 Cálculo del centro de masa.



El peso está uniformemente distribuido en toda la planta, de manera que el centro de masa coincide con el centro geométrico de la planta y sus coordenadas son:

CALCULO DE CENTRO DE MASAS			
$X_m = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i}$		$Y_m = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$	
Xm=	11.8	m	Ym= 4.05 m



5.11 Cálculo de las excentricidades de diseño y momento torsionante.

CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES Y MOMENTO TORSIONANTE

Y ↑

X →

esy=Ym-Ym= 0.90 m Sí esy/B= 0.1111 < 0.1 Estructura Irregular

esx=Xm-Xt= 0.00 m Sí esx/A= 0.0000 < 0.1 Estructura Regular

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO Y MOMENTO TORSIONANTE POR ENTREPISO EN "SISMO DIRECCION X"									
Entrepiso	Vx (Tn)	Ym (m)	Yt (m)	b (m)	esy (m)	ed-y1 (m)	ed-y2 (m)	Mt-X1 (T-m)	Mt-X2 (T-m)
2	89.03	4.05	3.15	8.1	0.90	2.16	0.09	192.31	8.01
1	136.48	4.05	3.15	8.1	0.90	2.16	0.09	294.80	12.28

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO Y MOMENTO TORSIONANTE POR ENTREPISO EN "SISMO DIRECCION Y"									
Entrepiso	Vy (Tn)	Xm (m)	Xt (m)	b (m)	esx (m)	ed-y1 (m)	ed-y2 (m)	Mt-Y1 (T-m)	Mt-Y2 (T-m)
2	89.03	11.8	11.80	23.6	0.00	2.36	-2.36	210.16	-210.09
1	136.48	11.8	11.80	23.6	0.00	2.36	-2.36	322.15	-322.05

M. TORSIONANTES POR NIVEL DIRECCION "X"		
Nivel	Mt-X1 (T-m)	Mt-X2 (T-m)
2	192.31	8.01
1	102.49	4.27

M. TORSIONANTES POR NIVEL DIRECCION "Y"		
Nivel	Mt-Y1 (T-m)	Mt-Y2 (T-m)
2	210.16	-210.09
1	112.00	-111.96



5.12 Combinaciones de carga sísmicas.

Se verificará que la estructura resistan los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales, momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados del factor de carga correspondiente, según el Capítulo 2.2 y 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y del Capítulo 8.7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Las combinaciones utilizadas son:

1.1 (CM+CVins+SX1+0.3SY1)
1.1 (CM+CVins+SX1-0.3SY1)
1.1 (CM+CVins-SX1+0.3SY1)
1.1 (CM+CVins-SX1-0.3SY1)
1.1 (CM+CVins+0.3SX1+SY1)
1.1 (CM+CVins+0.3SX1-SY1)
1.1 (CM+CVins-0.3SX1+SY1)
1.1 (CM+CVins-0.3SX1-SY1)

1.1 (CM+CVins+SX2+0.3SY2)
1.1 (CM+CVins+SX2-0.3SY2)
1.1 (CM+CVins-SX2+0.3SY2)
1.1 (CM+CVins-SX2-0.3SY2)
1.1 (CM+CVins+0.3SX2+SY2)
1.1 (CM+CVins+0.3SX2-SY2)
1.1 (CM+CVins-0.3SX2+SY2)
1.1 (CM+CVins-0.3SX2-SY2)

1.1 (CM+CVins+SX1+0.3SY2)
1.1 (CM+CVins+SX1-0.3SY2)
1.1 (CM+CVins-SX1+0.3SY2)
1.1 (CM+CVins-SX1-0.3SY2)
1.1 (CM+CVins+0.3SX1+SY2)
1.1 (CM+CVins+0.3SX1-SY2)
1.1 (CM+CVins-0.3SX1+SY2)
1.1 (CM+CVins-0.3SX1-SY2)

1.1 (CM+CVins+SX2+0.3SY1)
1.1 (CM+CVins+SX2-0.3SY1)
1.1 (CM+CVins-SX2+0.3SY1)
1.1 (CM+CVins-SX2-0.3SY1)
1.1 (CM+CVins+0.3SX2+SY1)



- 1.1 (CM+CVins+0.3SX2-SY1)
- 1.1 (CM+CVins-0.3SX2+SY1)
- 1.1 (CM+CVins-0.3SX2-SY1)

5.13 Combinaciones de carga vertical.

La combinación utilizada por ser una estructura del grupo "A" será:

$$1.5(C_m+C_{vmax})$$

CAPITULO VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Elementos mecánicos

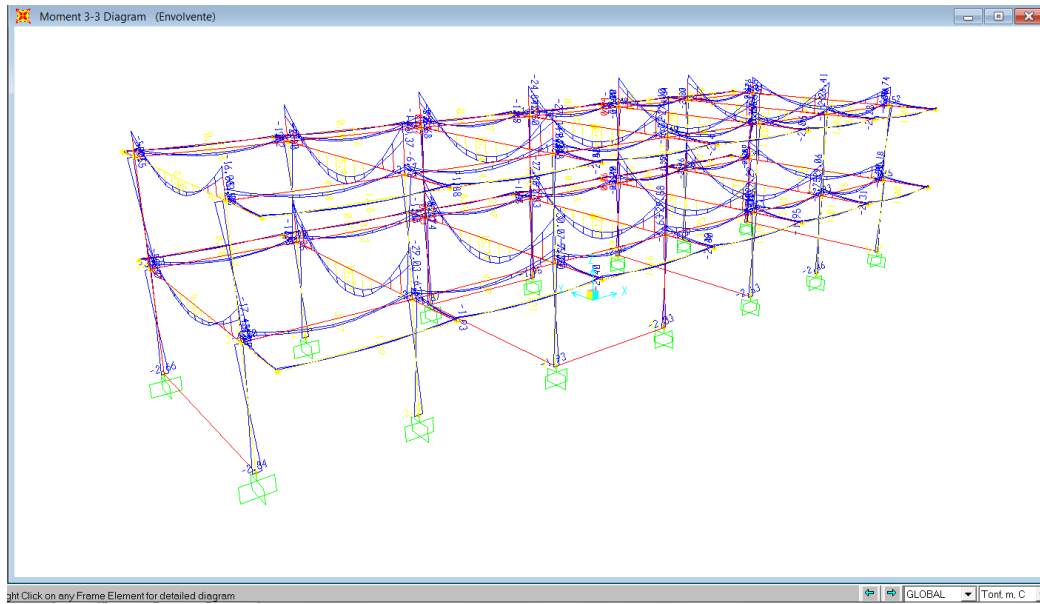


Figura 6.1.1 Diagramas de momento flexionante por combinación Envolverte



Figura 6.1.2 Diagramas de momento flexionante por combinación Envolverte

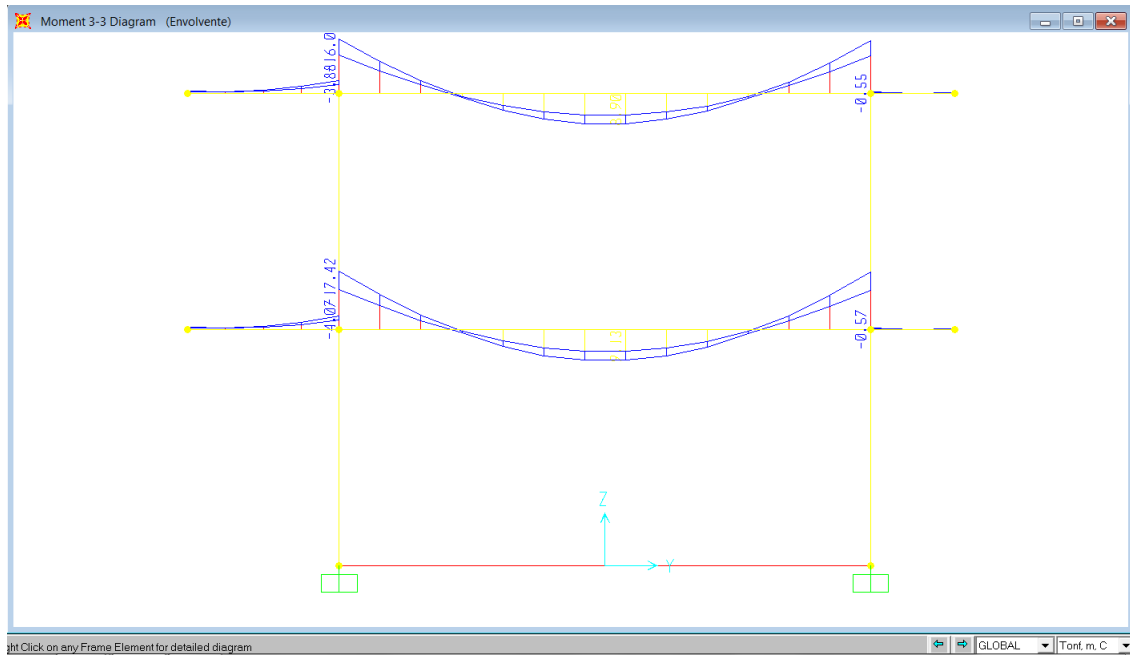


Figura 6.1.3 Diagramas de momento flexionante por combinación Envolvente

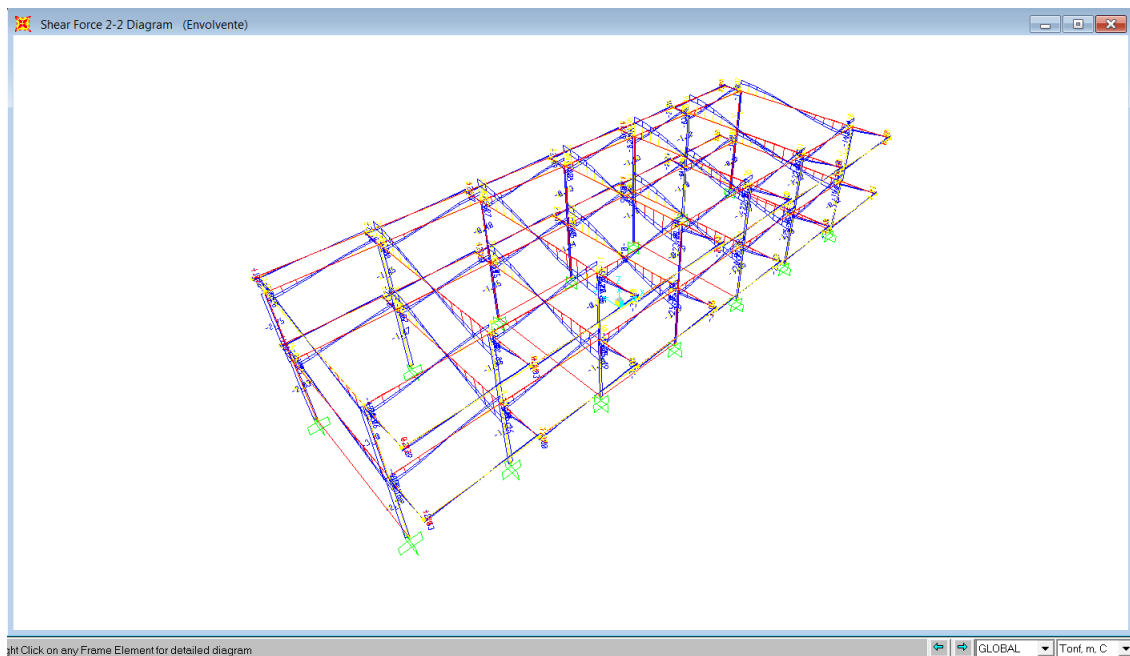


Figura 6.1.4 Diagramas de momento flexionante por combinación Envolvente

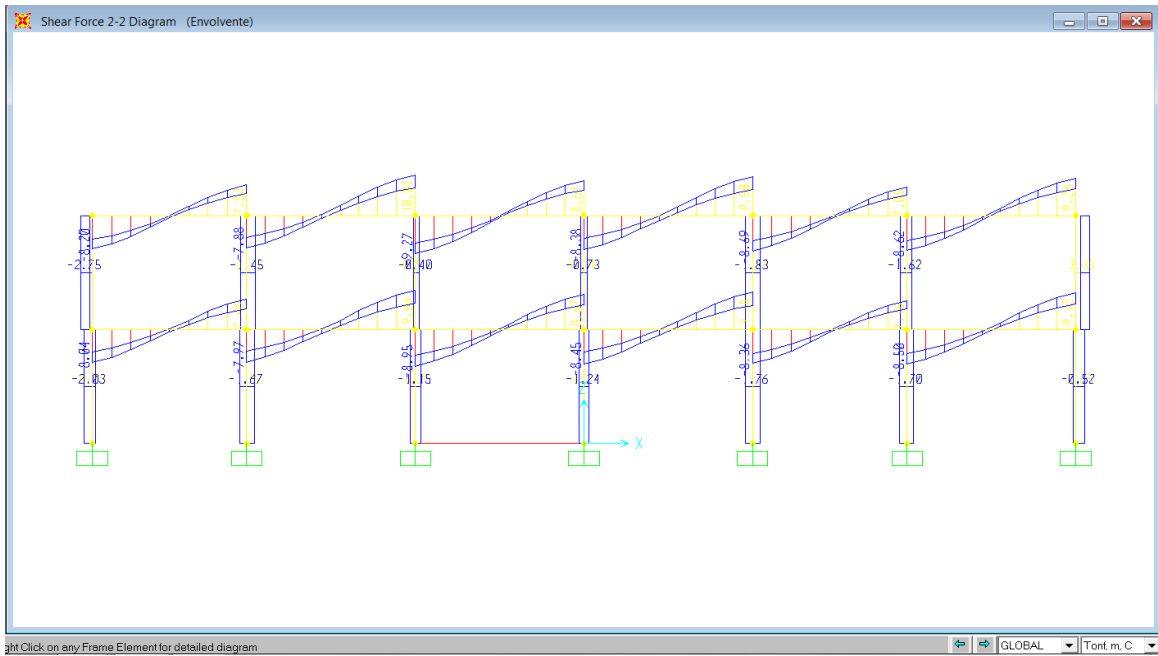


Figura 6.1.5 Diagramas de cortante por combinación Envolvente

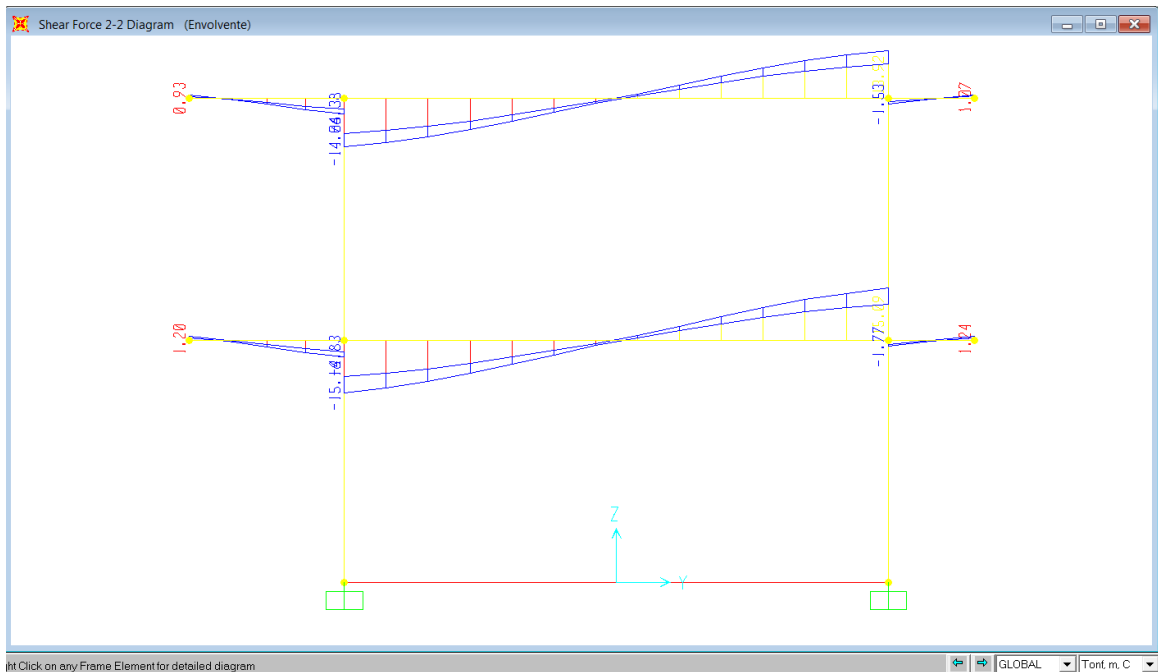


Figura 6.1.6 Diagramas de cortante por combinación Envolvente



TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-r	Tonf-m	Tonf-n	Text	m	
55	3.39231	Envolvente	Combination	Max	0	2.1107	5.454E-16	0.02413	3.585E-15	16.74395	55-1	3.39231	
57	0	Envolvente	Combination	Min	0	-25.4879	-4.5E-16	-0.0333	-1.861E-15	-30.07216	57-1	0	
59	3.15	Envolvente	Combination	Max	0	-0.1095	1.985E-16	0.03175	7.74E-15	17.44874	59-1	3.15	
59	3.15	Envolvente	Combination	Max	0	-0.1095	1.527E-17	0.03175	1.221E-16	17.44874	59-2	0	
59	0	Envolvente	Combination	Min	0	-25.751	-4.58E-17	-0.03089	-7.767E-15	-29.87773	59-1	0	

Tabla 6.1.1 Elementos mecánicos más desfavorables por Momento Flexionante M3

TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-r	Tonf-m	Tonf-n	Text	m	
8	0	Envolvente	Combination	Max	-29.2895	2.1209	4.8685	0.01217	6.53587	2.89323	8-1	0	
8	2.8	Envolvente	Combination	Min	-40.6694	-1.4462	3.0727	-0.01308	-7.09598	-3.04524	8-1	2.8	
16	0	Envolvente	Combination	Max	-9.8107	0.784	4.8913	0.01217	6.545	1.04695	16-1	0	
16	2.8	Envolvente	Combination	Min	-21.1428	-0.7302	3.1313	-0.01308	-7.15075	-1.14814	16-1	2.8	

Tabla 6.1.2 Elementos mecánicos más desfavorables por Momento Flexionante M2

TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-r	Tonf-m	Tonf-n	Text	m	
6	0	Envolvente	Combination	Min	-51.2007	-1.5074	-2.9393	-0.01308	-3.92201	-2.09148	6-1	0	
6	1.4	Envolvente	Combination	Min	-50.1801	-1.5074	-2.9393	-0.01308	0.12347	-0.07881	6-1	1.4	
6	2.8	Envolvente	Combination	Min	-49.1595	-1.5074	-2.9393	-0.01308	2.50621	-3.17394	6-1	2.8	
8	0	Envolvente	Combination	Max	-29.2895	2.1209	4.8685	0.01217	6.53587	2.89323	8-1	0	
8	1.4	Envolvente	Combination	Max	-28.5411	2.1209	4.8685	0.01217	-0.19614	0.01796	8-1	1.4	
8	2.8	Envolvente	Combination	Max	-27.7926	2.1209	4.8685	0.01217	-4.49803	2.04263	8-1	2.8	
14	0	Envolvente	Combination	Min	-26.7483	-0.7899	-3.0189	-0.01308	-4.00318	-1.0087	14-1	0	
14	1.4	Envolvente	Combination	Min	-25.7277	-0.7899	-3.0189	-0.01308	0.15308	-0.05202	14-1	1.4	
14	2.8	Envolvente	Combination	Min	-24.7071	-0.7899	-3.0189	-0.01308	2.69025	-1.18778	14-1	2.8	
16	0	Envolvente	Combination	Max	-9.8107	0.784	4.8913	0.01217	6.545	1.04695	16-1	0	
16	1.4	Envolvente	Combination	Max	-9.0623	0.784	4.8913	0.01217	-0.2184	0.08766	16-1	1.4	
16	2.8	Envolvente	Combination	Max	-8.3139	0.784	4.8913	0.01217	-4.60225	1.10986	16-1	2.8	

Tabla 6.1.3 Elementos mecánicos más desfavorables por Cortante V3

TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-r	Tonf-m	Tonf-n	Text	m	
57	6.3	Envolvente	Combination	Max	0	25.373	5.454E-16	0.04462	4.882E-15	-20.39987	57-1	6.3	
57	0	Envolvente	Combination	Min	0	-25.4879	-4.5E-16	-0.0333	-1.861E-15	-30.07216	57-1	0	
59	6.3	Envolvente	Combination	Max	0	25.1099	1.527E-17	0.03175	2.623E-16	-19.12381	59-2	3.15	
59	0	Envolvente	Combination	Min	0	-25.751	-4.58E-17	-0.03089	-7.767E-15	-29.87773	59-1	0	

Tabla 6.1.4 Elementos mecánicos más desfavorables por Cortante V2

TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-r	Tonf-m	Tonf-n	Text	m	
3	2.8	Envolvente	Combination	Max	1.7805	0.7798	0.6393	0.01222	0.35512	3.01513	3-1	2.8	
21	0	Envolvente	Combination	Min	-109.9597	-1.7789	-1.4273	-0.01259	-1.72981	-2.46384	21-1	0	
21	1.4	Envolvente	Combination	Min	-108.9391	-1.7789	-1.4273	-0.01259	0.26836	0.02326	21-1	1.4	
27	2.8	Envolvente	Combination	Max	2.506	2.2522	0.6561	0.01222	0.35941	0.16206	27-1	2.8	

Tabla 6.1.5 Elementos mecánicos más desfavorables por fuerza Axial P

6.2 Desplazamientos

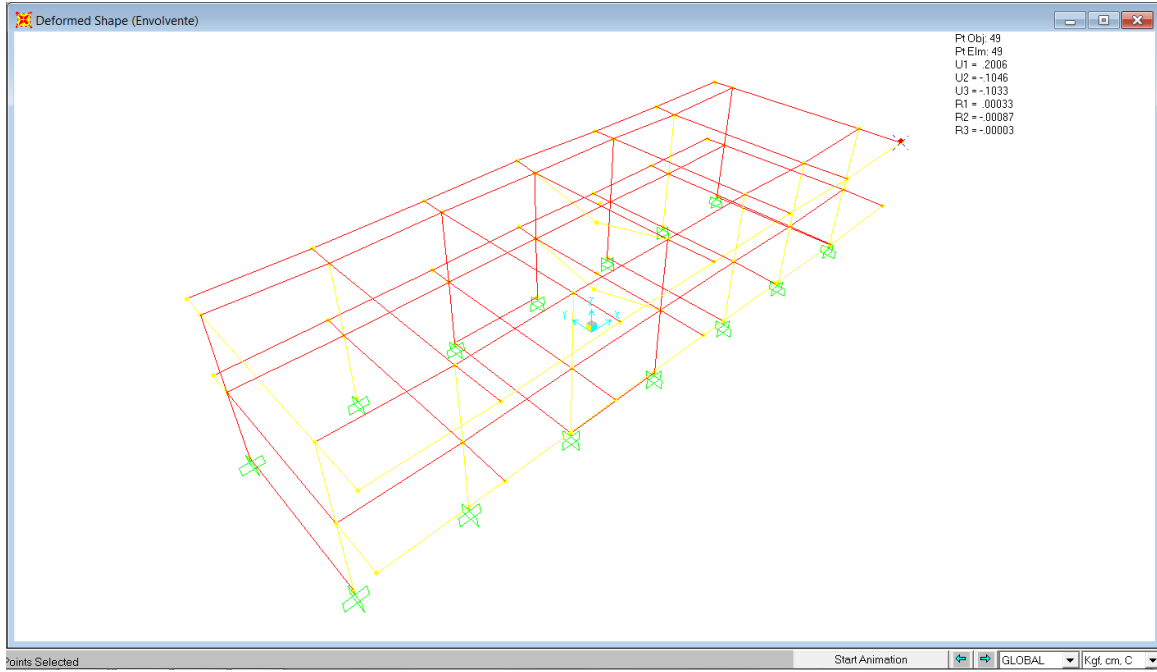


Figura 6.2.1 Desplazamientos por combinación Envolvente

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radian
43	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.076739	-0.021801	0.000296	0.000783	0.000025
44	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.068664	-0.111849	0.000192	0.000038	0.000025
45	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.059825	-0.041951	0.000315	-0.000017	0.000025
46	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.052311	-0.018398	0.000144	0.000096	0.000025
47	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.062473	-0.053201	0.000297	0.000176	0.000025
48	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.071756	-0.114265	0.000222	0.000172	0.000025
49	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.081918	-0.023471	0.000334	-0.000566	0.000025

Tabla 6.2.1 Nodos más desfavorables en el eje "X"



TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radian
39	Envolvente	Combination	Max	0.196532	0.081918	-0.015094	0.000003696	-0.000419	0.000025
39	Envolvente	Combination	Min	-0.162527	-0.10463	-0.063123	-0.000198	-0.000695	-0.000026
42	Envolvente	Combination	Max	0.191561	0.081918	-0.000401	0.000303	-0.000356	0.000025
42	Envolvente	Combination	Min	-0.156249	-0.10463	-0.049997	0.0001	-0.00062	-0.000026
49	Envolvente	Combination	Max	0.20055	0.081918	-0.023471	0.000334	-0.000566	0.000025
49	Envolvente	Combination	Min	-0.166781	-0.10463	-0.103308	0.000158	-0.000874	-0.000026
77	Envolvente	Combination	Max	0.192188	0.081918	0.027211	0.000261	-0.000421	0.000025
77	Envolvente	Combination	Min	-0.156608	-0.10463	-0.041728	0.000071	-0.000691	-0.000026

Tabla 6.2.2 Nodos más desfavorables en el eje "Y"

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radian
67	Envolvente	Combination	Max	0.095689	0.029333	0.038745	0.0006	0.000127	0.000013
74	Envolvente	Combination	Max	0.192188	0.052311	0.045235	0.000831	0.000124	0.000025
77	Envolvente	Combination	Max	0.192188	0.081918	0.027211	0.000261	-0.000421	0.000025

Tabla 6.2.3 Nodos más desfavorables en el eje "Z"



CAPITULO VII. REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1 Condición actual

Como se mencionó anteriormente se hizo una revisión estructural visual al asistir físicamente al plantel, por otro lado con los elementos mecánicos obtenidos por medio del análisis estructural se revisarán los estados límites de falla y servicio vigentes hasta este momento, para esto se tomarán las combinaciones más desfavorables y se hará a "mano" la revisión del diseño, siendo las secciones repetitivas en diferentes marcos se toman solo las más desfavorables para no colocar cada uno de los elementos que conforman la estructura.

7.2 Estados límite de falla

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.



7.2.1 Revisión de trabes

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO SIMPLEMENTE ARMADA

la determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o a una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis :

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003

e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $B_1 c$.



Elementos mecánicos para trabe de 6.3m

w=	2.3	Tn/m	23.00	kg/cm	
Nu=	0	Tn	0.00	kg	
Vu=	25.48	Tn	25,480.00	kg	
Mu (+)=	1.665E-16	Tn-m	0.00	kg-cm	
Mu (-)=	30.07	Tn-m	3,007,000.00	kg-cm	

Propiedades geométricas de la sección

	L=	630	cm		
	h=	35	cm		
	r=	5	cm		
	d=	30	cm		
	d'=	5	cm		
	b=	150	cm		
	A=	5,250.00	cm ²		
	x=	75.00	cm	y=	17.5
	Ix=	535,937.50	cm ⁴	Iy=	9,843,750.00
	Sx=	30,625.00	cm ³	Sy=	131,250.00
rx=	10.10	cm ⁴	ry=	43.30	
Relación h/b	0.23333333	<	6	Ok	

Propiedades mecánicas de los materiales

<i>Concreto</i>			<i>Acero</i>		
Tipo=	1		Tipo=	NMX-C-407	
Clase=	2		Grado=	42	
δ=	2,400.00	kg/m ³	δ=	7,854.00	kg/m ³
μ=	0.2		μ=	0.3	
ε=	0.003		ε=	0.003	
E=	113,137.08	kg/cm ²	E=	2,000,000.00	kg/cm ²
f'c=	200.00	kg/cm ²	fy=	4,200.00	kg/cm ²
f*c=	160.00	kg/cm ²	fu=	6,300.00	kg/cm ²
f''c=	136.00	kg/cm ²			



Diseño por flexión para Mu (+)						
Refuerzo mínimo de tensión (2#4)			OK			
$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$	10.61	cm ²				
Refuerzo requerido de tensión						
$A_{sreq} = \frac{0.85f'c}{f_y} [1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85F_rbd^2f'c}}] bd$	0.00	cm ²				
Utilizando:	10	vars del #	4	as =	1.27	cm ²
Por lo tanto As req=	12.67	cm ²	OK			
Factor de profundidad del bloque equivalente						
$\beta =$	0.85	Si; f*c<280kg/cm ²	OK			
Refuerzo máximo de tensión			OK			
$A_{s_{máx}} = 0.75 \left[\frac{f'c''}{f_y} \frac{6000\beta}{6000 + f_y} \right] bd$	54.64	cm ²				
Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión						
$p = \frac{A_{sreq}}{bd}$	0.0028					
Constante q						
$q = \frac{pf_y}{f'c''}$	0.0869					
Momento flexionante resistente para vigas simplemente armadas						
$MR = FRbd^2 f'c'' q(1 - 0.5q)$	1,374,073.88	kg-cm				
Comparación de Momentos						
$MR > Mu(+)$	Pasa por flexión					
1,374,073.88	>	0.00	Trabaja al:	0.00	%	



Diseño por flexión para Mu (-)						
Refuerzo mínimo de tensión (2#4)			OK			
$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$	10.61	cm ²				
Refuerzo requerido de tensión						
$A_{sreq} = \frac{0.85f'c}{f_y} [1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85F_rbd^2f'c}}] bd$	28.79	cm ²				
Utilizando:	6	vars del #	8	as =	5.07	cm ²
Por lo tanto As req=	30.40	cm ²	OK			
Factor de profundidad del bloque equivalente						
$\beta =$	0.85	Si; f*c<280kg/cm ²	OK			
Refuerzo máximo de tensión			OK			
$A_{s_{máx}} = 0.75 \left \frac{f'c''}{f_y} \frac{6000\beta}{6000 + f_y} \right bd$	54.64	cm ²				
Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión						
$p = \frac{A_{sreq}}{bd}$	0.0068					
Constante q						
$q = \frac{pf_y}{f''c}$	0.2086					
Momento flexionante resistente para vigas simplemente armadas						
$MR = FRbd^2f''cq(1 - 0.5q)$	3,087,972.79	kg-cm				
Comparación de Momentos						
$MR > Mu(-)$	Pasa por flexión					
3,087,972.79	>	3,007,000.00	Trabaja al:	97.38	%	



Diseño por cortante para Vu						
Limitación para Vu						
$2.5 Frbd \sqrt{f * c} > Vu$	113,842.00	>	25,480.00	OK		
Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal						
Si; h>700mm	No	Entonces multiplicar Vcr por	$1 - 0.0004 (h - 700)$	1.14		
En vigas con relación claro a peralte total, L/h, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, VCR, se calculará con el criterio siguiente:						
Si; L/h>5	18	OK	Entonces:			
	Si; p<0.015	Tomar esta fórmula		Si; p>0.015	Tomar la otra fórmula	
	↓			↓		
$Vcr 1 = Frbd (0.2 + 20 P) \sqrt{f * c}$				$Vcr 2 = 0.5 Frbd \sqrt{f * c}$		
Vcr1=	11,671.12 kg			Vcr2=	22,768.40 kg	
Refuerzo mínimo por tensión diagonal Emín # 2.5						
Si; Vu<Vcr1 o 2	Ir al otro paso	Entonces:	$s=d/2$	15	cm	y
			$A_{vmin} = 0.3 \sqrt{f * c} \frac{bs}{fy}$	2.03	cm ²	
Utilizando:	3	ramas del #	3	as =	0.71	cm ²
Por lo tanto Av req=	2.14	cm ²	Ok			
Refuerzo que requiere por tensión diagonal						
Si; Vu>Vcr1 o 2	25,480.00	>	11,671.12	Ok		
Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal						
Vsr= Vu-Vcr	13,808.88	kg				
Separación mínima del refuerzo transversal						
			S _{mín} =	6.00	cm	
Utilizando:	2	ramas del #	2.5	as =	0.49	cm ²
Por lo tanto Av req=	0.99	cm ²	Ok			



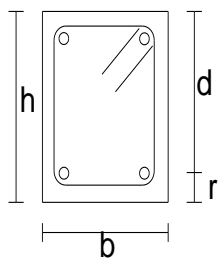
Separación de refuerzo transversal				
$S_{req} = \frac{FrAvfyd}{V_{sr}}$		7.22	cm	
Separación máxima del refuerzo transversal				
Si;				
$V_u < 1.5 Fr_{bd}$	$\sqrt{f^* c}$	Tomar esta separación	$V_u > 1.5 Fr_{bd}$	$\sqrt{f^* c}$
25,480.00	<	68,305.20	25,480.00	>
	↓			↓
$S_{máx1}=0.5d$	15	cm	$S_{máx2}=0.25d$	7.5
				cm
Revisión de flecha trabe de 6.3m				
$\Delta_{real} = \frac{wl^4}{384 EI}$		0.78	cm	
$\Delta_{adm} = \frac{l}{240} + 0.5$		3.13	cm	
$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$	Ok			



Elementos mecánicos para trabe de 4.05m

w=	1.9	Tn/m	19.00	kg/cm	
Nu=	0	Tn	0.00	kg	
Vu=	11.03	Tn	11,030.00	kg	
Mu (+)=	1.184E-15	Tn-m	0.00	kg-cm	
Mu (-)=	9.91	Tn-m	991,000.00	kg-cm	

Propiedades geométricas de la sección



L=	405	cm		
h=	35	cm		
r=	5	cm		
d=	30	cm		
d'=	5	cm		
b=	150	cm		
A=	5,250.00	cm ²		
x=	75.00	cm	y=	17.5
Ix=	535,937.50	cm ⁴	Iy=	9,843,750.00
Sx=	30,625.00	cm ³	Sy=	131,250.00
rx=	10.10	cm ⁴	ry=	43.30
Relación h/b	0.23333333	<	6	Ok

Propiedades mecánicas de los materiales

Concreto			Acero		
Tipo=	1		Tipo=	NMX-C-407	
Clase=	2		Grado=	42	
δ=	2,400.00	kg/m ³	δ=	7,854.00	kg/m ³
μ=	0.2		μ=	0.3	
ε=	0.003		ε=	0.003	
E=	113,137.08	kg/cm ²	E=	2,000,000.00	kg/cm ²
f'c=	200.00	kg/cm ²	f _y =	4,200.00	kg/cm ²
f*c=	160.00	kg/cm ²	f _u =	6,300.00	kg/cm ²
f''c=	136.00	kg/cm ²			



Diseño por flexión para Mu (+)						
Refuerzo mínimo de tensión (2#4)			OK			
$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} bd$	10.61	cm ²				
Refuerzo requerido de tensión						
$Asreq = \frac{0.85f'c}{fy} [1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85Frbd^2f'c}}] bd$	0.00	cm ²				
Utilizando:	8	vars del #	5	as =	1.98	cm ²
Por lo tanto As req=	15.83	cm ²	OK			
Factor de profundidad del bloque equivalente						
$\beta =$	0.85	Si; f*c<280kg/cm ²	OK			
Refuerzo máximo de tensión			OK			
$As_{max} = 0.75 \left[\frac{f'c''}{fy} \frac{6000\beta}{6000 + fy} \right] bd$	54.64	cm ²				
Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión						
$p = \frac{Asreq}{bd}$	0.0035					
Constante q						
$q = \frac{pfy}{f''c}$	0.1087					
Momento flexionante resistente para vigas simplemente armadas						
$MR = FRbd^2 f''cq(1 - 0.5q)$	1,698,079.28	kg-cm				
Comparación de Momentos						
$MR > Mu(+)$	Pasa por flexión					
1,698,079.28	>	0.00	Trabaja al:	0.00	%	



Diseño por flexión para Mu (-)					
Refuerzo mínimo de tensión (2#4)			OK		
$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$	10.61	cm ²			
Refuerzo requerido de tensión					
$A_{sreq} = \frac{0.85f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85F_r b d^2 f'c}} \right] bd$	8.96	cm ²			
Utilizando:	8	vars del #	5	as =	1.98 cm ²
Por lo tanto As req=	15.83	cm ²	OK		
Factor de profundidad del bloque equivalente					
$\beta =$	0.85	Si; $f'c < 280 \text{ kg/cm}^2$	OK		
Refuerzo máximo de tensión			OK		
$A_{s_{máx}} = 0.75 \left[\frac{f'c - 6000\beta}{f_y + 6000} \right] bd$	54.64	cm ²			
Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión					
$p = \frac{A_{sreq}}{bd}$	0.0035				
Constante q					
$q = \frac{pf_y}{f'c}$	0.1087				
Momento flexionante resistente para vigas simplemente armadas					
$MR = F_r b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$	1,698,079.28	kg-cm			
Comparación de Momentos					
$MR > Mu(-)$	Pasa por flexión				
1,698,079.28	>	991,000.00	Trabaja al:	58.36	%



Diseño por cortante para Vu						
Limitación para Vu						
$2.5 Frbd \sqrt{f * c} > Vu$	113,842.00	>	11,030.00	OK		
Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal						
Si; h>700mm	No	Entonces multiplicar Vcr por	$1 - 0.0004 (h - 700)$	1.14		
En vigas con relación claro a peralte total, L/h, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, VCR, se calculará con el criterio siguiente:						
Si; L/h>5	11.5714286	OK	Entonces:			
	Si; p<0.015	Tomar esta fórmula		Si; p>0.015	Tomar la otra fórmula	
	↓			↓		
$Vcr 1 = Frbd (0.2 + 20 P) \sqrt{f * c}$				$Vcr 2 = 0.5 Frbd \sqrt{f * c}$		
Vcr1=	12,312.06	kg		Vcr2=	22,768.40	kg
Refuerzo mínimo por tensión diagonal Emín # 2.5						
Si; Vu<Vcr1 o 2	Si	Entonces:	$s=d/2$	15	cm	y
			$Av_{mín} = 0.3 \sqrt{f * c} \frac{bs}{fy}$	2.03	cm ²	
Utilizando:	3	ramas del #	3	as =	0.71	cm ²
Por lo tanto Av req=	2.14	cm ²	Ok			
Revisión de flecha de trabe de 4.05m						
$\Delta_{real} = \frac{wl^4}{384 EI}$	0.11	cm				
$\Delta_{adm} = \frac{l}{240} + 0.5$	2.19	cm				
$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$	Ok					



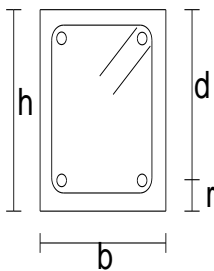
7.2 Revisión de columnas

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO

Elementos mecánicos para columnas

w=	0	Tn/m	0.00	kg/cm
Pu=	109.95	Tn	109,950.00	kg
Vu=	4.89	Tn	4,890.00	kg
Mux=	7.15	Tn-m	7,150.00	kg-m
Muy=	5.51	Tn-m	5,510.00	kg-m

Propiedades geométricas de la sección



H=	280	cm		
h=	45	cm		
r=	5	cm		
d=	40	cm		
d'=	5	cm		
b=	45	cm		
Ag=	2,025.00	cm ²		
x=	22.50	cm	y=	22.5
Ix=	341,718.75	cm ⁴	Iy=	341,718.75
Sx=	15,187.50	cm ³	Sy=	15,187.50
Rx=	12.99	cm ⁴	Ry=	12.99

Propiedades mecánicas de los materiales

<i>Concreto</i>			<i>Acero</i>		
Tipo=	1		Tipo=	NMX-C-407	
Clase=	2		Grado=	42	
δ=	2,400.00	kg/m ³	δ=	7,854.00	kg/m ³
μ=	0.2		μ=	0.3	
ε=	0.003		ε=	0.003	
E=	113,137.08	kg/cm ²	E=	2,000,000.00	kg/cm ²
f'c=	200.00	kg/cm ²	fy=	4,200.00	kg/cm ²
f*c=	160.00	kg/cm ²	fu=	6,300.00	kg/cm ²
f''c=	136.00	kg/cm ²			



Requisitos geométricos (NTC 7.3.1)					
a)	30.00	<	45.00	Ok	
b)	2,025.00	>	1,099.50	Ok	
c)	1.00	>	0.4	Ok	
d)	6.22	<	15	Ok	
e)	1	<	4	Ok	
Miembros a flexión (NTC 7.2)					
$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{10}$	109,950.00	<	40,500.00	Flexocompresión	
Revisión por esbeltez para columnas con cargas verticales que causen Δ laterales					
$K = \frac{P_u}{F_r * b * h * f'_c}$	0.39		$H' = k * H$	108.59	
H' / r_y	8.36	<	22	Se desprecia esbeltez	
Revisión por esbeltez para columnas con miembros restringidos lateralmente contraventeados					
$H' / r_y \leq \frac{34-12M1}{M2}$	8.36	<	15.57	Se desprecia esbeltez	
Donde; M1= momento menor, M2= momento mayor					
Uso del diagrama de interacción					
d/h=	0.89	}	q=	0.2	
K=	0.39				
R=	0.06				
Acero longitudinal					
Refuerzo mínimo de tensión					
$A_{smin1} = \frac{20 * A_g}{f_y}$	9.64	cm ²			
$A_{smin2} = 0.01 * A_g$	20.25	cm ²			



Refuerzo requerido de tensión							
$p=q(f''c/fy)$	0.0065						
$As_{req} = p * b * h$	13.11	cm ²					
Utilizando:	8	vars del #	6	as =	2.85	cm ²	
Por lo tanto As_{req}=	22.80	cm ²	OK				
Porcentaje	1.13	%	$p=AS/b*h$	0.0113	$q=p*(fy/f''c)$	0.35	
Refuerzo máximo de tensión							
$As_{máx} = 0.06 * Ag$	121.5	cm ²	OK				
Revisión por compresión pura							
$Pr_o = Fr[(f''c(Ag - As)) + (As * fy)]$	257,646.66	kg					
Comparación de fuerza axial							
$Pr_o > Pu$	Pasa por capacidad de carga						
257,646.66	>	109,950.00	Trabaja al:	42.67	%		
Revisión por compresión y flexión biaxial							
Excentricidad mínima por reglamento							
e mín1=	2	cm	Para columnas estribadas				
e mín2=	4.5	cm	Para columnas estribadas				
e mín3=	0.05φ	cm	Para columnas zunchadas				
Pr_x= Carga nominal de diseño aplicada con la excentricidad ex							
d/h=	0.89	} Kx=	0.65				
ex=Mux/Pu	6.50			cm			
ex/h=	0.14						
q=	0.35						
$Pr_x=Kx*Fr*b*h*f'c=$	184,275.00	kg					



Pry= Carga nominal de diseño aplicada con la excentricidad ey						
d/h=	0.89	} cm	Ky=	0.70		
ey=Muy/Pu	5.01					
ey/b=	0.11					
q=	0.35					
Pry=Ky*Fr*b*h*f'c=	198,450.00	kg				
Pro= Carga axial resistente de diseño suponiendo ex=0 y ey=0						
Pro=	257,646.66	kg				
Aplicando la fórmula de Bresley						
$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Pr_x} + \frac{1}{Pr_y} - \frac{1}{Pr_o}}$	151,873.20	kg				
Comparación de fuerza biaxial						
Pr > Pu	Pasa por flexocompresión					
151,873.20	>	109,950.00	Trabaja al:	72.40	%	
La expresión anterior será valida si se cumple:						
Pr/Pro	0.59	>	0.1	Si cumple		
De lo contrario, se tendrá que cumplir:						
(Mux/Mrx)+(Muy/Mry)=		<	1.00	No cumple		
Donde; Mrx y Mry, son los momentos resistentes de diseño según los ejes "x" y "y"						
Revisión por cortante						
$Pu < (0.7 * f * c * Ag + 2000Asreq)$	109,950.00	<	272,403.67	Si cumple		
Entonces multiplicar Vcr por	$(1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag})$		1.38			



As(cara de compresión)=	8.55	cm ²	Pv=Ascc/b*d	0.0048
	Si; p<0.015	Tomar la otra fórmula	Si; p>0.015	Tomar esta fórmula
	↓		↓	
$V_{cr1} = Frbd (0.2 + 20 P_v) \sqrt{f * c}$			$V_{cr2} = 0.5 Frbd \sqrt{f * c}$	
Vcr1=	5,373.34	kg	Vcr2=	9,107.36
Vcr1=	7,415.61	kg	Vcr2=	12,568.83
Utilizando:	2	ramas del #	3	as = 0.71
				cm ²
Por lo tanto Av=	1.43	cm ²		
$S_{req} = \frac{Fr * Av * f_y * d}{V_u - V_{cr}}$	-24.94	cm		
Separación transversal por reglamento				
db Long=	1.91	cm	db E=	0.95
				cm
a)	25.05	cm	} Tomar el menor valor	
b)	45.6	cm		
c)	22.5	cm		
Longitud de colocación de E				
a)	45.00	cm	} Tomar el mayor valor	
b)	46.67	cm		
c)	60	cm		

7.3 Estado límite de servicio

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.



7.3.1 Revisión de desplazamientos verticales

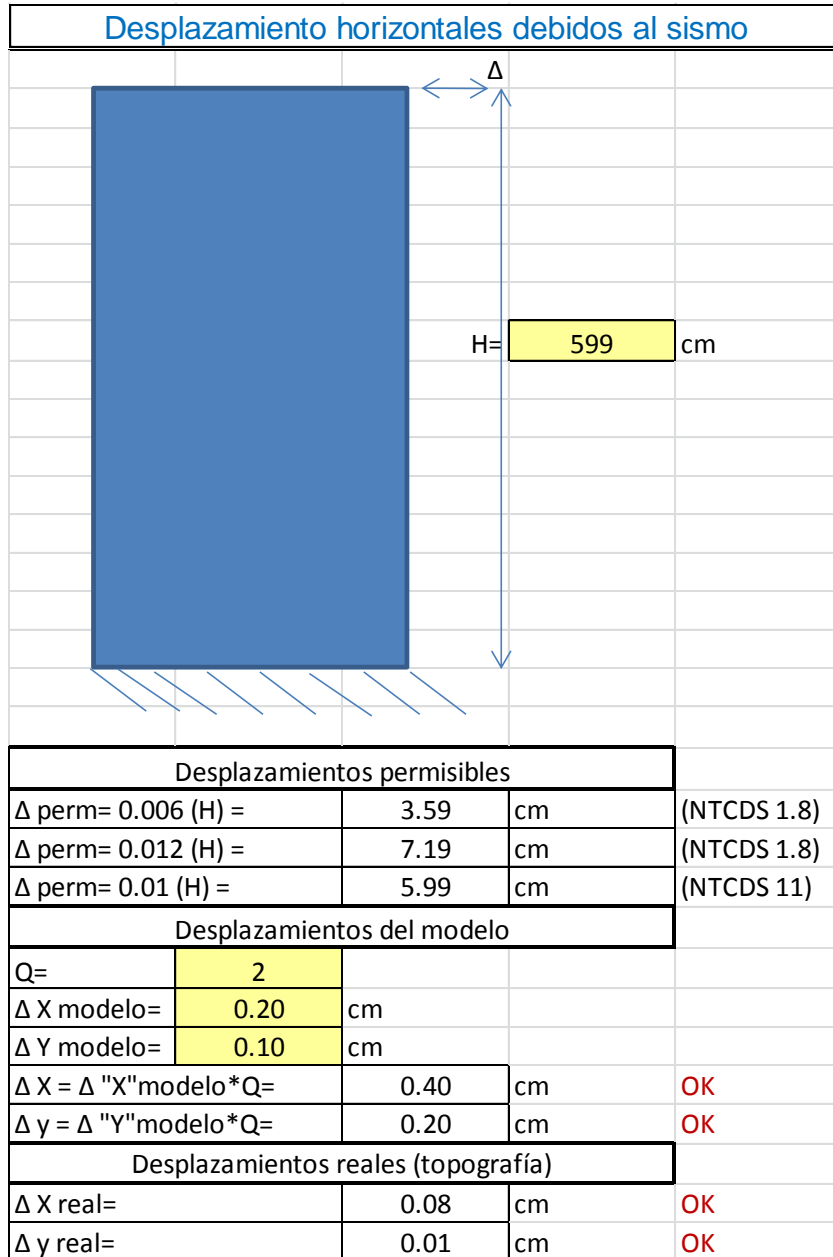
Revisión de flecha trabe de 6.3m

$\Delta_{real} = \frac{wl^4}{384 EI}$	0.78	cm	
$\Delta_{adm} = \frac{l}{240} + 0.5$	3.13	cm	
$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$	Ok		

Revisión de flecha de trabe de 4.05m

$\Delta_{real} = \frac{wl^4}{384 EI}$	0.11	cm	
$\Delta_{adm} = \frac{l}{240} + 0.5$	2.19	cm	
$\Delta_{adm} > \Delta_{real}$	Ok		

7.3.2 Revisión de desplazamientos horizontales





CONCLUSIONES

Una vez realizado el estudio estructural, habiendo efectuado el análisis de los elementos estructurales, así como la revisión de la capacidad de los mismos, considerando los factores, cargas y combinación de fuerzas correspondientes se puede concluir lo siguiente:

Se han tomado en consideración los criterios de diseño que se indican en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (2004), en su Art. 150, que son los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo.

La escuela se construyó en el año de 1968 (45 años de antigüedad) por lo cual esta normada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966, como se comentó anteriormente no se cuentan con planos estructurales ni memorias de cálculo. Esto impide hacer una mejor comparativa sobre el criterio de diseño de ese entonces.

La realización del modelo matemático fue lo más aproximado posible a la estructura real, las propiedades físicas se obtuvieron mediante un levantamiento físico y las mecánicas se estimaron mediante archivos de la misma época. Es importante mencionar que NO se realizaron pruebas de laboratorio para los materiales.

Estados límite de falla.

Se realizó una inspección visual de la construcción con el propósito de determinar el estado físico actual de la estructura por lo que respecta a grietas en muros o elementos estructurales, desprendimientos del recubrimiento de elementos de concreto, oxidación del acero de refuerzo expuesto, inclinaciones y/o asentamientos diferenciales de la construcción y, en general, cualquier daño que pudiera indicar un comportamiento deficiente de la estructura. Físicamente, hasta el momento la estructura no presenta patología que ponga en riesgo la integridad física de sus ocupantes.

En el diseño estructural de los elementos, las secciones son eficientes en cuanto a geometría, y cumplen por fuerza axial, cortante, torsión y flexión. La cuantía de acero se supuso cumpliendo los parámetros. Se desconoce la cuantía de acero que presentan físicamente las columnas y losas. Para ello se necesita realizar mediante pruebas de laboratorio (ultrasonido o pachómetro) para conocer la cantidad de varillas y diámetro de las mismas.



Esto nos permitirá comparar con los cálculos si cumple con el acero mínimo y que no exceda el máximo en los elementos estructurales.

Queda claro que debido a los coeficientes sísmicos utilizados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966, la cuantía de aceros es menor a la que el Reglamento vigente permite, sin embargo, la estructura ha mostrado un buen comportamiento.

Es importante mencionar que en la comparativa de zonificación del DF para fines de diseño por sismo del año 1966 versus 2004, existe mucha diferencia, comenzando que en el primero solamente existían 2 tipos de suelo y en el último 6 tipos diferentes de suelo.

Si se compara el coeficiente sísmico de las normas actuales con el del reglamento de 1966, se encuentra una diferencia del 50% en la fuerza sísmica:

$F_i = \frac{c}{Q} W_t$	0.30	545.92	=	81.89	Tn
	2.00				
$F_i = \frac{c}{Q} W_t$	0.15	545.92	=	40.94	Tn
	2.00				

Por lo anterior, se estima que la cuantía de acero existente en los elementos estructurales, puede ser del orden de la mitad.

Las zonas del D.F. se consideran de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966 art. 194. Como se observa en la siguiente figura, la ubicación de la escuela se localiza en la Zona Alta Compresibilidad.

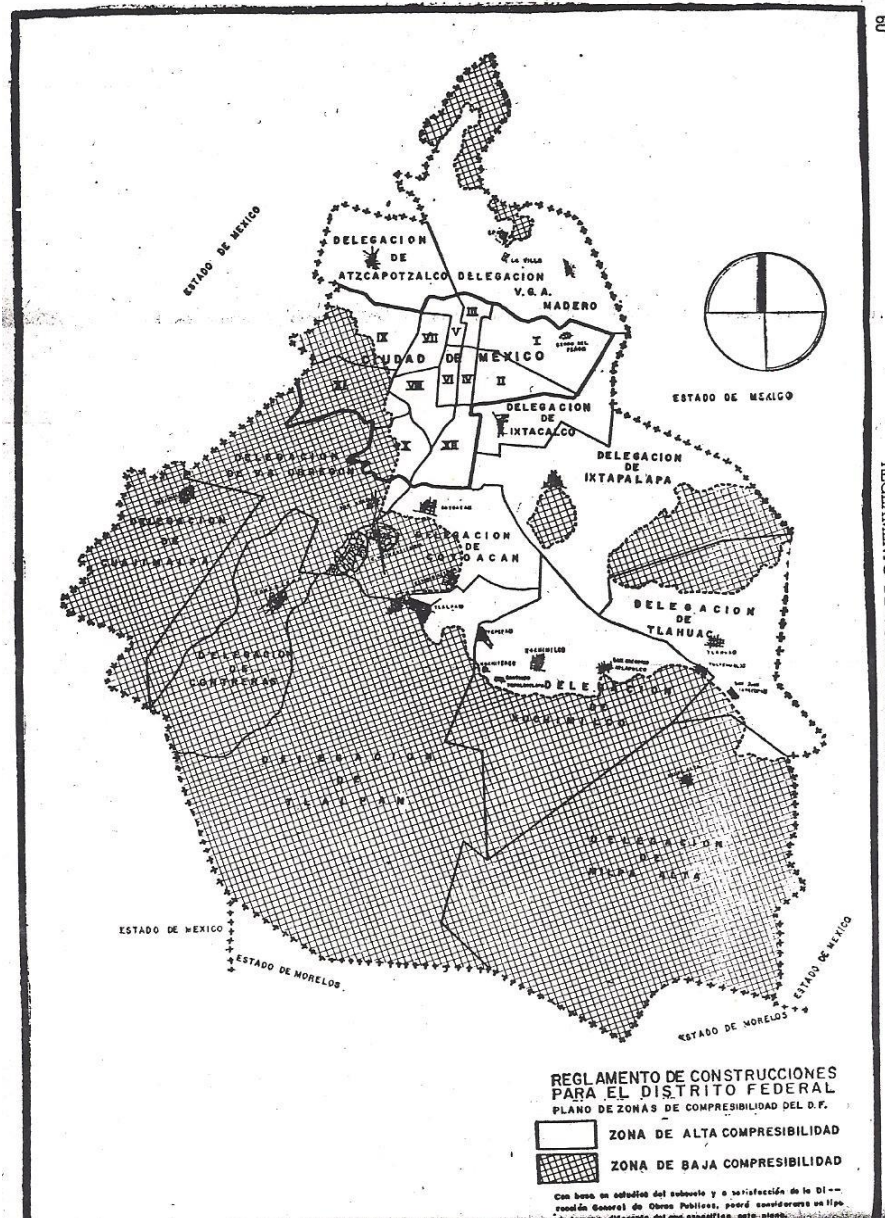


Figura c.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo (1966).



columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza, o cuyas columnas no estén ligadas en la cubierta y en los pisos por elementos de suficiente rigidez y resistencia para distribuir las fuerzas horizontales entre las columnas de diversa flexibilidad.

ART. 269.—Esfuerzos permisibles.

Cuando se emplee el método elástico de análisis y diseño de estructuras sujetas a la acción combinada de la gravedad y del sismo, se permitirán los siguientes incrementos en los esfuerzos permisibles especificados para la sola acción de la gravedad en los capítulos correspondientes:

- I.—En madera y acero estructural o de refuerzo, 50%.
- II.—En otros metales, concreto y mampostería, 33%.
- III.—En suelos, de conformidad con el capítulo de cimentaciones.

ART. 270.—Coeficiente para diseño sísmico.

Se entiende por coeficiente para diseño sísmico C, el cociente de la fuerza cortante horizontal V en la base del edificio y el peso W del mismo sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas vivas que se tabulan en el capítulo XXIV.

Para el análisis estático de los edificios clasificados según su destino en el grupo B se emplearán como mínimo los siguientes valores del coeficiente C.

Tipo de estructuración	Zona de alta compresibilidad	Zona de baja compresibilidad
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3. Las clasificadas en el grupo C no requieren diseño por sismos.

ART. 271.—Elección del tipo de análisis.

Será aceptable el método simplificado de análisis que se describe en el artículo 272 cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- I.—Que en cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales sea soportado por muros ligados entre sí mediante losas corridas.
- II.—Que existan al menos dos muros perimetrales de carga, paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

III.—Que la relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no exceda 1.5.

IV.—Que la relación de largo a ancho de la planta del edificio no sea mayor que 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio del artículo 272.

ART. 272.—Método simplificado de análisis.

Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, de las torsiones y momentos de volteo, y se verificará únicamente que las fuerzas cortantes totales que obran en cada piso, calculadas según el artículo 73, no excedan a la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, debiéndose verificar en dos direcciones ortogonales.

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación de altura entre pisos consecutivos, h, a longitud L, exceda 1.33, el esfuerzo admisible se reducirá afectándolo del coeficiente $(1.33L/h)^2$.

Tabla c.2 Valores de coeficiente sísmico (1966).



Estados límite de servicio.

La construcción no presenta asentamientos diferenciales o inclinaciones de su estructura que puedan indicar un comportamiento deficiente de su cimentación.

La estructura del edificio físicamente presenta un asentamiento diferencial de 0.08cm y no excede $\Delta \text{ perm} = 0.01 * H = 5.99 \text{ cm}$ (N. T. C. para Diseño por Sismo Capítulo 11) lo que es muy mínimo y no representa riesgo a la estructural. En el análisis realizaron se obtuvieron los desplazamientos que sufrirá el edificio en caso de sismo, dichos desplazamientos se compararon con los permisibles que marca el reglamento vigente.

Los asentamientos que se presentan se puede decir hasta cierto punto que son "normales" debido al tipo de suelo en el que se encuentra y según el Reglamento de Construcciones en su zonificación sísmica se localiza en zona de lago IIIId, no encontré alguna carga excedente en algún salón o edificio (como bodegas de maquinaria o archiveros) que pudiera estar originando dicho asentamiento por cargas. Otro factor que podría influenciar es que a unos metros se encuentra el canal de desagüe "Gran Canal" que hace unos años fue entubado y el cambio de nivel de agua, más la descarga de los mantos acuíferos, pueden producir dichos asentamientos en el suelo.

La cimentación se encuentra en buen estado, las cargas se han cambiado anualmente y se deberá seguir realizando el mantenimiento, las celdas no tienen agua ni presentan humedad. Al ser pilotes de control se realizará el seguimiento y control de los mismos.

Las derivas de entrepiso calculadas, no exceden los límites de las normas actuales.

Dado los puntos anteriores y tomando en cuenta que se trata de una estructura del grupo A, el edificio tendría que ser reforzado para cumplir con las normatividad vigente, aunque haya experimentado un comportamiento satisfactorio como muchas de las edificaciones existentes de la ciudad de México, lo cual resulta incongruente.

Se considera que para incrementar la factibilidad de ocupar este tipo de estructuras, sería recomendable realizar las pruebas pertinentes por personal y equipo certificado, para caracterizar adecuadamente las propiedades mecánicas de los materiales y cuantías de acero, que permitan hacer una revisión detallada de la estructura y evaluar la necesidad de que sea reforzada.



RECOMENDACIONES

Realizar las pruebas de mecánica de materiales lo antes posible para, de ser necesario realizar el proyecto de rehabilitación y/o reforzamiento.

Realizar periódicamente los desplazamientos verticales y horizontales con un Ing. Geomático así como la supervisión de la estructura.

Avisar de inmediato a las autoridades correspondientes sobre la aparición de alguna fisura, grieta o daño al edificio que se presente. Todo propietario o poseedor de un inmueble tiene obligación de denunciar ante la Delegación los daños de que tenga conocimiento que se presenten en dicho inmueble, como los que pueden ser debidos a efectos del sismo, viento, explosión, incendio, hundimiento, peso propio de la edificación y de las cargas adicionales que obran sobre ella, o a deterioro de los materiales e instalaciones (Art. 178).


Los propietarios o poseedores de las edificaciones que presenten daños, recabarán la constancia de seguridad estructural por parte de un Corresponsable en Seguridad Estructural, y del buen estado de las instalaciones por parte de los Corresponsables respectivos. Si se demuestra que los daños no afectan la estabilidad y buen funcionamiento de las instalaciones de la edificación en su conjunto o de una parte significativa de la misma puede dejarse en su situación actual, o bien solo repararse o reforzarse localmente. De lo contrario, el propietario o poseedor de la edificación está obligado a llevar a cabo las obras de refuerzo y renovación de las instalaciones que se especifiquen en el proyecto respectivo (Art. 179).


Para las construcciones del grupo A, a que se refiere el artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se debe registrar ante la Delegación una Constancia de Seguridad Estructural, renovada cada cinco años o después de un sismo cuando la Administración lo determine, en la que un Corresponsable en Seguridad Estructural haga constar que dichas construcciones se encuentran en condiciones adecuadas de seguridad, de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento y sus Normas (Art. 71).







RESUMEN EJECUTIVO

El resumen ejecutivo se presenta por medio de una tabla y es una herramienta la cual nos permite administrar y localizar de una manera más rápida y eficiente cuantos problemas se detectaron al momento de asistir a la visita de la secundaria, así mismo nos permite describir de una forma abstracta y concreta el problema que se presente, sus recomendaciones y estatus que se presenta de acuerdo a las siguientes colores:

 Nivel de riesgo **ALTO**. (Estados límite de falla) No cumple la normatividad vigente y pone en peligro la seguridad de los alumnos y personal que labora en la escuela, por lo tanto requiere de atención inmediata

 Nivel de riesgo **MEDIO**. (Estados límite de servicio) No cumple la normatividad vigente pero no pone en peligro la seguridad de los alumnos y personal que labora en la escuela bajo condiciones normales, por lo tanto después de haberse suscitado condiciones extremas como sismos, tormentas, inundaciones u otros fenómenos naturales se debe de revisar la infraestructura después del acto. La atención en condiciones normales debe ser vigilada y monitoreada y de ser posible resolver el problema lo antes posible.

 Nivel de riesgo **BAJO**. Se cumple con la normatividad y los niveles de seguridad necesarios para su operación.

No.	Concepto	Observación	Recomendación	Riesgo
1	Resistencia estructural en el edificio.	En este momento se desconoce por falta de evidencia.	Realizar pruebas a los materiales lo antes posible.	
2	Desplazamientos, flechas, fisuras o grietas en el edificio.	Cumple con los estados límite de servicio.	Monitorear desplazamientos, revisar frecuentemente la aparición de fisuras en la estructura.	
3	Cimentación	Se mantiene en buen estado.	Revisión periódica y mantenimiento anual.	



BIBLIOGRAFÍA

- "Reglamento de construcciones para el Distrito federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 enero 2004, México D.F.
- "Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004, México D.F.
- "Diseño y construcción de estructuras de concreto", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004, México D.F.
- "Diseño por viento", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004, México D.F.
- "Diseño por sismo", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004, México D.F.
- "Ley General de la Infraestructura Física Educativa", Diario Oficial de la Federación, 13 de diciembre 2007, México D.F.
- "Reglamento de la Ley que crea al Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas", Diario Oficial de la Federación, 27 de marzo 1985, México D.F.
- "Ley de la Infraestructura Física Educativa del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 03 de noviembre 2009, México D.F.
- "Reglamento de la Ley de la Infraestructura Física Educativa del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 24 de mayo 2011, México D.F.
- "Generalidades y terminología", Normas y Especificaciones Técnicas para la realización de Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del Instituto



Nacional de Infraestructura Física Educativa, Volumen 1, Tomo I, 2011, México D.F.

- "Diseño por sismo", Normas y Especificaciones Técnicas para la realización de Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, Volumen 4, Tomo II, 2011, México D.F.
- "Diseño por viento", Normas y Especificaciones Técnicas para la realización de Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, Volumen 4, Tomo III, 2011, México D.F.
- "Diseño de estructuras de concreto", Normas y Especificaciones Técnicas para la realización de Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones del Instituto Nacional de Infraestructura Física Educativa, Volumen 4, Tomo V, 2011, México D.F.
- Meli, Roberto, y Bazán, Enrique. "Diseño sísmico de edificios", 2ª Edición, Editorial Limusa, 2008, México, Distrito Federal.
- Meli, Roberto, "Diseño estructural", 2ª Edición, Editorial Limusa, 2007, México, Distrito Federal.
- De Buen, Oscar, *et al.* "Apuntes de diseño estructural", 1ª Edición, Editorial Facultad de Ingeniería, UNAM, 2003, México, Distrito Federal.
- Bustamante, Jorge, "Torsión dinámica en estructura de edificios", Publicación No 44, Editorial Instituto de Ingeniería, UNAM, 1961, México, Distrito Federal.
- "Manual de diseño por sismo", Publicación No 406, Editorial Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977, México, Distrito Federal.
- González, Oscar. "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", 4ª Edición, Editorial Limusa, 2006, México, Distrito Federal.
- Pérez, Vicente. "El concreto armado en las estructuras", 6ª Edición, Editorial Trillas, 2005, México, Distrito Federal.



- Méndez, Francisco. "Criterios de dimensionamiento estructural", 1ª Edición, Editorial Trillas, 1991, México, Distrito Federal.
- "Manual del formato de captura de datos para la evaluación estructural", 1ª Versión, Editorial Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2011, México, Distrito Federal.
- Rodríguez, M y Castrillón, E. "Manual de evaluación post-sísmica de la seguridad estructural de las edificaciones", Publicación No 569, Editorial Instituto de Ingeniería, UNAM, 1995, México, Distrito Federal.
- "Manual de evaluación post-sísmica de la seguridad estructural de las edificaciones", 1ª Edición, Editorial Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Departamento del Distrito Federal, 1998, México, Distrito Federal.
- Wilson, Ed. "SAP 2000: Structural analysis program, computer and structures", 1ª Edición, Editorial Computers & Structures, 2007, Inc. California, E.U.
- Monroy, Fernando. "Instructivo para la utilización de programa de computadora SAP 2000", 1ª Edición, Editorial Facultad de Ingeniería, UNAM, 2006, México, Distrito Federal.
- Suarez, Luis, *et al.* "Introducción visual a SAP 2000", 1ª Edición, Editorial Computers & Structures, Inc. (CSI), 2004, México, Distrito Federal.
- Florero, Sergio. "Manual de SAP 2000 en español", 1ª Edición, Editorial Computers & Structures, Inc. (CSI), 1995, México, Distrito Federal.



REFERENCIA DE INTERNET

- **Cámara de Diputados, LXII Legislatura**
www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/
- **Asamblea Legislativa del Distrito Federal, VI Legislatura**
www.aldf.gob.mx/index.html
- **Secretaría de Educación Pública**
www.sep.gob.mx
- **Secretaría de Educación Pública en el Distrito Federal**
www.sepdf.gob.mx
- **Consejo Nacional de Fomento Educativo**
www.conafe.gob.mx
- **Administración Federal de Servicios Educativos del Distrito federal**
http://www2.sepdf.gob.mx/quienes_somos/afsedf/
- **Dirección General de Educación Secundaria Técnica**
http://www2.sepdf.gob.mx/quienes_somos/dgest/index.jsp
- **Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa**
www.inifed.gob.mx
- **Instituto Local de la Infraestructura Física Educativa del Distrito Federal**
www.ilife.df.gob.mx
- **Instituto de Ingeniería UNAM**
www.iingen.unam.mx/
- **Centro Nacional de Prevención de Desastres**
www.cenapred.gob.mx/es/RedNacionalEvaluadores/EvaluacionEdificios/
- **Federación de Colegios de Ingenieros Civiles de la República Mexicana**
www.fecic.org.mx



- **Colegio de Ingenieros Civiles de México**
www.cicm.org.mx
- **Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de México**
www.cicem.org.mx
- **Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural**
www.smie.org.mx/
- **Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica**
www.smis.org.mx/
- **Computers & Structures, Inc. México.**
www.csimexico.mx/
- **Construaprende**
www.construaprende.com
- **Construmática**
www.construmatica.com/libros
- **Google books**
http://books.google.com.mx/bkshp?hl=es-419&tab=wp