



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

Estudios y evaluación estructural sobre la  
ampliación de un edificio en el conjunto sur  
de la Facultad de Ingeniería

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Virgilio Domínguez Maldonado

DIRECTOR DE TESIS

Ing. Josué Garduño Chávez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., agosto 2016





UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/036/16

Señor  
VIRGILIO DOMÍNGUEZ MALDONADO  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIOS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL SOBRE LA AMPLIACIÓN DE UN EDIFICIO EN EL CONJUNTO SUR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN
- III. REVISIÓN ESTRUCTURAL EN EL ESTADO ACTUAL
- IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 6 abril 2016.  
EL PRESIDENTE

  
M.I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.



A mis padres Virgilio y Aurelia:

Por su apoyo incondicional,  
por su ejemplo y sus enseñanzas,  
todo su amor y comprensión me han  
convertido la persona que soy.

A mis hermanos Linaloe, Dully y Víctor:

Por su amistad de toda una vida,  
todas las alegrías que hemos compartido,  
su cariño que siempre me impulsa a seguir.

A mis amigos:

Por todas las cosas que compartimos,  
gracias a todos y cada uno de ustedes.

A la Universidad Nacional Autónoma de México:

Por proporcionarme una educación de excelencia,  
por darme tantas oportunidades para crecer.

A Alma González:

Por apoyarme, motivarme,  
estar conmigo en mis metas,  
ambiciones y logros.



# Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el conjunto sur de la Facultad de Ingeniería

---

## Índice

	Página
Introducción	1
1. Antecedentes.	4
1. Historia de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.	5
1. Real Seminario de Minería de la Nueva España.	5
2. Colegio de Minas.	6
3. Escuela Nacional de Ingenieros.	6
4. Reubicación en Ciudad Universitaria y evolución hacia Facultad de Ingeniería.	7
2. Infraestructura actual de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.	11
1. Ubicación de edificios y uso destinado.	12
3. Crecimiento histórico de la población escolar y académica. Proyección a futuro.	14
1. Crecimiento de la población escolar de licenciatura de la UNAM 1970-2015.	14
2. Crecimiento de la población escolar de licenciatura y población académica de la Facultad de Ingeniería 1970-2015. Proyección a futuro.	15
4. Propuesta de ampliación de la infraestructura.	18
1. Plan maestro 2008.	18
2. Plan de Desarrollo 2015-2018.	21
3. Propuestas de crecimiento sustentable de la infraestructura.	24
2. Descripción de la construcción.	25
1. Condición actual.	26
1. Descripción arquitectónica y entorno.	26
2. Subestructura.	27
3. Superestructura.	28
2. Proyecto de ampliación vertical.	36
1. Propuesta arquitectónica.	36
2. Tipificación de la estructura de acuerdo a los códigos de construcción vigentes.	36

3. Revisión estructural en el estado actual	39
1. Propiedades mecánicas y geométricas de los elementos	40
2. Modelación analítica de la estructura	41
3. Cargas actuantes en la estructura y combinaciones	45
1. Efectos de cargas permanentes	45
2. Efectos de cargas variables	45
3. Efectos de cargas accidentales	46
4. Combinaciones de carga	49
4. Revisión de estados límite de servicio	52
5. Revisión de estados límite de falla	55
6. Revisión de efectos en la cimentación	59
4. Propuesta estructural y evaluación	62
1. Modelación analítica	63
2. Modelación de la estructura	67
3. Propiedades geométrica de los elementos	70
4. Revisión de estados límite de servicio	72
5. Revisión de estados límite de falla	76
6. Revisión de efectos en la cimentación	81
7. Evaluación	83
5. Conclusiones y recomendaciones	84
1. Conclusiones	85
2. Recomendaciones	87
Bibliografía	88
Lista de imágenes y tablas	89



# Introducción

El Ingeniero Civil es el profesional capacitado con los conocimientos físico-matemáticos, que le permiten poder transformar óptimamente los recursos para la realización de obras civiles, mediante la investigación, desarrollo, planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento, colaborando de manera interdisciplinaria con otros profesionales para así poder cumplir satisfactoriamente los problemas que se le plantean. Esto lo realiza a través de 6 áreas principales de conocimiento dentro de la disciplina: Estructuras, Geotecnia, Sistemas y Transportes, Hidráulica, Construcción y Ambiental.

El presente trabajo se desarrolla dentro del área de la Ingeniería Civil Estructural, que se ocupa del análisis, revisión y diseño de los distintos componentes de una estructura fundamentando sus resultados en los principios de la física, principalmente la estática, la mecánica de materiales y la dinámica, aplicando criterios unificados como lo son los distintos códigos y reglamentos de construcción resultado de actividades de investigación. El profesional de esta área, denominado comúnmente como "estructurista" o "calculista", también ocupa su criterio ingenieril con el fin de obtener una estructura segura resistente a diversas acciones de cargas, tanto permanentes, como variables y accidentales; para que las mismas puedan cumplir su principio fundamental de funcionamiento bajo diversas condiciones y asegurando la prevención del colapso, salvaguardando la vida de sus ocupantes, en eventos sumamente críticos como sismos, huracanes, nevadas intensas, entre otros.

El presente trabajo de tesis evalúa estructuralmente un edificio construido a principios de la década de 1980 diseñado de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 1976 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes. La evaluación realizada se hizo de acuerdo a la versión vigente del reglamento mencionado publicado en el año 2004 con el fin de conocer su estado actual y tomando en cuenta los resultados obtenidos plantear una propuesta de ampliación vertical de un nivel adicional para de esta forma atender la creciente demanda de espacios que requiere la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México debido al aumento constante de alumnos.

Para realizar la evaluación, el contenido se dividió en 5 capítulos que presentan la información ordenadamente, tanto investigada como generada durante el desarrollo de la obra.

En el capítulo 1, se explora la historia de la Facultad de Ingeniería así como el estudio de la tendencia de crecimiento de la población escolar en la institución y las propuestas de crecimiento que se han realizado en los últimos años con el fin sustentar el por qué analizar la ampliación de la estructura de estudio

En el capítulo 2, se describe las condiciones actuales del edificio como arquitectura, sistema estructural e integración a su entorno, a través de información contenida en los planos, inspecciones visuales directas, con base en los códigos y reglamentos vigentes para proponer una planta arquitectónica a analizar.

En el capítulo 3, se determina si la estructura cumple con los estados límite tanto de falla como de servicio, que establece nuestro reglamento y de esta manera procurar la seguridad de los

ocupantes y también verificar qué capacidad tenemos disponible en los elementos para la propuesta de ampliación vertical.

En el capítulo 4, se propone una estructuración a través de construcción compuesta entre acero y concreto con el fin de reducir peso en el nivel adicional, se verifican nuevamente los estados límite previamente señalados bajo las nuevas condiciones para poder definir la viabilidad estructural de la ampliación.

Finalmente en el capítulo 5, se elaboran las conclusiones con base en los resultados obtenidos evaluando distintos parámetros como los estados límite de falla y de servicio; así mismo se proponen recomendaciones para mantener en buen estado la estructura.

# 1. Antecedentes

## 1.1. Historia de la Facultad de Ingeniería de la UNAM

### 1.1.1. Real Seminario de Minas de la Nueva España

La primera institución de educación universitaria, la Real y Pontificia Universidad de México fue fundada en 1551 por decreto real a petición de Fray Juan de Zumárraga, siguiendo los estatutos y principio de la Universidad de Salamanca en España el cual para 1552 era el centro educativo más poblado del mundo con 6382 estudiantes y se caracterizó por su estrecho vínculo con la corona. Debido a esto, la educación en América tuvo una gran influencia Europea ya que todos los principios y disposiciones legales de las distintas áreas del conocimiento se trasladaron directamente de lo existente en la España Medieval.

Así mismo desde los años 1600 existieron distintas ordenanzas para los oficios y la construcción en la Ciudad de México que estuvieron dirigidos a regular los gremios como albañiles, carpinteros y artesanos entre otros. El 2 de febrero de 1612, Felipe III publicó una ordenanza en Madrid señalando las obligaciones que del oficio del Ingeniero como poner en ejecución las fábricas y fortificaciones que se manden a hacer conforme a las trazas aprobadas, esto estuvo vigente durante toda la época colonial.

La importancia económica de la minería en la Nueva España implicó que se realizaran muchas investigaciones empíricas en los primeros siglos del virreinato, publicándose gran variedad de obras sobre recomendaciones y principios de minería con los hallazgos de la época. Esta actividad junto con la agricultura fueron los impulsores de la economía Novohispana, incluso siendo desde la época colonial la Nueva España el máximo exportador de plata a nivel mundial.

En 1771 el virrey Bucareli envía una carta sobre el estado decadente de la minería en ese momento y se pide la formación de nuevas ordenanzas para el gremio que serían autorizadas y posteriormente en 1775 el virrey informa al rey que los mineros han decidido instituir un Colegio de Metalurgia y conformar un nuevo Código de Ordenanzas para la Minería siendo autorizadas en 1777.

Desde 1774 se presentaron planes de estudios que si bien no se llevaron a cabo, fueron la base para los que le sucedieron, en 1790 Fausto de Elhúyar presentó su plan de estudios con diversas asignaturas como geometría, hidrodinámica, francés, prácticas de campo, presentación de tesis que aportara al desarrollo de la minería, entre otras, satisfaciendo las aspiraciones de los mineros que abogaban por un Colegio. En 1792 el Real Seminario inició sus actividades progresivamente hasta que en 1800 se tuvo un pleno funcionamiento en lo que actualmente es Guatemala número 88, 90 y 92 del Centro Histórico de la Ciudad de México.



Figura 1.1. Guatemala 90, primera sede del Real Seminario de Minas

Por diversas situaciones políticas y económicas dentro y fuera del Seminario, desde 1808 se dejaron de impartir algunos cursos, se redujo la inscripción de nuevos alumnos, no se efectuaron actos públicos y todos los alumnos fueron registrados al servicio militar, terminando la primera etapa del Real Seminario de Minas en marzo de 1811, antes de que la nueva sede, el Palacio de Minería, estuviera en condiciones de ser utilizados.

### 1.1.2. Colegio de Minas

Tras el proceso de independencia, la industria de la nueva nación mexicana decayó totalmente y la inestabilidad política tras el movimiento ahogó más al sector, progresivamente desde 1821 hasta 1864 las corporaciones gremiales fueron desapareciendo hasta que fueron suprimidas por las Leyes de Reforma.

A pesar de estas dificultades, el Real Seminario de Minería siguió en intermitente funcionamiento después de 1826 hasta que se convirtió en el Colegio de Minas donde se impartieron diversas carreras relacionadas con la enseñanza de ciencias exactas y físicas. Con esto la educación superior sobrevivió hasta 1857 gracias a los inestables intentos privados y gubernamentales de respetar el orden en la enseñanza propuesto en el Plan General de Estudios, pero carecía de una planeación mínima acorde a las necesidades nacionales.

El artículo tercero de la Constitución de 1857 estableció que la enseñanza debía ser libre y laica, esto no se llevó a cabo completamente hasta pasadas la Guerra de Tres años, la de Reforma y posteriormente la intervención francesa, época en la cual el Colegio fue clausurado y reabierto en numerosas ocasiones, sirviendo como residencia, cuartel militar en incluso cárcel.

### 1.1.3. Escuela Nacional de Ingenieros

En 1867, se promulga la Ley Orgánica para la Instrucción pública en la cual convierte el Colegio de Minas en la Escuela de Ingenieros reuniendo todas las ramas: de Minas, Mecánico, Civil, Topógrafo e Hidromensor y Geógrafo e Hidrógrafo. Al frente de la escuela queda el ingeniero Blas Balcárcel, cercano colaborador del presidente Juárez. En 1868 se inician los cursos, en el

Palacio de Minería que pasa a ser administrado por el Ministerio de Instrucción Pública, cambiando su nombre a Escuela Nacional de Ingenieros.

Poco a poco, la desorganización prevaleciente en los planteles educativos durante el periodo de Reforma fue desapareciendo. Durante su gobierno, Porfirio Díaz exigió que la enseñanza de las escuelas superiores tuviera una mejor calidad y destacara en sus planes de estudio los contenidos específicos de las respectivas carreras a través de los principios positivistas, Justo Sierra fue el encargado de llevar a cabo esta tarea.

Durante el periodo del Porfirismo, surgieron paralelamente sociedades intelectuales cuyo fin era llenar los huecos que las escuelas superiores dejaban, a pesar del el impulso a la industria y el desarrollo económico, ya que las clases acomodadas disponían de recursos necesarios para financiar la educación de sus jóvenes en el extranjero, por lo que los colegios y escuelas de educación superior sobrevivieron raquíticamente con una inscripción reducida de alumnos a pesar del carácter gratuito de las mismas.

Debido a esto, a partir de 1906 se inició una revisión de las tareas y programas docentes que culminó en 1910 con el restablecimiento de la Universidad suprimida por última vez en 1865. El 26 de mayo de 1910 Justo Sierra reabre la Universidad Nacional de México agrupando siete facultades y cinco escuelas con base en la sustentación de Escuela Nacional Preparatoria.



Figura 1.2. Escuela Nacional de Ingenieros en 1913

Tras un turbulento periodo en la historia de nuestro país, hacia 1920 la enseñanza de la ingeniería depende de un reducido grupo de profesores, quienes dan cursos tanto en la Preparatoria como en la Escuela de Ingenieros, así mismo se le otorga la autonomía a la institución convirtiéndose en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). José Vasconcelos trabajó arduamente para disminuir el rezago educativo de la nación y en la década de 1930, el presidente Lázaro Cárdenas impulsó un nacionalismo con la necesidad de crear técnicos capacitados para industrializar a la nación

Ya para 1940, en las instalaciones del Palacio de Minería existe tanto la Escuela Nacional de Ingenieros como la Facultad de Ciencias con el Instituto de Matemáticas y el Instituto de Física

trabajando en las instalaciones. Es en la misma época en la que el número de profesores comienza a aumentar notablemente.

#### 1.1.4. Reubicación en Ciudad Universitaria y evolución hacia Facultad de Ingeniería

En 1943, durante el rectorado de Rodolfo Brito Foucher, se eligió el sitio adecuado para construir la Ciudad Universitaria: el Pedregal de San Ángel, zona de terrenos predominantemente volcánicos.

Durante la administración del presidente de la República, Manuel Ávila Camacho y del rector de la UNAM, Genaro Fernández McGregor, la Universidad presentó al Gobierno Federal una propuesta para la Ley sobre Fundación y Construcción de la Ciudad Universitaria, misma que fue aprobada por el Congreso de la Unión el 31 de diciembre de 1945. Al año siguiente, el rector Salvador Zubirán gestionó la adquisición de los terrenos elegidos aproximadamente siete millones de metros cuadrados, y el 11 de septiembre de 1946 el presidente Ávila Camacho expidió el decreto de expropiación de los terrenos destinados a la construcción de la Ciudad Universitaria (CU).

La Escuela Nacional de Arquitectura participó activamente en la creación del proyecto, creando un concurso de ideas en la que participarían profesores y alumnos para desarrollar el plan de conjuntos basadas en las ideas generales que se habían definido en la Comisión de la construcción de la misma, participando destacados profesores de la época como Augusto H. Álvarez, Mauricio M. Campos, Enrique del Moral, Xavier García Lascuráin, Marcial Gutiérrez Camarena, Vladimir Kaspé, Alonso Mariscal, Mario Pani y Augusto Pérez Palacios, entre otros. Alumnos destacados de ese entonces que se convertirían en destacadas figuras del medio también participaron como Teodoro González de León, Armando Franco y Enrique Molinar, por mencionar algunos.

La Comisión ratificó a los arquitectos del Moral, Pani y Campos como directores y coordinadores del Proyecto de Conjunto y les otorgó la facultad de designar a todos los arquitectos que se harían cargo de los proyectos para cada Facultad, Escuela o Instituto y edificios adicionales requeridos para las dependencias universitarias. Las primeras obras se realizaron a partir de 1948 y el 5 de junio de 1950 se colocó formalmente la primera piedra del primer edificio de la Ciudad Universitaria, la Torre de Ciencias.

Carlos Lazo, quien encabezó la labor del equipo, tuvo una actuación brillante ya que la coordinación entre todos los participantes fue excelsa resultando que las obras se realizaran con economía, orden y gran rapidez. Constó de más de sesenta los proyectistas, doscientos los residentes, contratistas y supervisores, y cerca de diez mil los obreros quienes trabajaron en el magno proyecto.





Figura 1.3. Escuela Nacional de Ingenieros en plena construcción

El 20 de noviembre de 1952, se efectuó la “Dedicación de la Ciudad Universitaria”, ceremonia presidida por el presidente Miguel Alemán, con la que se llevó a cabo la inauguración oficial de la Ciudad Universitaria.

La mudanza de las escuelas dio comienzo hasta 1953 y fue coordinada por el doctor Nabor Carrillo, quien había tomado posesión como rector en febrero de ese año. El nuevo rector enfrentó dos grandes problemas: la terminación de los edificios de la Ciudad Universitaria junto con la infraestructura de apoyo y la ampliación presupuestal necesaria para la mudanza de las escuelas universitarias. Fue en marzo de 1954, cuando dieron comienzo las actividades escolares en el nuevo Campus.

Para la Escuela Nacional de Ingenieros, los cursos de primer año se impartieron ya en las nuevas instalaciones recién inauguradas de Ciudad Universitaria y sólo los de años superiores permanecieron hasta 1956 en el Palacio de Minería en el Centro Histórico de la Ciudad de México. Únicamente las carreras de Ingeniero Civil, Ingeniero Mecánico Electricista e Ingeniero Topógrafo se trasladaron a la Ciudad Universitaria.

Continuaron en el Palacio de Minería la carrera tradicional de Ingeniero de Minas y las de Ingeniero Geólogo e Ingeniero Petrolero, tanto para aprovechar la disponibilidad de laboratorios y gabinetes diseñados especialmente para estas disciplinas, como para dar facilidades al profesorado, pues los centros de trabajo se localizaban a distancia relativamente corta del Palacio. Posteriormente, en el recinto de la Ciudad Universitaria se construyó un edificio diseñado para la enseñanza de esas tres carreras, por lo que en el año de 1967 la Escuela Nacional de Ingeniería abandona prácticamente en forma total el Palacio de Minería.

Así, tras prácticamente más de 300 años de historia, la actual Facultad de Ingeniería se ubica en Ciudad Universitaria con más de 12,000 alumnos y 13 carreras impartidas a la fecha, consolidada como la mejor escuela de ingeniería en el país y una de las mejores en América Latina; con célebres egresados de sus aulas que han contribuido al crecimiento y desarrollo nacional.



Figura 1.4. Estudiantes en Facultad de Ingeniería hacia finales de 1950

## 1.2. Infraestructura actual de la Facultad de Ingeniería de la UNAM

La sede central de la Facultad de Ingeniería se ubica en el Circuito Escolar en Ciudad Universitaria. El conjunto original de la Facultad consta de tres edificios. En el primero se agrupan las áreas de teoría, los talleres, patio de maniobras, laboratorios, bodegas, salas de profesores y los servicios generales. En el segundo, aulas, laboratorios, patio de pruebas, el Auditorio Javier Barros Sierra, además de la dirección, sala de juntas, sala de profesores, la Biblioteca "Antonio Dovalí Jaime" y áreas de uso administrativo. El tercero se encuentra provisto de equipo de cómputo y maquinaria de perforación, además de disponer de tres laboratorios en los que se imparte la especialización de Ingeniería Petrolera. Cabe mencionar que 2007 este conjunto, como todo el campus central de la Ciudad Universitaria, fue declarado Patrimonio de la Humanidad por su artístico y cultural. La figura 1.5, muestra el croquis de este conjunto.

Al sur de las instalaciones deportivas de la UNAM se localiza la División de Ciencias Básicas, compuesta de ocho edificios, un auditorio, salas de cómputo para uso exclusivo de alumnos y la Biblioteca "Maestro Enrique Rivero Borrell", equipada con salas audiovisuales, de lectura, una videoteca y acceso a Internet inalámbrico a través de la RIU (Red Inalámbrica Universitaria); dos de los edificios se utilizan como talleres de dibujo y laboratorios; uno más alberga los talleres de tratamientos térmicos, pruebas estáticas y dinámicas, afilado, rectificación y prensado; en otros dos se encuentra el área de Ingeniería Mecánica, y en otro la Secretaría de Posgrado e Investigación, donde se ubican principalmente aulas y la División de Ingenierías Civil y Geomática. En esta parte de la Facultad, entre 1996 y 1998 se construyeron los laboratorios de Telecomunicaciones, de Termofluidos y el nuevo edificio de posgrado.

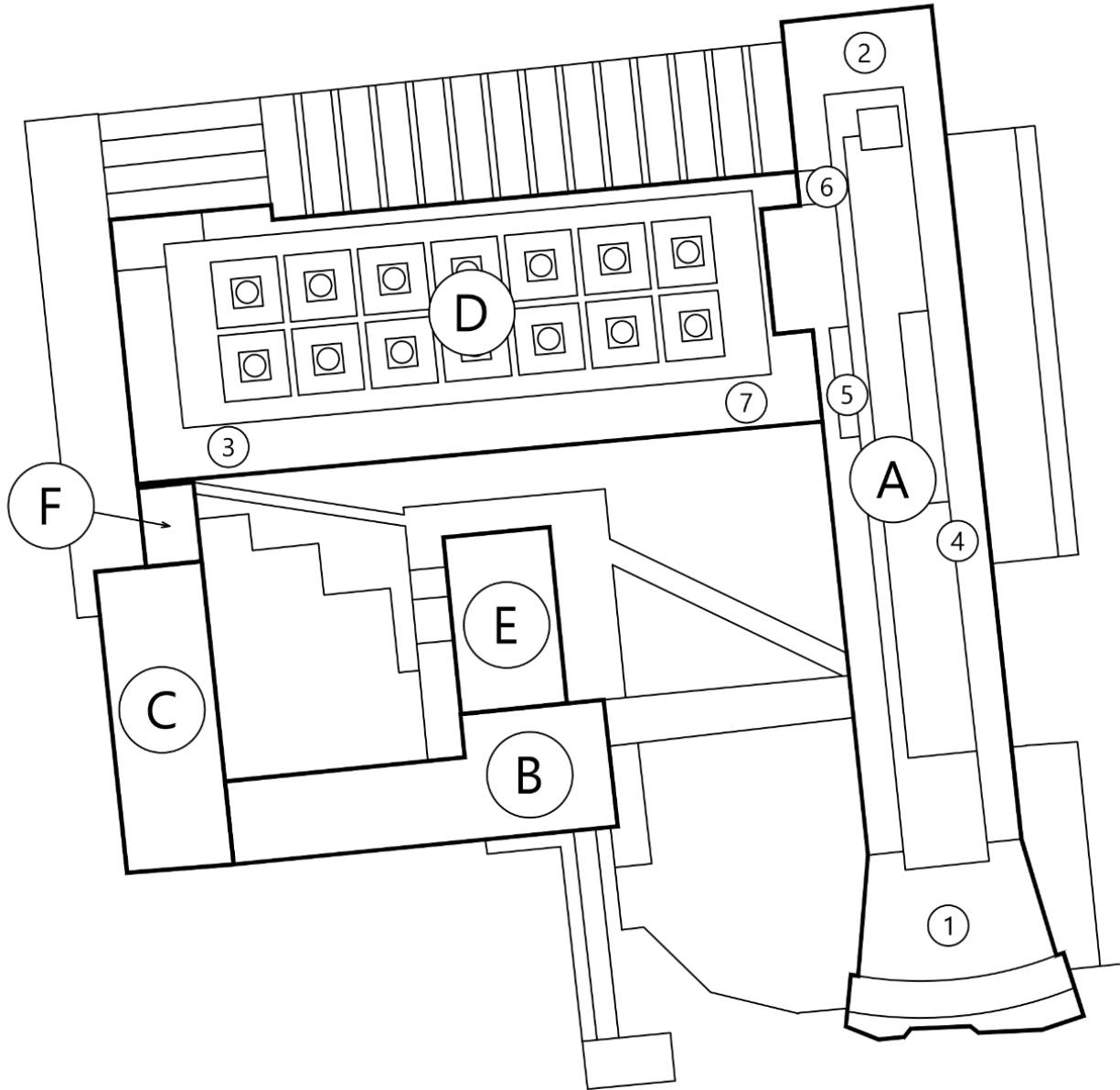
El antiguo Palacio de Minería es sede de la División de Educación Continua y de la Sociedad de Ex Alumnos de la Facultad de Ingeniería, así como del Museo Tolsá. El Real Seminario de Minas, aloja el Museo de los Minerales. Ambos edificios se ubican en el Centro Histórico de la Ciudad de México.

En 2013 se culminó la construcción del Centro de Ingeniería Avanzada, ubicado en el Conjunto Sur, el cual está destinado a carreras de la División de Ingeniería Mecánica e Industrial, con laboratorios avanzados de mecatrónica y diversas oficinas.


En Jiutepec, Morelos, se encuentra el inmueble de la Sección de Hidráulica de Posgrado. Por otra parte, es importante mencionar que la totalidad de los laboratorios de la Facultad cuentan con el equipamiento necesario para impartir las prácticas curriculares correspondientes y realizar diversas actividades de investigación. Destacan la Estación Satelital ubicada en los Laboratorios de Telecomunicaciones y el equipo para análisis geofísico Stratagem a cargo de la División de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.

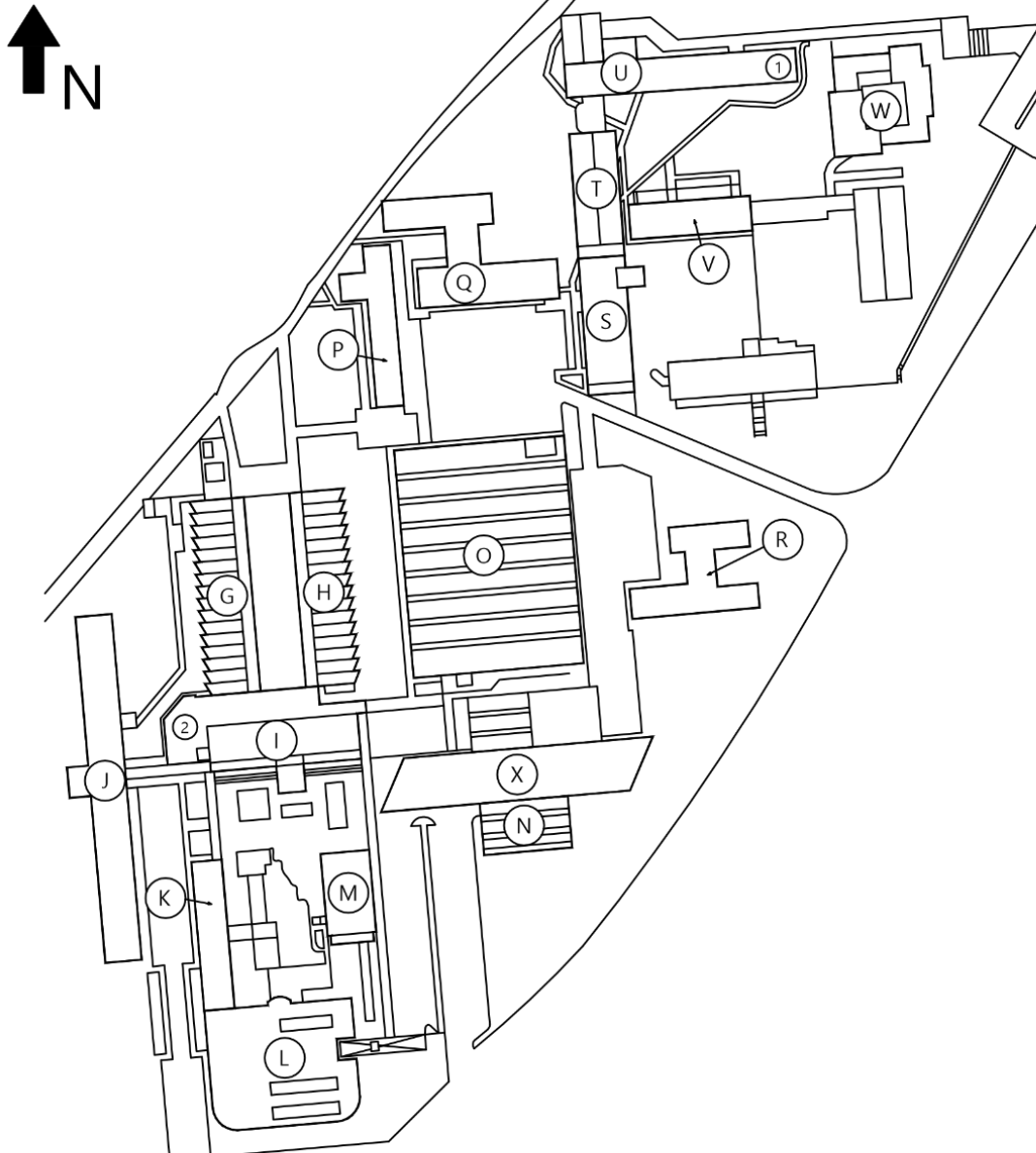
### 1.2.1. Ubicación de edificios y uso destinado

Las figuras 1.5 y 1.6 presentan los croquis de ubicación de los edificios de la Facultad de Ingeniería y su uso destinado.




A	Edificio de la Dirección. Secretarías General y Administrativa, División de Ciencias Sociales y Humanidades, División de Ingenierías en Ciencias de la Tierra
B	Edificio de Salones
C	Edificio de salones. Laboratorios de Ingeniería Industrial y de Ingeniería en Ciencia de la Tierra
D	Edificio de salones. Laboratorios de Ingeniería Eléctrica y de Ingeniería Civil. Servicios Audiovisuales.
E	Edificio de UNICA/USECAD. Atención usuarios EDUCAFI. Movilidad Estudiantil. Comunicación.
F	Laboratorios de Ingenierías de Minas y Metalurgia.
1	Auditorio "Javier Barros Sierra".
2	Biblioteca "Antonio Dovalí Jaime".
3	Aula Magna.
4	Sala de Exámenes Profesionales y Sala de Consejo Técnico.
5	Secretaría de Servicios Académicos.
6	Apoyo a la Comunidad (Bolsa de Trabajo, Act. Deportivas)
7	Coordinación de Administración Escolar, Servicios Escolares.

 Proyecto de Tesis <b>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</b>			
Presenta: <b>Virgilio Domínguez Maldonado</b>			
Director de Tesis: <b>Ing. Josué Garduño Chávez</b>			
Concepto: <b>Ubicación de Edificios</b>	Aprobado: <b>JGCh</b>	Proyecto: <b>UBIC_01</b>	Emisor: <b>cm</b>
Número de plano: <b>Conjunto Norte</b>		Fecha: <b>ago/2016</b>	Figura: <b>1.5</b>



G	Laboratorios de la División de Ciencias Básicas.
H	Laboratorios de la División de Ciencias Básicas.
I	Torre de salones.
J	Ala poniente. Coordinaciones académicas de la DCB.
K	Centro de Docencia "Gilberto Borja Navarrete".
L	Biblioteca "Enrique Rivero Borrell".
M	Auditorio "Sotero Prieto". COPADI (becas, tutoría).
N	Laboratorio de Termofluidos.
O	Centro de Diseño Mecánico e Innovación Tecnológica. Laboratorios y Talleres de Ingeniería Mecánica.
P	División de Ingeniería Eléctrica.
Q	Edificio "Luis G. Valdés Vallejo". Laboratorios De Computación, Electrónica y Telecomunicaciones.
R	División de Ingenierías Civil y Geomática.
S	Edificio de posgrado.
T	Edificio "Bernardo Quintana Arrijo". Secretarías de Posgrado e Investigación y Apoyo a la Docencia.
U	Salones para posgrado y tutorías.
V	Laboratorios de posgrado.
W	Biblioteca "Enzo Levi".
X	Centro de Ingeniería Avanzada.
1	Auditorio "Raúl J. Marsal".
2	Jefatura de la División de Ciencias Básicas.

			
Proyecto de Tesis <b>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</b>			
Presenta		Virgilio Domínguez Maldonado	
Director de Tesis		Ing. Josué Garduño Chávez	
Concepto	Ubicación de Edificios	Aprobado	JGCh
		Proyecto	UBIC_02
		Emergencias	cm
Nombre de plano	Conjunto Sur	Fecha	ago/2016
		Figura	1.6

## 1.3. Crecimiento histórico de la población escolar y académica, proyección a futuro

### 1.3.1. Crecimiento de la población escolar de licenciatura de la UNAM 1970-2015

A partir del 1970, tras los movimientos estudiantiles de 1968, las actividades universitarias se reestablecieron y la vida cotidiana en las Facultades y Escuelas volvió a tomar forma. Esta década se caracterizó por el fenómeno denominado "Masificación de la educación", proceso que ocurrió en gran parte de América Latina entre 1970 y 1990, donde el sector terciario de la educación (superior) registró grandes niveles de crecimiento a pesar de los reducidos presupuestos y espacios, esto implicó saturación en muchos planteles.

México pasó de tener una matrícula de 271,275 alumnos en educación superior en el año 1970, a 543,112 en 1975 y alcanzando 935,789 alumnos en 1980. Esto representa un crecimiento de 345% en sólo 10 años, este impacto se vio reflejado en la UNAM al ser la institución de educación superior más grande del país, como se observa en la figura 1.7.

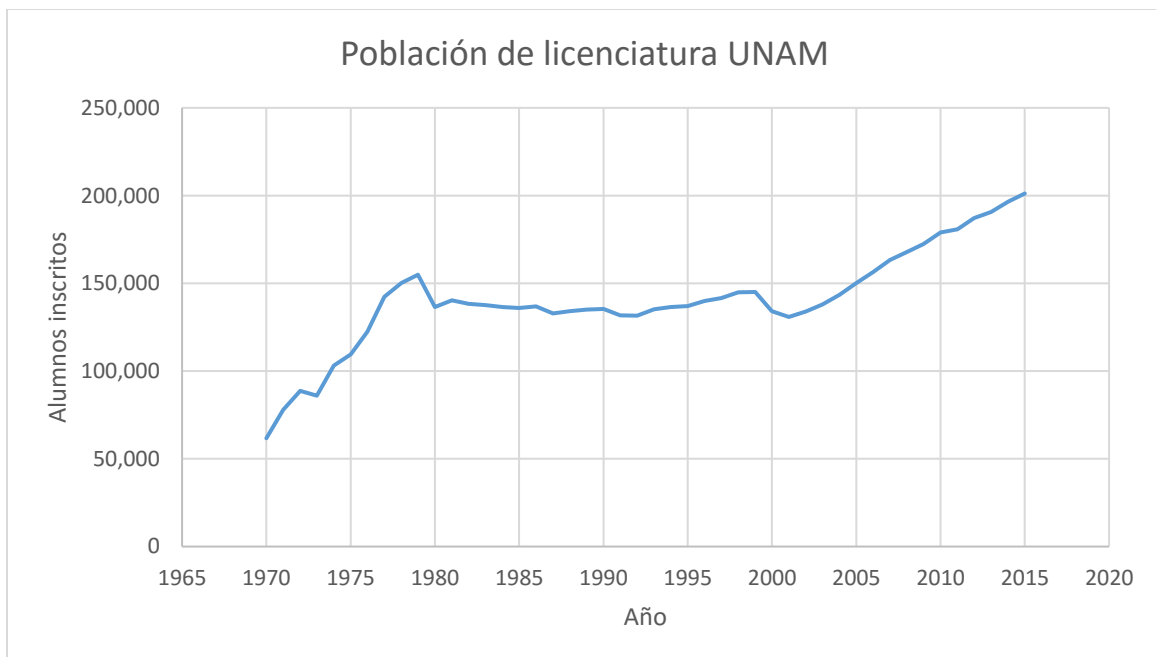


Figura 1.7. Población escolar de licenciatura entre 1970 y 2015

La universidad pasó de tener 61,709 alumnos inscritos en los cursos de licenciatura en el año 1970, para 1980 se tuvieron 136,544 lo que representa un incremento del 121%, con un pico en la matrícula de 154,913 alcanzado en 1979. La década de 1980 y 1990 se caracterizó por tener una población escolar prácticamente constante con ligeras variaciones anuales, con un mínimo de 131,622 alumnos en 1992, a partir de ese año la población crece progresivamente hasta llegar a 145,135 alumnos en 1999.



Antes de terminar el milenio, en 1999 ocurre un movimiento estudiantil dentro de la Universidad, consecuencia de una propuesta de cambio al Reglamento General de Pagos por parte del rector Dr. Francisco Barnés de Castro, que resultó en una huelga que se prolongó por prácticamente un año y culminó con la toma de diversas instalaciones por parte de la Policía Federal Preventiva. Esto implicó un gran cambio en la población estudiantil que en tan sólo dos años disminuyó en casi 15,000 alumnos lo que representa aproximadamente un 10% de la población.



Figura 1.8. Estudiantes congregados en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería, abril de 1999

A partir de 2001 con la puesta en marcha de diversas políticas para mejorar el nivel académico, cuyos resultados se vieron reflejados al ubicarse la UNAM entre las 100 mejores universidades a nivel mundial de forma constante desde 2009, la población estudiantil crece a manera constante de forma lineal hasta nuestros días a una tasa de 2.9% anual hasta llegar a un máximo histórico de 201,206 alumnos de licenciatura en 2015, hito que se ha venido rompiendo año con año desde 2006 cuando se superó la marca registrada en 1979.

### 1.3.2. Crecimiento de la población escolar de licenciatura y población académica de la Facultad de Ingeniería 1993-2015. Proyección a futuro

Conociendo los momentos históricos de nuestra Universidad en los últimos 45 años, el crecimiento de la población escolar de licenciatura de la Facultad de Ingeniería registra tendencias similares a la de la UNAM en su conjunto con algunas excepciones.

Desde 1993 la población escolar fue disminuyendo de 10,142 alumnos en ese año hasta el mínimo registrado en 2000 de 7,942 alumnos, año en el que finaliza la huelga, a pesar de los esfuerzos realizados como clases extramuros para seguir atendiendo a la población escolar. A partir de entonces la población ha aumentado de forma lineal a una tasa de 3.3% anual, de seguir esta tendencia en el futuro, para el año 2020 habrán 14,935 alumnos de licenciatura en nuestra Facultad, 18,392 para 2030 y en el año 2040 se llegará a la cifra de 21,848.

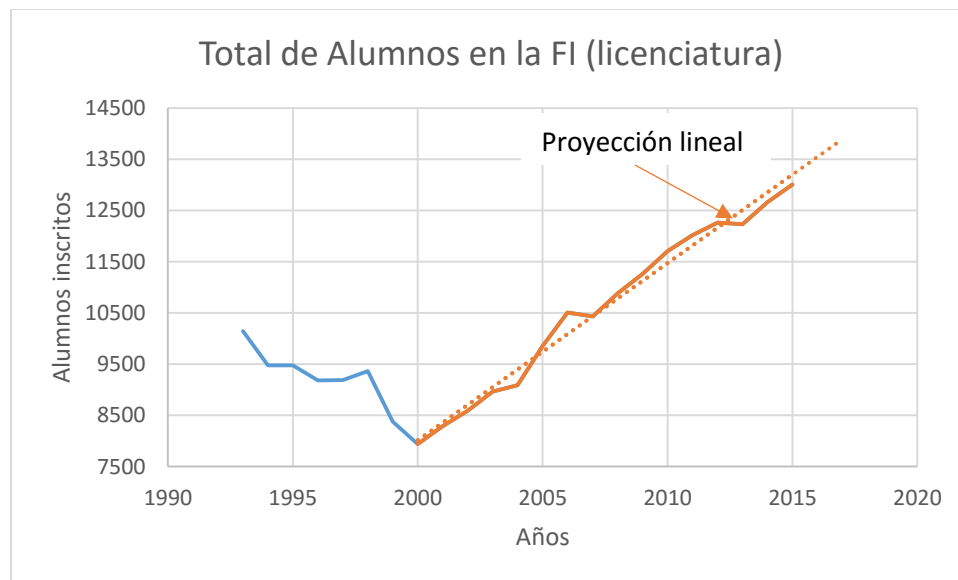


Figura 1.9. Total de alumnos de licenciatura por año

La principal causa de este crecimiento es el aumento en la matrícula de nuevo ingreso que ha incrementado de forma prácticamente constante año con año desde 2000 a una tasa de 3.2% anual como se observa en la figura 1.10. Esto es parcialmente resultado de la implementación de nuevas licenciaturas como Ingeniería en Telecomunicaciones e Ingeniería Mecatrónica, y en 2015 Ingeniería en Sistemas Biomédicos; aunado al aumento de la matrícula en diversas carreras, algunas de alta demanda como Ingeniería en Computación que registra la mayor población por carrera, seguido por Ingeniería Civil e Ingeniería Petrolera.

Observamos que la tasa de crecimiento de población es ligeramente más alta que la de nuevo ingreso, esto se debe a que han existido avances en materia de deserción escolar la cual ha disminuido en los últimos 10 años con diversos programas llevados a cabo.



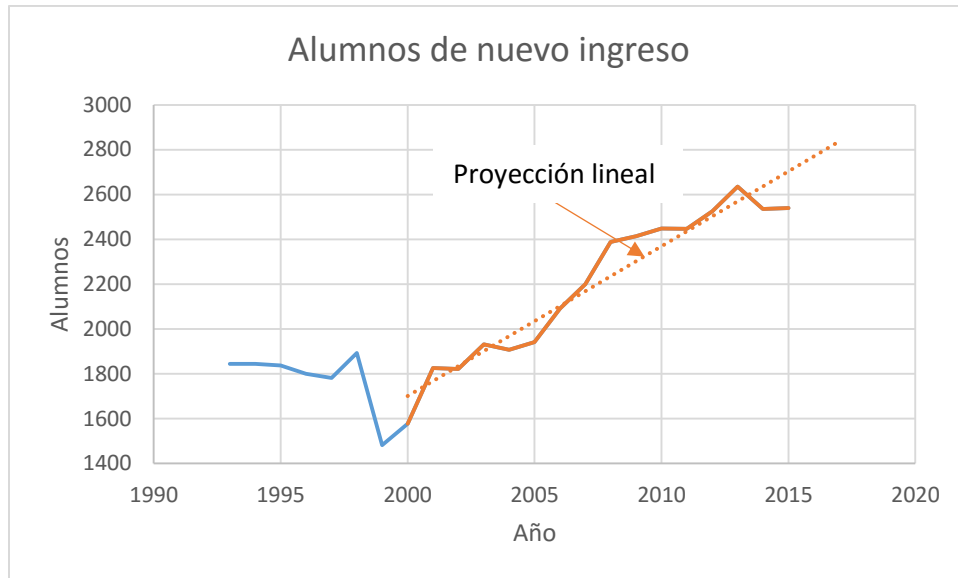


Figura 1.10. Alumnos de nuevo ingreso por año

Al igual que la población total, de seguir el ritmo de crecimiento para alumnos de nuevo ingreso por año se estima que en 2020 ingresarán 3,037 alumnos, 3,705 para 2030 y en el año 2040 habrá un ingreso de 4,373 alumnos, cerca del doble del que actualmente se atiende.

La Facultad de Ingeniería ha llegado a un punto en que parte de sus instalaciones se encuentran saturadas por la falta de planeación junto al crecimiento de la población estudiantil, generando problemas de distinta índole, como falta de lugares de inscripción en determinadas asignaturas, saturación de salones tanto en Ciencias Básicas como en Ingeniería Aplicada, tránsito entorpecido en pasillos y áreas comunes durante cambios de horario, entre otros.



Figura 1.11. Saturación de pasillos durante los cambios de clases

## 1.4 Propuesta de ampliación de la infraestructura

### 1.4.1 Plan Maestro de Infraestructura 2008

En 2008, tras el nombramiento del Mtro. Gonzalo Guerrero Zepeda en 2007 como director de la Facultad de Ingeniería y como parte del Plan de Desarrollo 2008-2011 se planteó un Plan Maestro de Infraestructural con las condiciones y necesidades de ese entonces con un horizonte hacia 2025, sin embargo muchas de las propuestas no se llevaron a cabo por diversas razones.

Tras un extensivo análisis de accesibilidad a las diversas instalaciones de la Facultad de Ingeniería y al uso destinado de los edificios, se planteó una propuesta para la renovación de espacios existentes, además del reemplazo o construcción de nuevos espacios para mejorar las condiciones de la población estudiantil y académica.

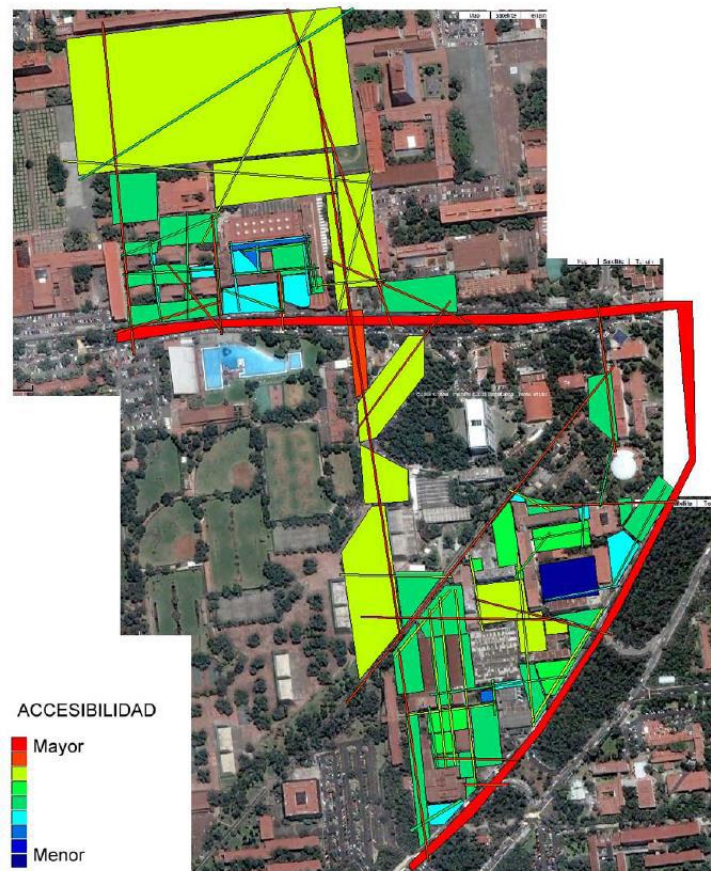


Figura 1.12. Análisis de accesibilidad realizado para el Plan Maestro de Infraestructura 2008

Entre las acciones más destacadas del Plan Maestro de Infraestructura 2008, se encuentra la rehabilitación de la planta baja del edificio B y los lotes de estacionamiento para profesores

cercanos a este dentro del Conjunto Norte para habilitar instalaciones administrativas, y demoler el edificio E como se muestra en la figura 10.12, sin embargo esto no se llevó a cabo ya que desde 2007 el Campus Central de Ciudad Universitaria, el cual contiene las primeras instalaciones construidas dentro del campus, fue declarada como Patrimonio Cultural de la Humanidad, lo que implica la protección y preservación de 69.5 hectáreas ante las presiones urbanas de expansión que enfrenta la Ciudad de México. Por lo tanto la demolición o cambio radical de la intención arquitectónica original dentro de esta zona está altamente restringida provocando la inviabilidad esta propuesta.

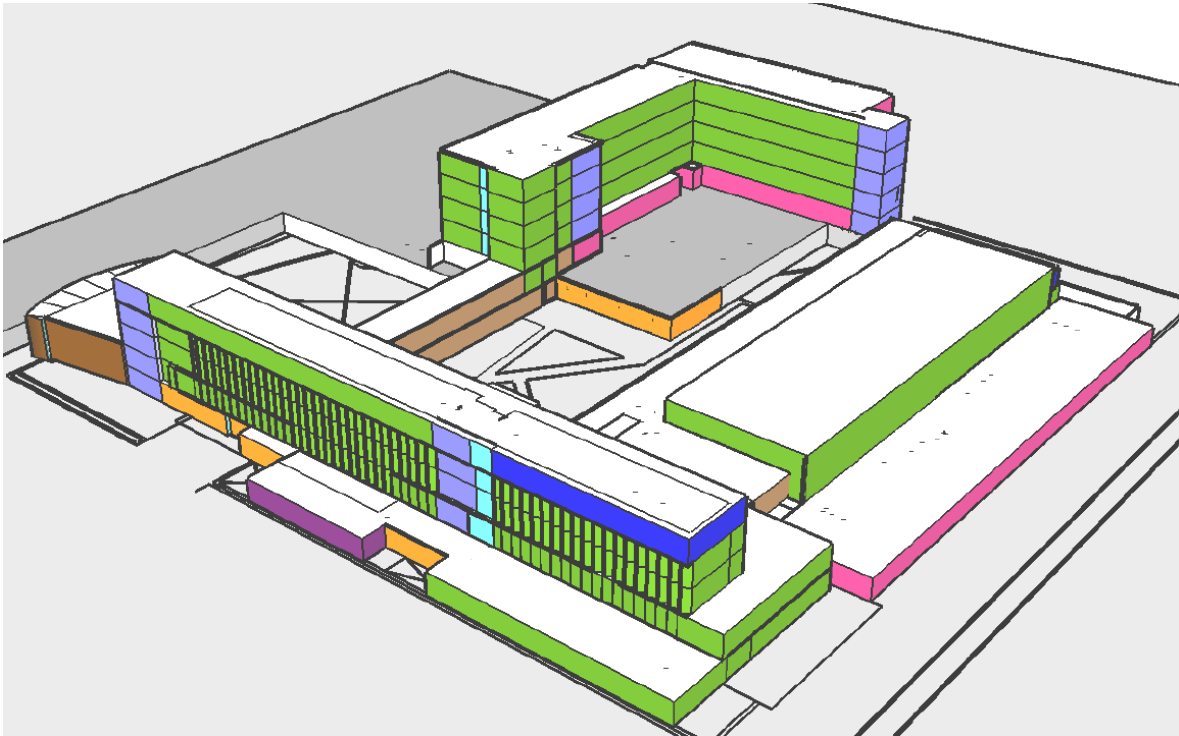


Figura 1.13. Cambios propuestos dentro de las instalaciones del Conjunto Norte

Así mismo, también se realizaron propuestas para mejorar y aumentar los espacios dentro del Conjunto Sur de la Facultad, el cual propone la demolición del Edificio O (Centro de Diseño Mecánico e Innovación Tecnológica) para la construcción de un edificio con la misma superficie pero distribuida en 3 niveles con salones, laboratorios y cubículos para ampliar su capacidad. También se propuso la ampliación vertical de uno de los cuerpos del Edificio I a la par del cuerpo de torre existente. Además, se incluye la construcción de dos cuerpos de escaleras adicionales en los extremos para el edificio J en vías de mejorar la accesibilidad al mismo.

De estas acciones propuestas, a la fecha únicamente se realizó la construcción de los dos cuerpos adyacentes al edificio J, uno cuenta con un bloque de escaleras y sanitarios, mientras que el otro además del bloque de escaleras cuenta con salones equipados con infraestructura de cómputo para la División de Ciencias Básicas.

Hay que destacar que se emprendieron acciones fuera de este plan dentro de su vigencia, como la construcción del Centro de Ingeniería Avanzada el cual no está contemplado dentro del mismo y cuenta con laboratorios y cubículos para la División de Ingenierías Mecánica e Industrial. También se construyó un nivel adicional en la División de Ingenierías Civil y Geomática con uso destinado exclusivamente a cubículos.

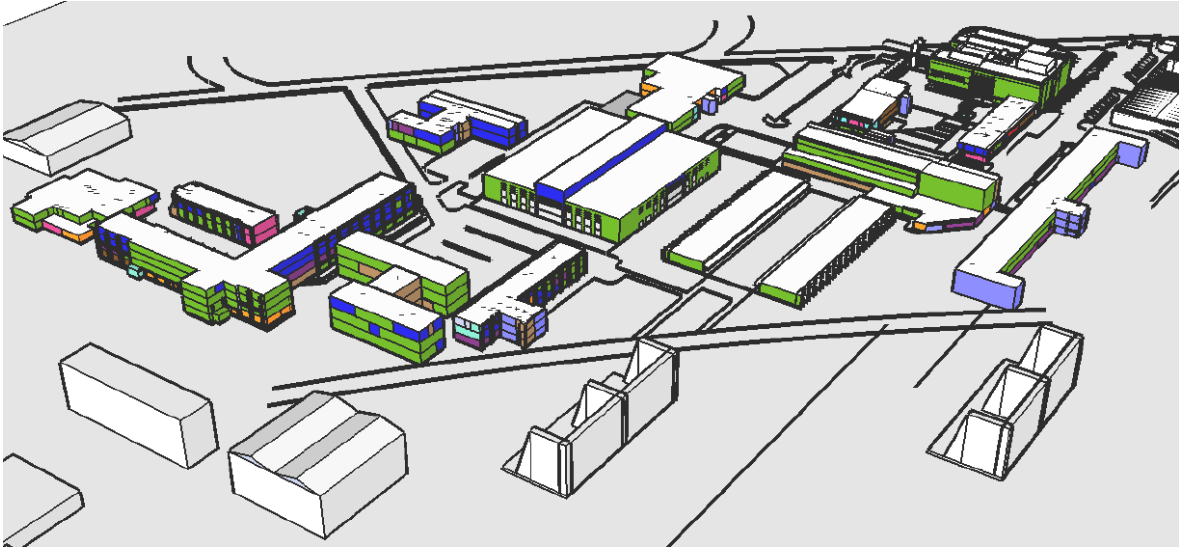


Figura 1.14. Propuestas de Infraestructura para el Conjunto Sur

## 1.4.2. Plan de Desarrollo 2015-2018

Como parte del inicio de la gestión del Dr. Carlos Agustín Escalante Sandoval, se dio a conocer el Plan de Desarrollo correspondiente a su periodo, el cual tras un diagnóstico, se establecen 6 retos a cumplir a través de diferentes líneas de acción, estos son los siguientes:

1. Formación integral de los estudiantes
  - Integración a la dinámica institucional
  - Tutoría
  - Autoestima del estudiante
  - Seguimiento generacional
  - Aumento en la retención
  - Cultura, hábitos saludables y reforzamiento de valores
  - Inducción a la práctica profesional
  - Fomento al egreso y la titulación
  - Evaluación del proceso educativo
  - Calidad en el posgrado
  
2. Desarrollo del personal académico
  - Actualización y capacitación
  - Elaboración de textos y materiales didácticos
  - Colaboración y movilidad académica
  - Reuniones de academia
  - Participación en foros nacionales e internacionales
  
3. Calidad en la investigación y desarrollo tecnológico
  - Consolidación de las líneas de investigación
  - Integración de los grupos de trabajo
  - Planes estratégicos
  - Proyectos conjuntos y multidisciplinarios
  - Formación de investigadores jóvenes
  - Innovación científico-tecnológica
  - Programas institucionales
  - Proyectos con financiamiento externo
  - Revista *Ingeniería, Investigación y Tecnología*

4. Vinculación y difusión, estrategias transversales
  - Ampliación de convenios para el fortalecimiento de la docencia y la investigación.
  - Participación con instituciones universitarias
  - Macroproyectos
  - Ferias del empleo y reclutamientos
  - Comunicación y difusión institucional
  
5. Educación continua y a distancia
  - Certificación del programa académico
  - Diversificación de la oferta académica
  - Talleres de actualización profesional y de la práctica docente
  - Plataforma educativa Minería
  - Cultura en el Palacio de Minería
  
6. Gestión y administración centradas en la planeación
  - Plan Maestro de Infraestructura
  - Servicios institucionales
  - Seguridad y protección civil
  - Laboratorios experimentales y de cómputo
  - Cómputo e informática
  - Automatización y simplificación de trámites y servicios

Como se observa, nuestro punto de interés es la "Gestión y administración centradas en la planeación", específicamente la línea de acción 1 "Plan Maestro de la Infraestructura" el cual menciona la elaboración del mismo para la adecuación, ordenamiento y mejoramiento de los espacios dentro de nuestra Facultad, donde se propone:

- a) Establecer acciones permanentes de mantenimiento y limpieza de áreas comunes.
  - Salones, bibliotecas, laboratorios, talleres y núcleos sanitarios.
- b) Ampliar o adecuar espacios para uso del personal académico y estudiantil.
  - Dignificar los cubículos del personal académico.
  - Acondicionar nuevos espacios para que los estudiantes realicen tareas, y trabajos en equipo.
  - Atención a personas con necesidades especiales.
- c) Actualizar el Programa de ahorro de agua y energía de la entidad.
  - Mejorar el alumbrado de estacionamientos y jardines.
  - Mantenimiento y actualización a la instalación eléctrica de la entidad.
  - Reemplazar las luminarias instaladas en la entidad por otras de bajo impacto ambiental.
- d) Determinar las acciones de mantenimiento mayor y menor a la infraestructura e instalaciones.
  - Elaborar un diagnóstico para la atención jerarquizada de necesidades.
  - Programar actividades de impermeabilización.
  - Determinar las actividades de remodelación o adecuación de la infraestructura en general.
  - Actualizar el programa de conservación y restauración del Palacio de Minería.

En la presente administración se ha rehabilitado diversas áreas públicas como estacionamiento para bicicletas y motocicletas en ambos conjuntos y nuevos espacios de estudio frente al edificio D en el Conjunto Norte.

Con el fin de cumplir las propuestas de esta línea de acción cuyo objetivo es la creación de un Plan Maestro de Infraestructura en octubre de 2015, se crea un consejo con representantes de las diversas divisiones de la Facultad de Ingeniería para trabajar en conjunto y llegar a una solución factible de los problemas de espacio y capacidad de esta institución educativa a distintos términos: corto, mediano y largo plazo.

A través de la participación de estudiantes de las carreras de Ingeniería Civil y Arquitectura, se ha hecho llegar a este consejo diversas propuestas para lograr los objetivos planteados dentro del Plan de Desarrollo, con dos premisas básicas, la ampliación de los espacios existentes y la creación de nuevos espacios.



### 1.4.3. Propuestas de crecimiento ordenado de la infraestructura.

A través de la participación de estudiantes de las carreras de Ingeniería Civil y Arquitectura, se ha hecho llegar a este consejo diversas propuestas para lograr los objetivos planteados dentro del Plan de Desarrollo, con dos premisas básicas, la ampliación de los espacios existentes y la creación de nuevos espacios. Debido a las condiciones de conservación de patrimonio, estas propuestas están ubicadas en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería.

Entre las acciones propuestas, se encuentra la ampliación vertical del cuerpo anexo al Edificio I el cual alberga actualmente la jefatura de la División de Ciencias Básicas y es el objeto de estudio de este trabajo.

Adicionalmente se plantea la construcción de una nueva ala de aulas junto a la Biblioteca "Enrique Rivero Borrell" en el extremo sur del Edificio J, el área se encuentra parcialmente ocupada por bodegas de material y utilería, e instalaciones para el uso los trabajadores de esta Facultad, por lo que implicaría la demolición de este espacio. El resto de la zona es pedregal típico de la zona. El tamaño y capacidad de estas instalaciones adicionales está basado en la demanda proyectada a futuro que se presentó anteriormente, además de buscar concientizar a las autoridades sobre los problemas que se enfrentarán a futuro si se mantienen las tasas de crecimiento.



Figura 1.15. Propuesta de ubicación para nuevas aulas (señalada en rojo)



## 2. Descripción de la construcción

## 2.1. Condición actual

### 2.1.1. Descripción arquitectónica y entorno

La estructura de estudio data del año 1980 y se encuentra en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería, pertenece al cuerpo de edificios que integran el Edificio I, hasta antes de la construcción de la Biblioteca "Enrique Rivero Borrell" era parte de la biblioteca de Ciencias Básicas y contaba con un espacio para almacenamiento de material bibliográfico y áreas de lectura disponible para los estudiantes de la Facultad. Actualmente es sede de la Jefatura de la División de Ciencias Básicas y funciona como un edificio administrativo con oficinas y espacios comunes para los académicos pertenecientes a esta división con 289 m<sup>2</sup> para este uso.

En su fachada sur y oriente colinda con el Edificio I, en la fachada norte colinda con los laboratorios de electricidad pertenecientes al Edificio G y con un área verde, la fachada poniente apunta hacia el edificio J como se muestra en la figura 2.1.

Cuenta con acabados de concreto aparente y aplanados en sus fachadas expuestas con cancelería de vidrio y aluminio. Los interiores están compuestos por pisos de loseta, muros divisorios interiores de panel de yeso, plafones para el techo y paso de instalaciones. La intención arquitectónica es principalmente incorporarlo armónicamente a los edificios I y J del conjunto.



Figura 2.1. Fachada Norte de la edificación



Figura 2.2. Vista desde la Torre del Edificio I

### 2.1.2. Subestructura

El edificio de estudio, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004 (RCDF'04) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC's) para el Diseño de Cimentaciones, se encuentra en la Zona I o de Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes depositados fuera del ambiente lacustre pero en los que pueden existir superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos, en esta misma zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de área y rellenos no controlados. Así mismo, se reconoce como subzona de derrames basálticos, por lo que las recomendaciones para esta misma en particular es la localización de materiales volcánicos sueltos, grietas superficiales, evidencia de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudiera afectar la estabilidad de la cimentación.

Debido a estas condiciones de desplante, se enuncia en las notas de planos que debió hacerse un sondeo de dos metros de profundidad para comprobar que no existen cavernas o roca suelta. Dentro del mismo se consideró una capacidad de carga en el suelo de 30 ton/m<sup>2</sup>, así mismo la profundidad de desplante deberá ser la suficiente hasta obtener una reacción igual o mayor a la considerada en la capacidad de carga en el suelo.

La cimentación está compuesta de zapatas aisladas en los nodos y contratraves de liga entre ellas, se utilizan zapatas cuadradas en la mayoría de las bases de las columnas y zapatas triangulares en la base de columnas de esquina y colindancia, esto se muestra en la figura 2.2.

### 2.1.3. Superestructura

El sistema estructural del edificio en estudio consta de marcos de concreto reforzado no contraventeados en ambas direcciones sin muros diafragma para resistir fuerzas sísmicas.

Dado que la estructura data de 1980, podemos suponer que fue diseñada bajo los criterios del RCDF del año 1976, donde se especifica que el coeficiente sísmico para estructuras en la Zona I es de 0.16, y se multiplicará por 1.3 cuando la estructura pertenezca al grupo A. Los planos estructurales especifican que se utilizó un coeficiente sísmico de diseño ( $c$ ) de 0.06, encontramos suficiente información en las copias de los planos estructurales para suponer que se usó un factor de 1.5 para obtener un coeficiente sísmico de 0.24 pero un factor de reducción por ductilidad ( $Q$ ) de 4. Cabe mencionar que el RCDF de 1976 consideraba estructuras con un factor de ductilidad hasta de 6 y no existía un factor de reducción por irregularidad.

Así mismo no se consideró el periodo de la estructura para la reducción de fuerzas sísmicas tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura en las direcciones ortogonales de análisis como lo indica el RCDF'76. Este mismo establece que las estructuras con una altura menor a 60 m podrán analizarse de acuerdo con el método sísmico estático sin importar la zona en la que se encuentren.

Las columnas son rectangulares y sus dimensiones se encuentran en la figura 2.3, el sistema de piso está compuesto de trabes principales que unen las columnas en dos direcciones y trabes secundarias que proporcionan apoyo para resistir cargas gravitacionales, la losa es maciza, trabaja en dos direcciones con un espesor de 10 cm.

Los planos estructurales muestran una clara intención por parte de los ingenieros y arquitectos proyectistas de una futura ampliación para un piso adicional ya que por encima de las columnas existentes hay un bloque de concreto con resistencia  $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$  y longitud de varillas para desarrollo de anclaje.

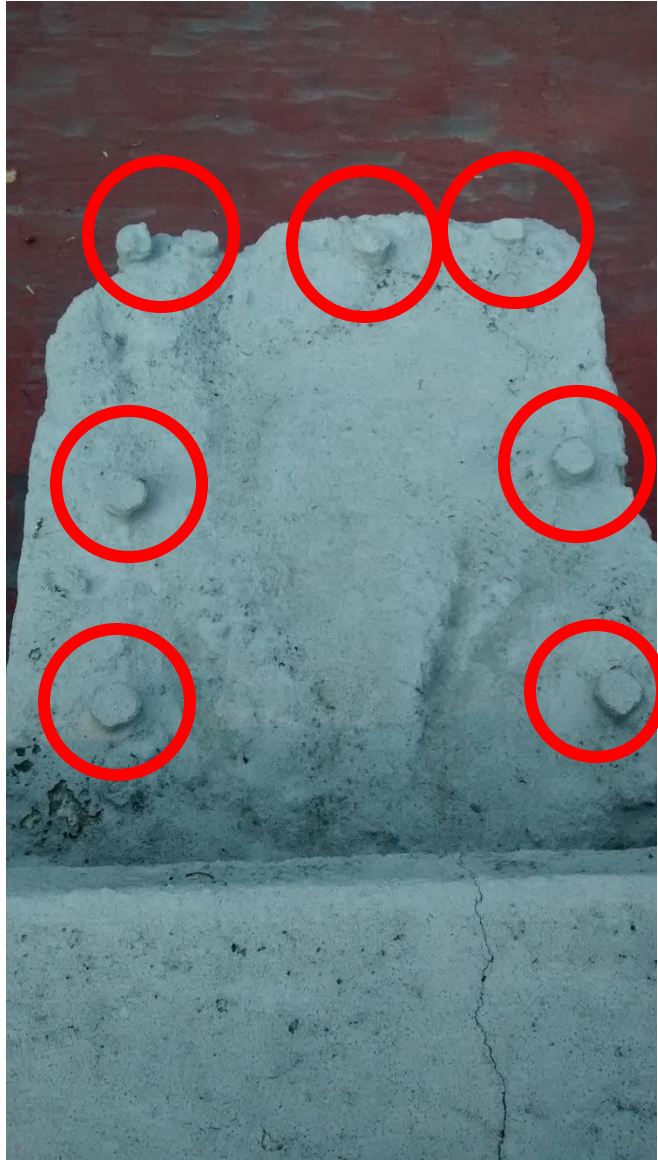
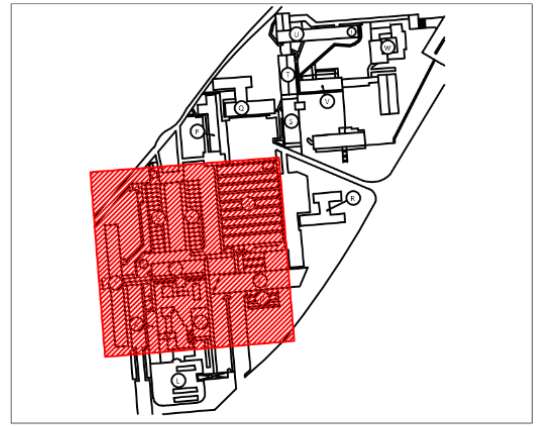


Figura 2.3. Existencia de varillas para anclaje en azotea

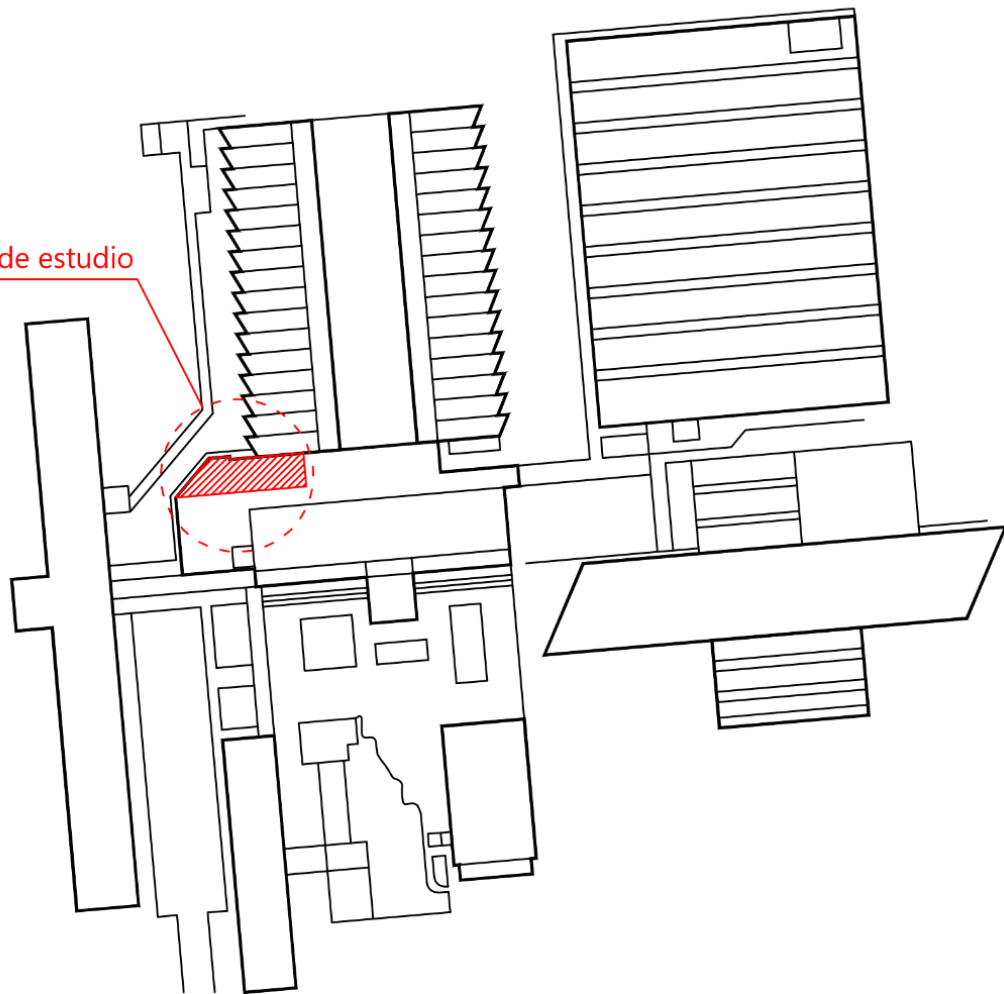





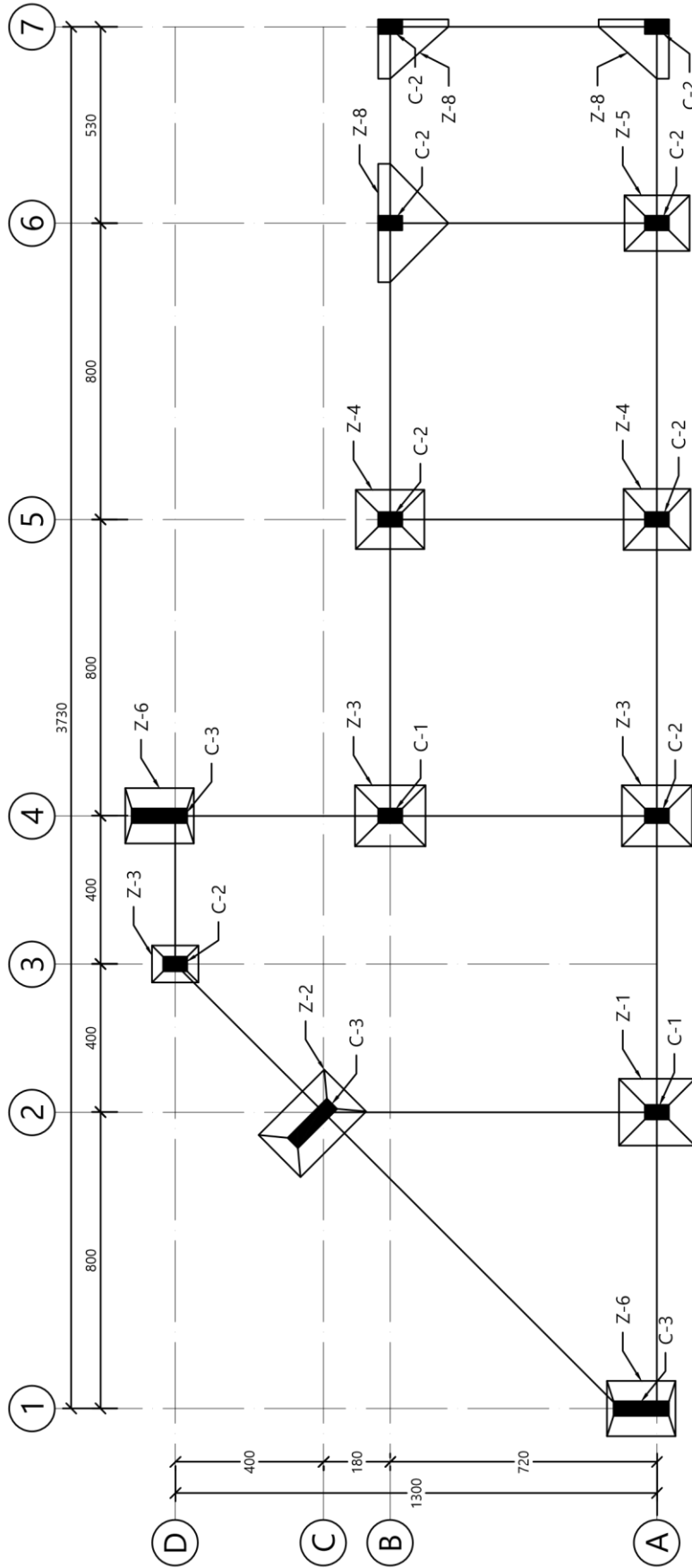
Croquis de Ubicación



Estructura de estudio




			
Proyecto de Tesis			
Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta			
Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis			
Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto	Aprobó	Fecha	Estado
Descripción de la Estructura	JGCh	DESC_UBIC	S/E
Nombre de plano	Fecha	Figura	
Ubicación en el Conjunto Sur	ago/2016	2.4	



PLANTA DE CIMENTACIÓN

- Notas:  
 1.- Dimensiones en centímetros  
 2.- Niveles en metros

 <p>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</p>	<p>PROFESOR: Virgilio Domínguez Maldonado</p>
	<p>PROFESOR AYUDANTE: Ing. Josué Garduño Chávez</p>
<p>CATEDRÁTICO: Descripción de la Estructura JGCh</p>	<p>PROFESOR AYUDANTE: DIESC_CIM Cm</p>
<p>FECHA DE ELABORACIÓN: Planta de Cimentación</p>	<p>FECHA: ago/2016</p>
	<p>ESCALA: 2:5</p>

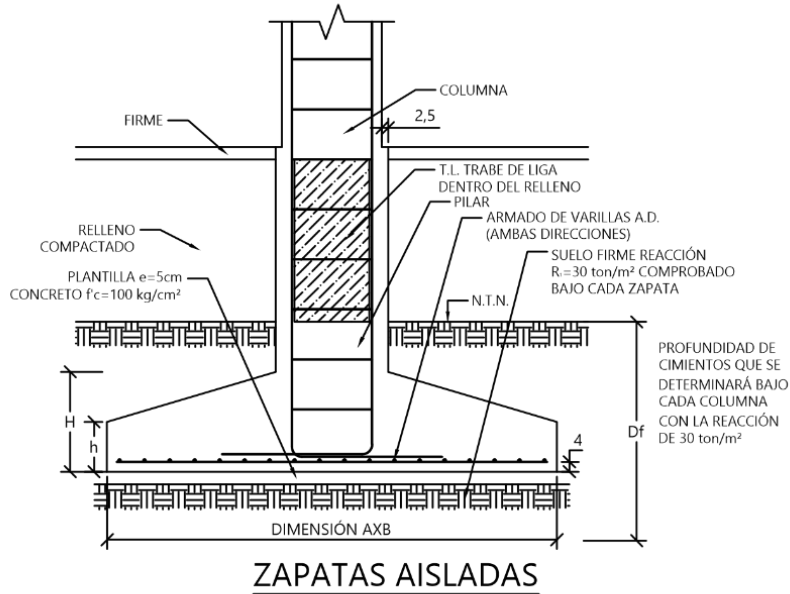
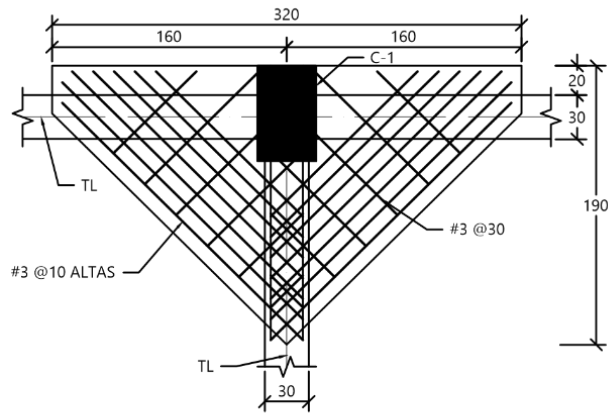



TABLA GENERAL DE ZAPATAS AISLADAS				
TIPO	DIMENSIÓN AXB	H	h	ARMADA AMBAS DIRECCIONES A.D.
Z-1	180X205	50	20	#4 @10
Z-2	160X240	40	20	#4 @10
Z-3	165X190	45	20	#4 @10
Z-4	160X185	45	20	#4 @10
Z-5	150X175	45	20	#4 @10
Z-6	150X185	40	20	#4 @10
Z-7	100X125	35	20	#4 @10



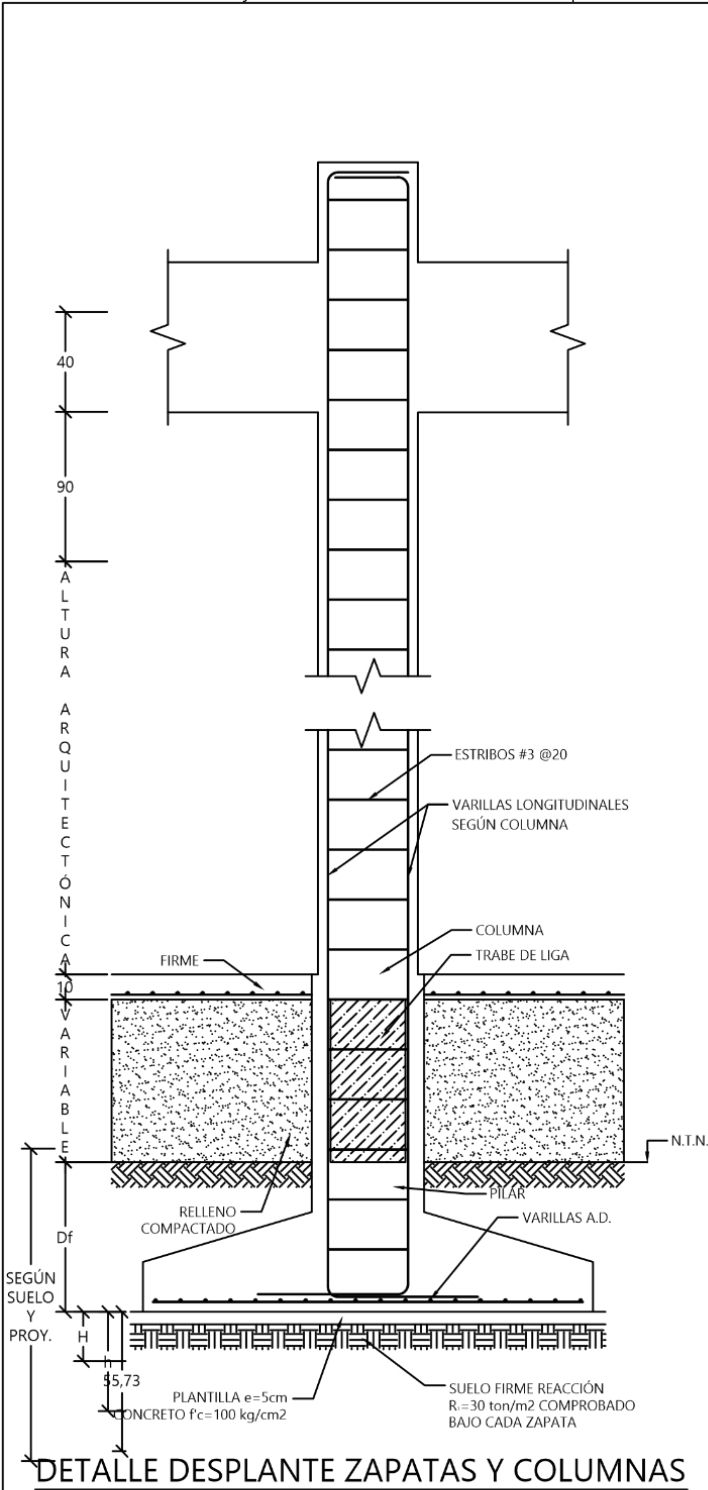
ZAPATAS TRIANGULARES

Notas:

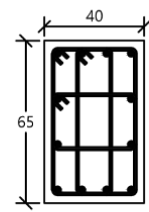
- 1.- Dimensiones en centímetros
- 2.- Niveles en metros

 Proyecto de Tesis Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta			
Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis			
Ing. Josué Garduño Chávez			
Concedido	Aprobado	Revisado	Emergencias
Descripción de la Estructura	JGCh	DESC_CIM(2)	cm
Nombre de plano	Planta de Cimentación		Figura
	Fecha	ago/2016	2.6



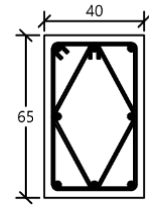


DETALLE DESPLANTE ZAPATAS Y COLUMNAS



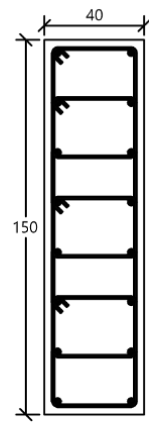
12 VARILLAS #8  
3 ESTRIBOS #3 @ 20 cm

C-1



8 VARILLAS #8  
2 ESTRIBOS #3 @ 20 cm

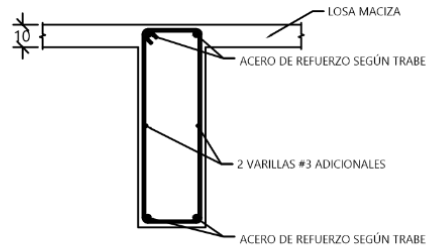
C-2



16 VARILLAS #8  
4 ESTRIBOS #3 @ 20 cm

C-3


ARMADO DE COLUMNAS

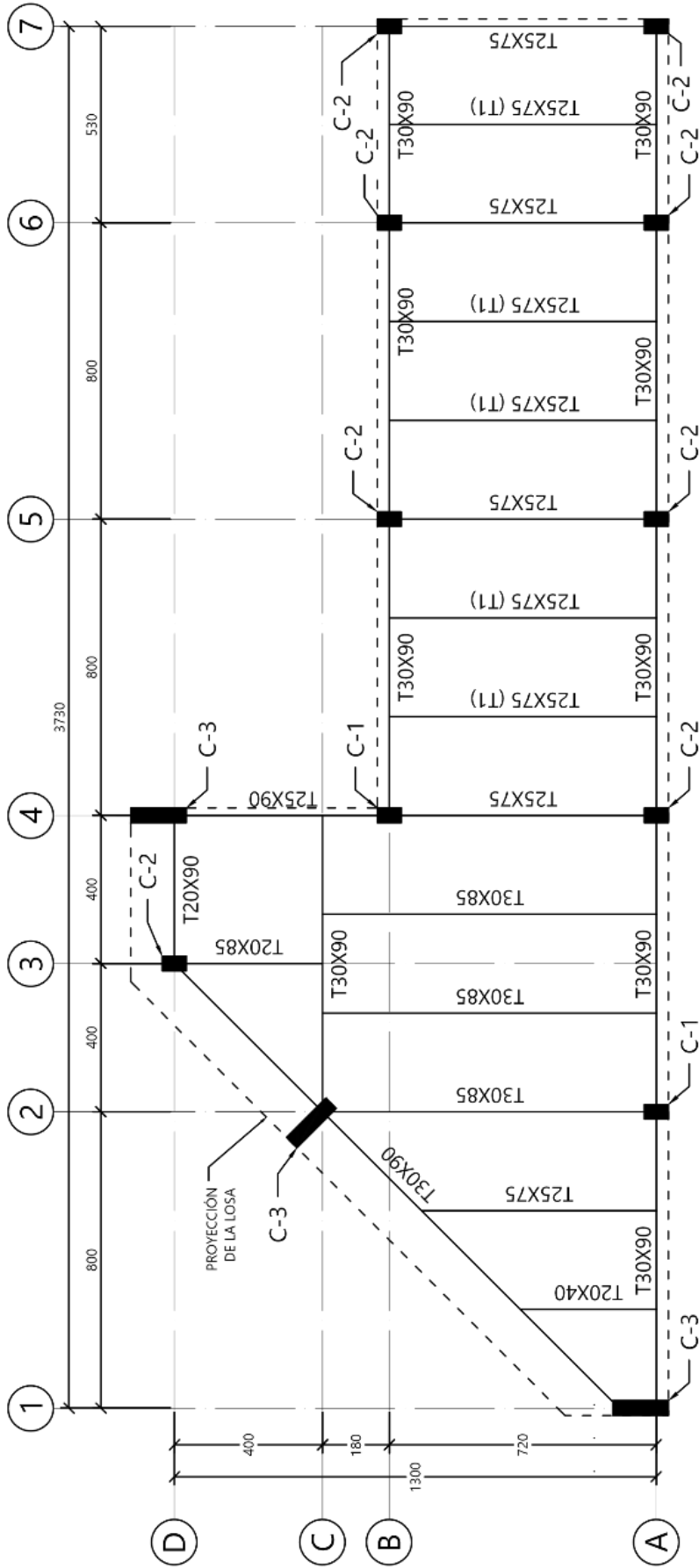


DETALLE TIPO DE TRABES

Notas:

- 1.- Dimensiones en centímetros
- 2.- Niveles en metros

 Proyecto de Tesis Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta: Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis: Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto: Descripción de la Estructura	Aprobó: JGCh	Asesoró: DESC_CIM	Dimensiones: cm
Número de planos: Elementos estructurales		Fecha: ago/2016	Figura: 2.7



Estudios y evaluación estructural sobre  
la ampliación de un edificio en el  
Conjunto Sur de la Facultad de  
Ingeniería

<small>PROFESOR</small>	Virgilio Domínguez Maldonado
<small>PROFESOR EN JEFE</small>	Ing. Josué Garduño Chávez
<small>PROFESOR</small>	DESC. N01
<small>PROFESOR</small>	JGCh
<small>PROFESOR</small>	ago/2016
<small>PROFESOR</small>	2.8

**PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 1**

- Notas:
- 1.- Dimensiones en centímetros
  - 2.- Niveles en metros

En las copias de los planos estructurales se encuentran las siguientes notas:

1. El concreto será  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ .
2. El acero de refuerzo será de  $4000 \text{ kg/cm}^2$ .
3. Los anclajes y traslapes de 40 diámetros.
4. La capacidad de carga del suelo es de  $30 \text{ ton/m}^2$ .
5. Los rellenos de las cepas, y para dar las sobre-elevaciones del terreno se harán con material inerte en capas de 20 cm y compactadas al 90% de prueba Proctor.
6. Carga viva de  $350 \text{ kg/m}^2$ .
7. Coeficiente sísmico  $c=0.06$
8. Bajo cada zapata deberá hacerse un sondeo de dos metros de profundidad, para comprobar que no existen cavernas o roca suelta.

## 2.2. Proyecto de ampliación vertical

### 2.2.1. Propuesta Arquitectónica

En un proyecto conjunto entre estudiantes de la Facultad de Ingeniería y de la Facultad de Arquitectura impulsado por el Ing. Josué Garduño Chávez con el apoyo de la División de Ingenierías Civil y Geomática, se pretende elaborar un proyecto ejecutivo que pretende mitigar las problemáticas de falta de espacio y saturación de los espacios académicos expuestos en el capítulo 1.

Uno de los fines principales es integrar la propuesta al concepto arquitectónico existente en el conjunto para que se incorpore de manera armónica y los futuros usuarios de estas aulas puedan disfrutarlas cómodamente. Para esto, el presente trabajo pretende analizar el comportamiento de la estructura bajo las nuevas cargas con el fin de realizar una propuesta arquitectónica viable con la capacidad de carga de la estructura, por lo tanto, la propuesta arquitectónica a analizar será con la misma geometría en planta de la existente.

En la figura 2.5 se muestra la configuración arquitectónica en planta a utilizar en los modelos estructurales, partiendo de que el uso que se le dará a la nueva planta será el mismo que tiene actualmente, el cual es cubículos para administrativos.

### 2.2.2. Tipificación de la estructura de acuerdo a los códigos de construcción vigentes

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF'04) la estructura pertenece al Grupo A, ya que es un edificio destinado al uso escolar, pertenece a la administración pública y guarda registros públicos. Debido a que pertenece a este grupo, deberá contar con la supervisión de un Director Responsable de Obra y de un Corresponsal de Seguridad Estructural.

Se deberá realizar un análisis que permita saber si tanto la capacidad de la estructura existente es la suficiente para resistir las nuevas cargas producto de la ampliación, esto mediante la revisión de los estados límites de falla y de servicio establecidos por el RCDF'04 y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC's)

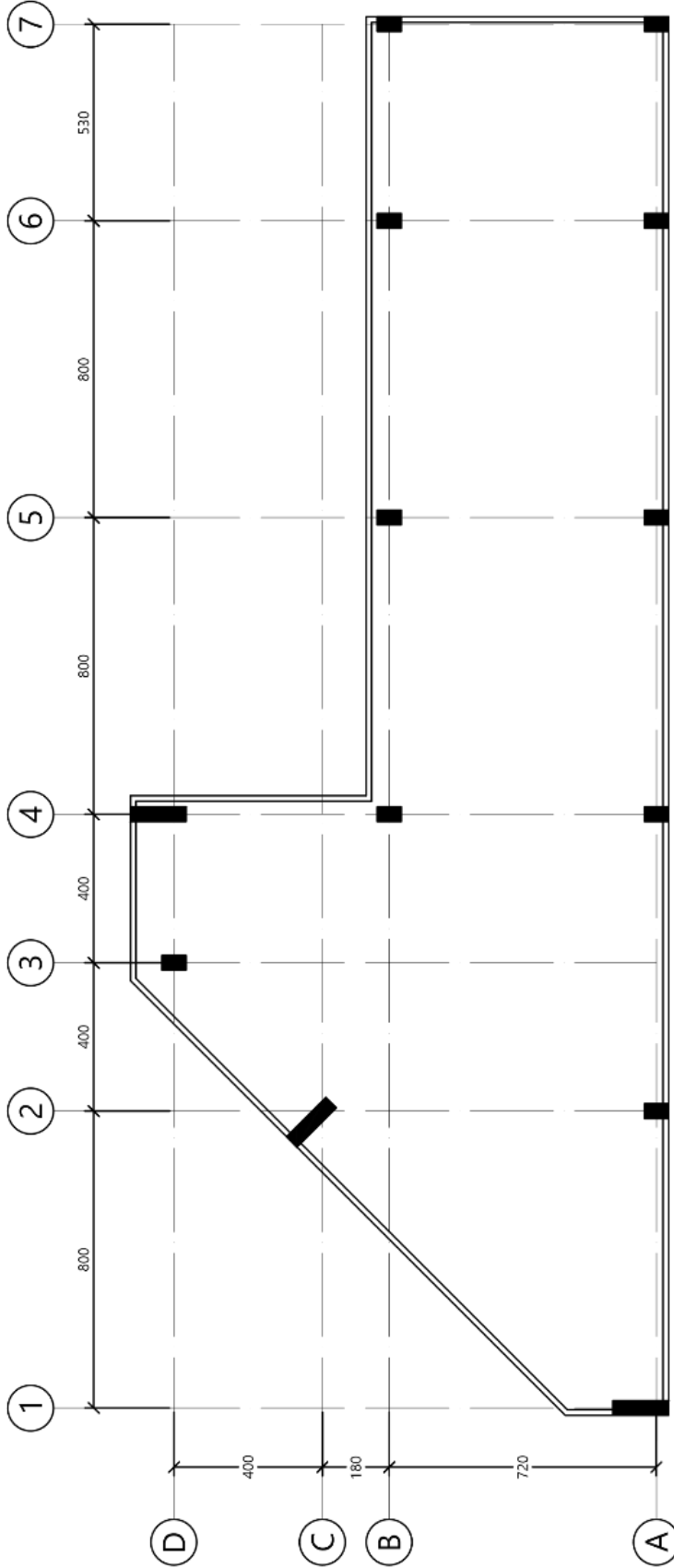
Para la revisión de elementos estructurales de concreto se utilizarán las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto), para la revisión de elementos estructurales compuestos de acero estructural y concreto, o de acero estructural se utilizará la Specification

for Structural Steel Buildings denominada AISC 360-10 de acuerdo a lo establecido en el artículo 159 del RCDF'04 el cual menciona "Se podrán emplear criterios de diseño estructural diferentes de los especificados en este Capítulo y en las Normas si se justifican, a satisfacción de la Secretaría de Obras y Servicios, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este

Reglamento; tal justificación debe realizarse previamente a la declaración de la manifestación de construcción o a la solicitud de la licencia de construcción especial”.




Figura 2.9. Uso actual de la edificación en Planta Baja



PLANTA ARQUITECTÓNICA PROPUESTA PARA EL NIVEL 1

- Notas:  
 1.- Dimensiones en centímetros  
 2.- Niveles en metros

 <p>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</p>	
PROFESOR	Virgilio Domínguez Maldonado
ESTUDIANTE	Ing. Josué Garduño Chávez
TÍTULO	Descripción de la Estructura
PROFESOR	JGCh
DESCRIPCION	DESC_ARQ
FECHA	ago/2016
NIVEL	2.10

### 3. Revisión estructural en el estado actual

La revisión se llevó a cabo realizando un modelo estructural en el cual se incorporaron las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, se revisó los efectos de las acciones permanentes, variables y accidentales, finalmente se determinó el cumplimiento de los estados límite de falla, estados límite de servicio y disposiciones generales para estructuras de concreto de acuerdo al RCDF'04 apoyándonos en el Software comercial ETABS en su versión 2013, desarrollado por la empresa Computers and Structures Inc (CSI).

### 3.1 Propiedades mecánicas y geométricas de los elementos

En el capítulo 2 se describieron las propiedades geométricas de las zapatas, contratrabes, columnas y trabes existentes de acuerdo a las copias los planos, a partir de ello podemos definir las propiedades mecánicas de los elementos para su análisis. Se utilizaron los valores indicados en los planos con base en lo estipulado por el RCDF'04.

Se especifica el uso de concreto con una resistencia a la compresión a los 28 días de  $250 \text{ kg/cm}^2$  en los elementos estructurales previamente mencionados, las NTC-Concreto del RCDF'04 especifica que para concreto elaborado con agregado grueso calizo se aplicará la siguiente fórmula con el fin de obtener el módulo de elasticidad:

$$E = 14000\sqrt{f'_c} \quad \dots (\text{Sección 1.5.1.4})$$

Aplicando la misma obtenemos el siguiente valor para el módulo de elasticidad:

$$E = 14000\sqrt{f'_c} = 14000\sqrt{250} = 221,360 \text{ kg/cm}^2$$

Para el acero de refuerzo no se proporciona referencia a algún estándar, sin embargo, se especifica un esfuerzo de fluencia  $f_y$  de  $4000 \text{ kg/cm}^2$  tanto para acero de refuerzo longitudinal como transversal, la sección 1.5.2 de las NTC-Concreto especifican un valor para el módulo de elasticidad de  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457.

Las columnas de concreto reforzado cumplen con las condiciones geométricas para ser consideradas como columnas para el análisis de las NTC-Concreto de las secciones 6.2.1 y 6.2.2, cumple con la separación máxima requerida entre estribos, sin embargo, no cuenta con el refuerzo en la zona cercana al nodo en el cual la separación máxima entre estribos deberá reducirse a la mitad como se establece en la sección 6.3.3.

En cuanto a las trabes de concreto, cumplen con los requisitos 6.1.2 respecto a las condiciones para pandeo lateral y 6.1.3 para refuerzo por cambios volumétricos en elementos mayores a 75 cm.

A continuación, en las tablas se resume la cuantía existente y la mínima establecida para trabes y columnas y su cumplimiento con las NTC-Concreto, se determinaron a partir de las ecuaciones presentadas.



$$A_{s,\min(\text{trabes})} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \dots (\text{Ec. 2.2})$$

$$\rho_{\min(\text{columnas})} = \frac{20}{f_y} \quad \dots (\text{Sección 6.2.2})$$

Tabla 3.1. Resumen de cuantías de acero para columnas

TIPO	b	h	A <sub>g</sub>	A <sub>s</sub>	ρ	ρ <sub>min</sub>	Condición
C-1	40	65	2600	60.84	2.34%	0.48%	Cumple
C-2	40	65	2600	40.56	1.56%	0.48%	Cumple
C-3	40	150	6000	45.6	1.35%	0.48%	Cumple

Tabla 3.2. Resumen de cuantías mínimas para trabes

TIPO	b (cm)	h (cm)	A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (nominal)	A <sub>s,min</sub> (NTC)	Condición
20x40	20	40	800	3.96	1.99	Cumple
20x85	20	85	1700	10.14	4.27	Cumple
20x90	20	90	1800	10.14	4.53	Cumple
25x75	25	75	1875	3.96	4.68	No Cumple
25x90	25	90	2250	5.70	5.67	Cumple
30x85	30	85	2550	10.14	6.40	Cumple
30x90	30	90	2700	5.70	6.80	No Cumple

## 3.2 Modelación analítica de la estructura

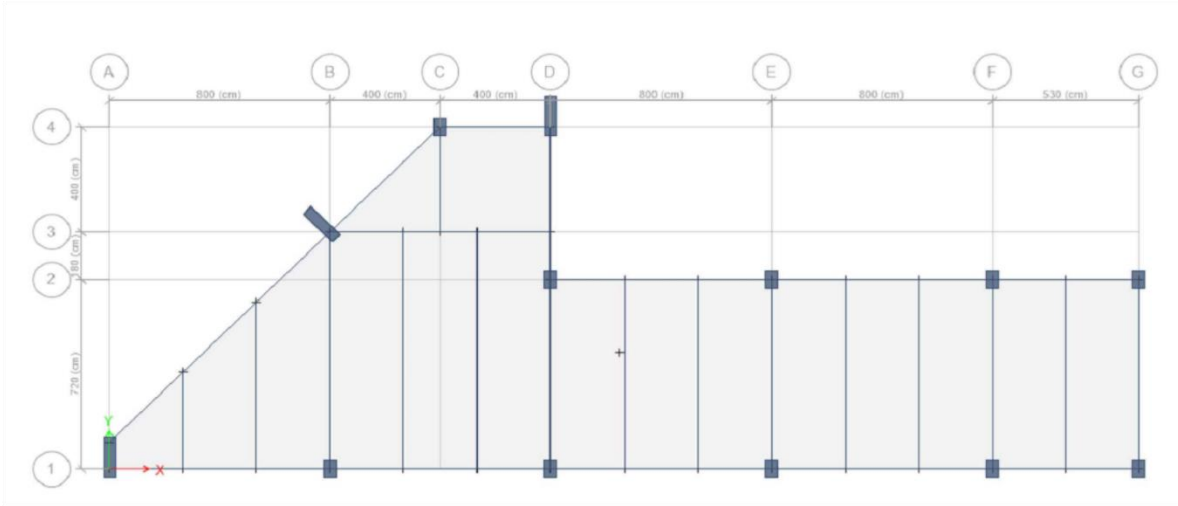
Para la modelación analítica de la estructura se establecieron las columnas, trabes y contratraves como elementos barra con condiciones de extremo continuas, es decir, que pueden transmitir los elementos mecánicos axial, cortante, flexión y torsión. Se consideró que el centro geométrico de algunos elementos no se encuentra directamente en el eje marcado, por lo que se le asignó puntos de inserción específicos para tomar en cuenta la excentricidad producida.

En la cimentación se consideró apoyos fijos en los nodos donde se encuentran las zapatas, ya que al ser aisladas se hace la consideración de que únicamente reciben cargas axiales, mientras que las contratraves dan rigidez a los momentos flexionantes provenientes de las columnas.

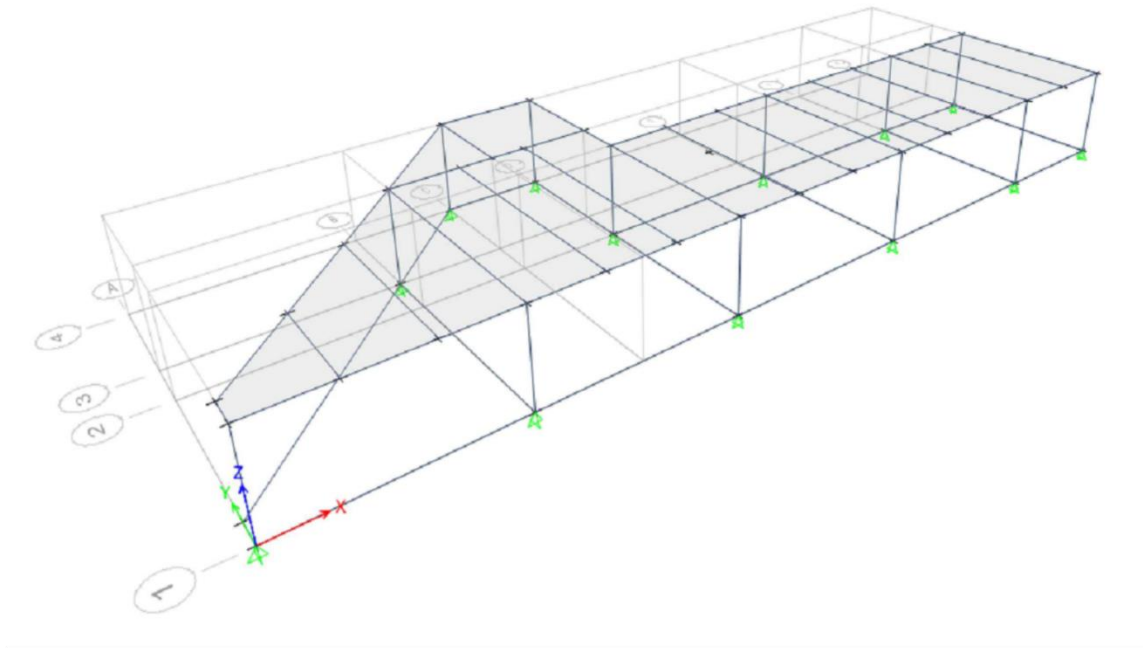
El primer nivel se consideró como un diafragma rígido ya que cumple con las condiciones de la sección 6.6 de las NTC-Concreto. Esto implica que todos los nodos se mantienen a una distancia horizontal constante respecto a los otros del diafragma, es decir, tiene la misma traslación y así mismo, estos giran de la misma manera respecto al eje vertical. El modelado de la losa del primer nivel se hizo mediante elementos tipo cascarón (Shell) de los cuales se tomó la precaución para que estos no contribuyeran a la rigidez de las trabes, ya que si es cierto que se encuentran ligados, la experimentación y la práctica ha demostrado que al formarse agrietamientos en las losas, se pierde gran parte de la rigidez inicial proporcionada por la misma por lo que es prudente despreciarla en el análisis.

Se asignaron las cargas de área directamente a los elementos tipo cascarón mediante el comando "distribución a marcos" con lo que el programa asigna directamente las cargas tributarias a las trabes alrededor del sistema de piso.


Para el análisis por cargas accidentales, se realizó un análisis sísmico estático considerando la reducción de fuerzas al tomar el periodo de vibración de la estructura. ETABS nos permite aplicar directamente las fuerzas del análisis estático proporcionando el coeficiente sísmico de la estructura, así mismo calcula el centro de masa y rigidez de los diafragmas definidos y los niveles para de esta forma aplicar la torsión directa y accidental.

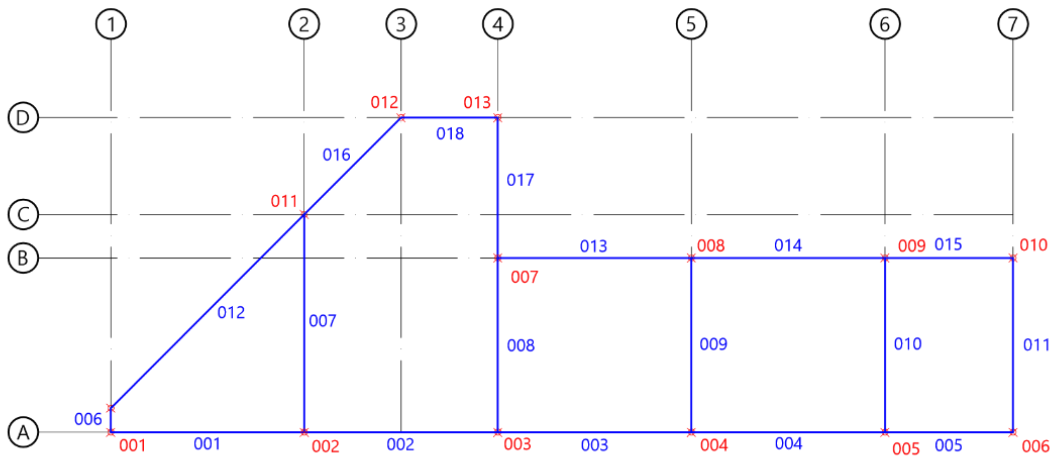


VISTA EN PLANTA DEL NIVEL 1

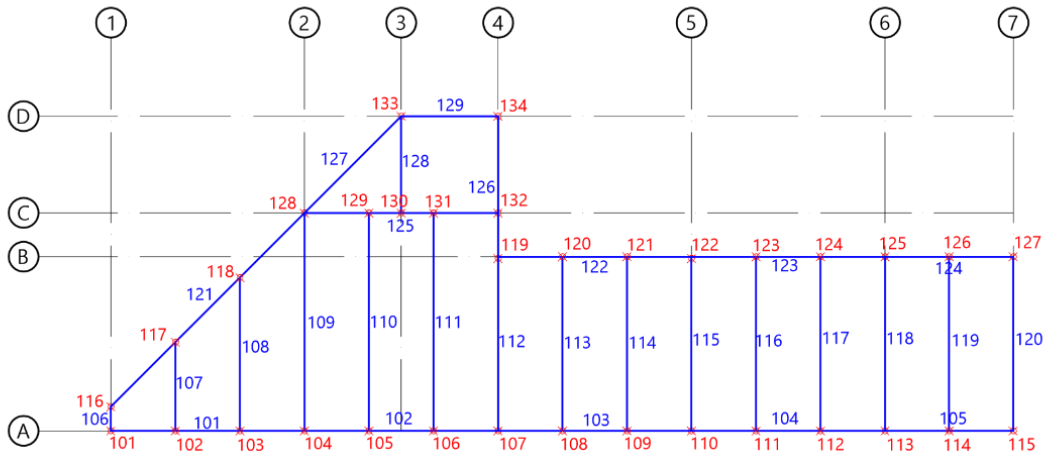


VISTA DEL MODELO 3D

			
Proyecto de Tesis <b>Estudios y evaluación estructural sobre                  la ampliación de un edificio en el                  Conjunto Sur de la Facultad de                  Ingeniería</b>			
Presenta:			
Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis:			
Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto:	Aprobó:	Proceso:	Escala:
Revisión estructural estado actual	JGCh	MOD_ANAL	S/E
Número de páginas:	Fecha:	Figura:	
Modelación analítica de la estructura	ago/2016	3.1	




MODELACIÓN ANALÍTICA DE CIMENTACIÓN



MODELACIÓN ANALÍTICA DEL PRIMER NIVEL

Simbología:

✗ Indica nodo

 Proyecto de Tesis Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta			
Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis			
Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto	Aprobó	Proyecto	Estado
Revisión estructural estado actual	JGCh	MOD_ANAL2	S/E
Fecha de elaboración	Fecha	Figura	
Modelación Analítica (Nodos y Barras)	ago/2016	Figura	3.2

### 3.3. Cargas actuantes en la estructura y combinaciones.

Para determinar las cargas actuantes y las combinaciones de carga correspondientes se utilizaron los criterios establecidos en las NTC-Edificación y el artículo 160 del RCDF'04.

#### 3.3.1. Efectos de cargas permanentes

Las cargas permanentes son la 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 como el preesfuerzo, entre otros.

En el caso de nuestra estructura, debido a las condiciones de cimentación y de estructuración únicamente tomaremos en cuenta la carga muerta, la cual es en pocas palabras, el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales permanentes, como firmes, acabados, muros, entre otros.

En cuanto a los materiales, se tomó un peso volumétrico del concreto reforzado de  $2.4 \text{ ton/m}^3$ . Así mismo, como se indica en la sección 5.1.2 de las NTC-Edificación. En losas y firmes coladas in situ se consideró una sobrecarga de  $40 \text{ kg/m}^2$ . Además se consideraron pesos muertos adicionales como entortados para pendientes en azotea, plafones, acabados e instalaciones.

#### 3.3.2. Efectos de cargas variables

Las cargas variables son la 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 y hundimientos variables con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo incluyendo los efectos dinámicos por vibración e impacto.

Para la aplicación de la carga viva, las NTC-Edificación establecen tres intensidades:

- La carga viva máxima (CV<sub>max</sub>), la cual es un valor probable de la máxima carga aplicada de forma variable por unidad de área en eventos cuya intensidad no estará presente a lo largo de la vida de la estructura, como el lleno total de una sala durante una reunión incluyendo el peso del mobiliario adicional.
- La carga viva instantánea (CV<sub>a</sub>), la cual es el valor instantáneo probable de la carga variable al momento de presentarse una acción accidental como un sismo, en otras palabras, es el valor probable de la carga al momento de la ocupación, por ejemplo, el mobiliario de una oficina y su personal en cualquier instante durante el día.
- La carga viva media (CV<sub>m</sub>), la cual es el valor proveniente del promedio ponderado de la ocupación probable de la edificación, ya que esta tiene distintos ciclos de ocupación a lo largo del día, semana mes o año. Ya que su utilidad es el cálculo de los efectos a

largo plazo sobre el suelo de cimentación, en este caso la despreciaremos por las condiciones del suelo ya que al estar desplantado prácticamente en roca y debido a la magnitud de la carga, los asentamientos diferenciales serán despreciables

En la tabla 6.1 de las NTC-Edificación, aparecen las intensidades de diseño para las cargas previamente mencionadas, para el análisis del estado actual únicamente tomaremos la carga de azotea, ya que asumimos que la carga debida a la planta baja de la edificación actuará directamente sobre el relleno para nivelado del firme, por lo que la carga es transmitida directamente al suelo.

### 3.3.3 Efectos de cargas accidentales

Son aquellas 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 de viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Es necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento errático de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

Debido a las características de la estructura únicamente analizaremos la condición bajo acciones sísmicas ya que debido a la altura y superficie que ocupa podemos decir que los empujes provocados por el viento no son significativos. Así mismo, la sobrecarga provocada por la caída repentina de granizo afecta principalmente a cubiertas ligeras y no es representativa para las cargas que presenta nuestra estructura.

El espectro de diseño se obtuvo a partir de las NTC para Diseño por Sismo, de la sección 3 obtuvimos los siguientes valores para edificaciones ubicadas en la Zona I.

$$\begin{aligned}a_0 &= 0.04 \\c &= 0.16 \\T_a &= 0.2 \text{ s} \\T_b &= 1.35 \text{ s} \\r &= 1\end{aligned}$$

Dado que la edificación pertenece al grupo A, el coeficiente sísmico deberá aumentarse en un 50%, obteniendo el siguiente valor:

$$c = 0.24$$

Así mismo como se establece en la sección 5 de las mismas normas, se le asignará un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  que corresponde a marcos de concreto con ductilidad reducida ya que no cumple con los requisitos geométricos establecidos en las NTC de Concreto y de Sismo para ser analizado como un marco dúctil.

Otro punto a considerar es la regularidad de la estructura ya que afectará el factor de comportamiento sísmico, entre más irregular es una estructura menor es el factor de comportamiento y de la misma manera, menor es la reducción de fuerzas.

Las NTC-Sismo establecen 11 condiciones de regularidad a considerar:

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.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
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.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene abertura 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 abertura no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor de 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
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 exige 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.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
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.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del die por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Si la estructura de estudio cumple satisfactoriamente con todos los requisitos se le considerará regular, en caso contrario se le considerará irregular y el factor de comportamiento sísmico  $Q$  se multiplicará por 0.9 si no se cumple un requisito, por 0.8 si no se cumplen dos o más. En caso de que la excentricidad torsional calculada estáticamente exceda 20% de la dimensión en

planta de ese entrepiso o la rigidez de algún entrepiso exceda en más de 100% de la del piso inmediato inferior se le multiplicará por 0.7.

Tabla 3.3. Condiciones de regularidad

Requisito	Condición	Observaciones
1	No cumple	No tiene planta simétrica
2	Cumple	$0.28 < 2.5$
3	Cumple	$2.25 < 2.5$
4	No cumple	$81\% > 20\%$
5	Cumple	Existe un sistema de piso rígido
6	Cumple	No existen aberturas
7	Cumple	Sólo es un nivel
8	Cumple	Sólo es un nivel
9	Cumple	Todas las columnas están restringidas
10	Cumple	Sólo es un nivel
11	Cumple	$e_{s,x}=3.32\%$ ; $e_{s,y}=9.5\%$

Por lo tanto el factor de comportamiento sísmico correspondiente es:

$$Q' = Q * FR = 2(0.8) = 1.6$$

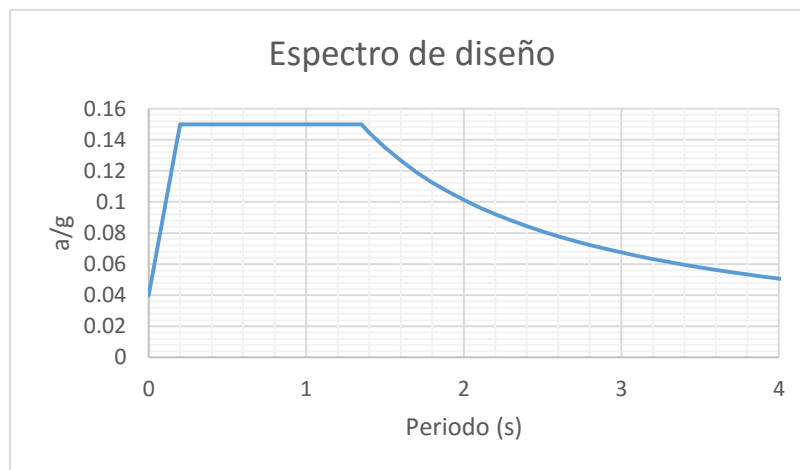


Figura 3.3. Espectro de diseño correspondiente

Como se establece en la sección 8.5 de estas normas, se considerarán para la revisión de los estados límite los efectos causados por la torsión, ETABS nos permite calcular automáticamente el centro de masa y el centro de rigidez para ambas direcciones ortogonales del análisis, por lo que nos proporciona el momento torsionante actuante en cada nivel. Como se establece en el RCDF'04 añadiremos un 10% de torsión accidental actuando en ambas direcciones de análisis con signo positivo y negativo del sentido de aplicación de la fuerza, por lo tanto, tendremos 3 pasos por cada dirección de acción del sismo.



### 3.3.4. Combinaciones de carga

Denominaremos de la siguiente manera a las solicitaciones actuantes en la estructura:

- CM0: Carga Muerta debido al peso propio de los elementos estructurales:
- CMA: Carga Muerta debido al peso de elementos adicionales como firmes, acabados, instalaciones, etc.
- Lineal: Carga Muerta actuando de forma lineal.
- CVmax: Carga Viva Máxima.
- CVA: Carga Viva Instantánea.
- SEX: Sismo Estático en dirección de X.
- SEY: Sismo Estático en dirección de Y.

En la siguiente tabla se muestra el análisis de cargas para el primer nivel que corresponde a uso de azotea. En el próximo capítulo se mostrará el mismo análisis para uso de oficina (cubículos).

Tabla 3.4. Análisis de cargas permanentes para nivel de azotea

Azotea		
Concepto	Carga	Unidades
Losa	240	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga losa colada en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Peso Propio (CM0)	260	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
Plafón	40	kg/m <sup>2</sup>
Entortado tezontle	62.5	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga firme colado en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Adicional (CMA)	132.5	kg/m <sup>2</sup>
Losa	390	kg/m <sup>2</sup>
Faldón	520	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Lineal (LINEAL)	910	kg/m

Tabla 3.5. Análisis de cargas variables

Azotea		
Concepto	Carga	Unidades
Carga Viva Máxima (CVMAX)	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea (CVINST)	70	kg/m <sup>2</sup>

Para determinar la magnitud de la fuerza cortante actuando en este nivel es necesario obtener el periodo de la estructura en ambas direcciones, utilizaremos la siguiente ecuación 8.2 NTC-Sismo:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad \dots \text{(Ecuación 8.2)}$$

Resolvemos considerando que el periodo de la estructura se encuentra en la meseta del espectro, por lo que la fuerza cortante actuante se determina de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}, \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad \dots \text{(Ecuación 8.1)}$$

El peso del entrepiso es de 276.4 toneladas, sustituyendo los valores correspondientes a nuestra estructura en la ecuación, la fuerza cortante actuante en el primer nivel es de 41.45 toneladas.

Obtenemos que el periodo de la estructura en la dirección X es de 0.254 segundos y de 0.261 segundos en la dirección Y, por lo que no se puede aplicar reducción de fuerzas ya que ambos valores se encuentran en la meseta del espectro.

Ya calculadas sollicitaciones actuantes en la estructura, definimos las combinaciones de carga a utilizar para revisar tanto los estados límite de falla como de servicio de acuerdo a los parámetros establecidos en las secciones 2 y 3 de las NTC-Edificación con sus respectivos factores de carga aplicables. Para las combinaciones que incluyen la revisión por desplazamientos debido a sismo también aplica la sección 1.8 de las NTC-Sismo.

El estado límite de falla se define como 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.

El estado límite de servicio se define como 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.

Los factores de carga utilizados se determinaron a través de factores probabilísticos de ocurrencia que a la vez combinados con los factores de reducción de resistencia de los elementos estructurales proporcionan determinada probabilidad de falla de los elementos en la curva de distribuciones normales, y se busca que esta sea lo suficientemente baja y a la vez se obtengan elementos con un costo económico razonable.

En la siguiente tabla se muestran las combinaciones de carga utilizadas para la revisión de la estructura en el estado actual:

Tabla 3.6. Combinaciones de carga consideradas en el análisis

Combinación	Nombre	Revisión
COMB 1	$1.1CM+1.1CVa+1.1(0.3SEX+1.0SEY)$	Estado límite de falla
COMB 2	$1.1CM+1.1CVa+1.1(-0.3SEX+1.0SEY)$	Estado límite de falla
COMB 3	$1.1CM+1.1CVa+1.1(0.3SEX-1.0SEY)$	Estado límite de falla
COMB 4	$1.1CM+1.1CVa+1.1(-0.3SEX-1.0SEY)$	Estado límite de falla
COMB 5	$1.1CM+1.1CVa+1.1(1.0SEX+0.3SEY)$	Estado límite de falla
COMB 6	$1.1CM+1.1CVa+1.1(-1.0SEX+0.3SEY)$	Estado límite de falla
COMB 7	$1.1CM+1.1CVa+1.1(1.0SEX-0.3SEY)$	Estado límite de falla
COMB 8	$1.1CM+1.1CVa+1.1(-1.0SEX-0.3SEY)$	Estado límite de falla
COMB 9	$1.5CM+1.5CV_{max}$	Estado límite de falla
COMB 10	$CM+CVa+2(0.3SEX+1.0SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 11	$CM+CVa+2(-0.3SEX+1.0SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 12	$CM+CVa+2(0.3SEX-1.0SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 13	$CM+CVa+2(-0.3SEX-1.0SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 14	$CM+CVa+2(1.0SEX+0.3SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 15	$CM+CVa+2(-1.0SEX+0.3SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 16	$CM+CVa+2(1.0SEX-0.3SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 17	$CM+CVa+2(-1.0SEX-0.3SEY)$	Estado límite de servicio
COMB 18	$CM+CV_{max}$	Estado límite de servicio

Dentro de los patrones de carga SEX y SEY se consideró la torsión calculada estáticamente de la estructura más la accidental de 10% en tres diferentes pasos por cada combinación: sismo actuando sin torsión accidental, sismo con torsión accidental con magnitud positiva y sismo con torsión accidental con magnitud negativa. Esto se generó para obtener la envolvente de diseño más desfavorable para la estructura.

Adicionalmente a las mencionadas en la tabla, se generaron combinaciones de carga "Envolvente", "DesplX" y "DesplZ" para verificar los elementos mecánicos máximos y mínimos de los elementos así como las deformaciones.

### 3.4. Revisión de estados límite de servicio

Para la revisión de estado límite de servicio, usaremos los siguientes parámetros:

- En las Combinaciones 10 a 17 valuaremos el límite de distorsión especificado en la sección 1.8 NTC-Sismo, la cual menciona "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". En las copias de planos proporcionados no se especifica que los muros existentes de mampostería son estructurales y asumimos que están desligados correctamente de la estructura, usaremos como límite de distorsión el valor de 0.012 a pesar de que no se menciona explícitamente su uso para el sistema estructural con el que contamos, esto es congruente con la tabla A.1 del Apéndice A de las NTC-Sismo donde especifica un límite de distorsión de entrepiso de 0.015 para Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q=1$  ó  $2$ ), criterio consistente con los resultados de las investigaciones realizadas por el Federal Emergency Management Agency (FEMA) en su publicación 356 donde la tabla C1-3 establece que una distorsión de 0.02 se encuentra en un rango de "Seguridad de Vida", en el cual la estructura aún es estable contra el colapso pero con elementos estructurales principales dañados. ETABS nos permite generar envolventes a partir de las combinaciones de carga para generar desplazamientos máximos, la siguiente tabla muestra el desplazamiento y distorsión máxima en cada una de las direcciones del análisis.

Tabla 3.7. Desplazamiento y distorsiones en el nivel 1

	Dirección	Desplazamiento [cm]	Distorsión
Nivel 01	(+)X	0.352	0.0010
	(-)X	0.256	0.0007
	(+)Y	1.021	0.0028
	(-)Y	1.796	0.0050

Por lo tanto concluimos que cumple con los parámetros establecidos en las normas para las distorsiones de entrepiso causadas por acciones sísmicas.

- En la Combinación 18 usaremos el límite para deflexiones causadas por cargas gravitacionales en vigas de  $L/240 + 5mm$  en el centro de las mismas, donde  $L$  es la longitud de la trabe, tal como se establece en la sección 4.1.a de las NTC-Edificación. Así mismo se revisará la deriva de los niveles por cargas gravitacionales especificada

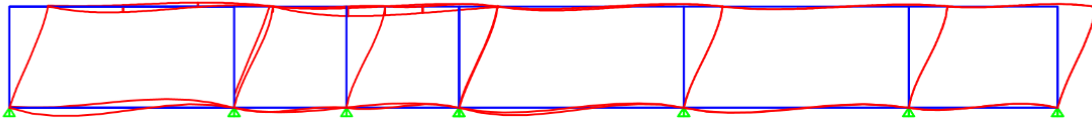
en la sección 4.1.b de las mismas con un límite permisible de  $h/500$  donde  $h$  es la altura de entrepiso.

Tabla 3.8. Deflexiones en vigas del nivel 1 y límites máximos permisibles

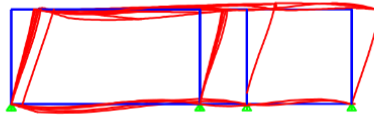
Elemento	Longitud	Deflexión [cm]	Permisible [cm]
101	8	0.11	3.83
102	8	0.13	3.83
103	8	0.87	3.83
104	8	0.11	3.83
105	5.3	0.03	2.71
107	3.67	0.24	2.03
108	6.33	0.35	3.14
109	9	0.19	4.25
110	9	0.48	4.25
111	9	0.48	4.25
112	7.2	0.12	3.50
113	7.2	0.32	3.50
114	7.2	0.32	3.50
115	7.2	0.15	3.50
116	7.2	0.33	3.50
117	7.2	0.33	3.50
118	7.2	0.14	3.50
119	7.2	0.23	3.50
120	7.2	0.09	3.50
121	11.31	0.36	5.21
122	8	0.14	3.83
123	8	0.11	3.83
124	5.3	0.03	2.71
125	8	0.22	3.83
126	5.8	0.04	2.92
127	5.66	0.02	2.86
128	4	0.93	2.17
129	4	0.02	2.17

Así mismo encontramos que la deriva máxima causada por cargas gravitacionales es de 0.030 cm en el nodo 134, al ser la altura de entrepiso 3.60 m, el límite permisible es 0.72 cm, por lo que el valor calculado es aceptable.

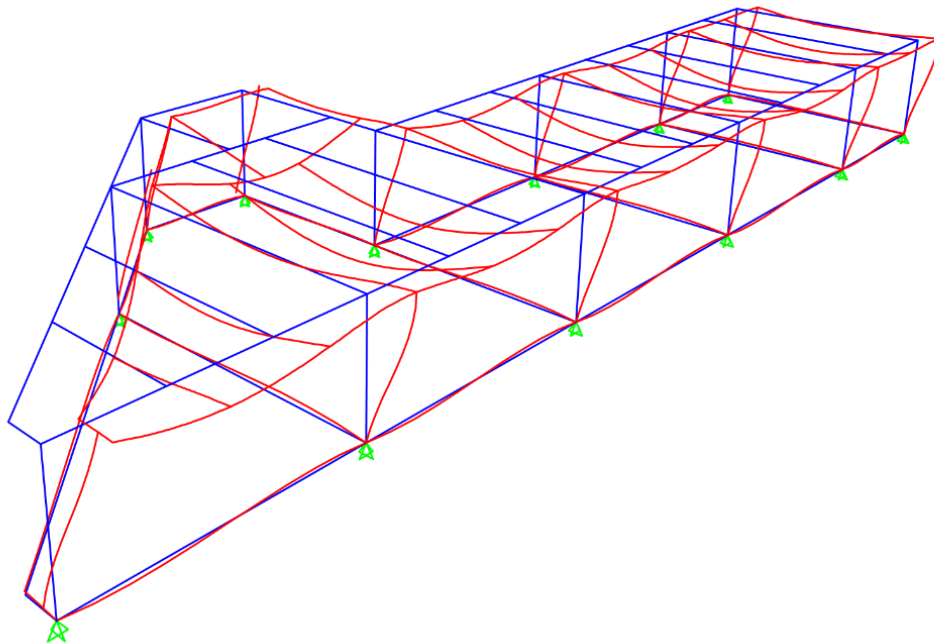
Observamos que la superestructura en el estado actual cumple con los valores permisibles para los estados límites de servicio.




CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE SISMO ESTÁTICO EN X



CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE SISMO ESTÁTICO EN Y



CONFIGURACIÓN DEFORMADA BAJO COMBINACIÓN DE CARGA COMB 7

			
Proyecto de Tesis			
Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta: Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis: Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto: Revisión estructural estado actual	Aprobó: JGCh	Problema: MOD_ANAL2	Estado: S/E
Nombre de plano: Configuración deformada	Fecha: ago/2016	Figura: 3.4	

### 3.5. Revisión de estados límite de falla

Para la revisión de los estados límite de falla en la superestructura, utilizaremos las siguientes ecuaciones para determinar la resistencia a flexión y cortante de las trabes:

- Para determinar la resistencia a flexión de un elemento simplemente reforzada se utiliza la ecuación 2.4 de las NTC-Concreto. Cabe destacar que las trabes y vigas secundarias son doblemente reforzadas, atendiendo el último párrafo de la sección 2.2.4 de las normas, se puede calcular el acero requerido despreciando el acero a compresión siempre y cuando este no exceda la cuantía establecida en la sección 2.2.2.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad \dots \text{(Ecuación 2.4)}$$

Donde:

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \dots \text{(Ecuación 2.6)}$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad \dots \text{(Ecuación 2.7)}$$

- El cortante resistido por el concreto se determina a partir de dos posibles casos:

Si  $p < 0.015$ ,

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad \dots \text{(Ecuación 2.19)}$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \dots \text{(Ecuación 2.20)}$$

- Como todas las trabes tienen una relación claro a peralte total mayor a 5, la resistencia a cortante se determina con las siguientes ecuaciones utilizadas anteriormente con la zapata fallando como viga ancha. El refuerzo por cortante se determinará con la siguiente ecuación, sin ser este menor al mínimo especificado por las normas aplicables:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{sR}} \quad \dots \text{(Ecuación 2.3)}$$

En ningún caso se permitirá que  $V_u$  no sea mayor a:

$$V_u \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \dots \text{(Sección 2.5.2.4. a)}$$

- Las columnas se encuentran sujetas a flexocompresión por lo que se puede aplicar la siguiente ecuación para determinar su resistencia.

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} + 1/P_{R0}} \quad \dots \text{(Ecuación 2.16)}$$

Donde  $P_R$  es la carga normal resistente de diseño,  $P_{Rx}$  y  $P_{Ry}$  es la carga axial resistente aplicando la excentricidad en los ejes locales respectivos de la columna, y  $P_{R0}$  la carga axial resistente sin tomar en cuenta la excentricidad.

Si  $P_R/P_{R0} \leq 0.1$ , se aplicará la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad \dots \text{(Ecuación 2.17)}$$

- Así, mismo, para columnas  $V_u$  no deberá ser mayor que:

$$V_u \leq 2F_Rbd\sqrt{f_c^*} \quad \dots \text{(Sección 2.5.2.4. b)}$$

Como se establece en la sección 1.4.2 de las NTC-Concreto se tomará en cuenta la amplificación de momentos producto de la esbeltez de la columna mediante un nomograma y los coeficientes respectivos.

Así mismo, tanto en trabes y columnas el concreto es capaz de tomar la fuerza cortante por lo que el refuerzo es el mínimo establecido.

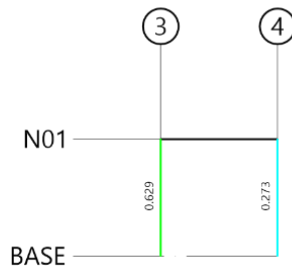
En la figura 3.4 se muestra la relación entre el acero de refuerzo existente y el mínimo requerido para resistir los elementos mecánicos obtenidos a través del análisis estructural a través de un coeficiente, donde valores mayores a 1 indicarán que el refuerzo requerido es mayor al existente.

Para mejorar la comprensión de los valores, se asignó el siguiente código de colores para la relación de acero de refuerzo nominal a la requerida.

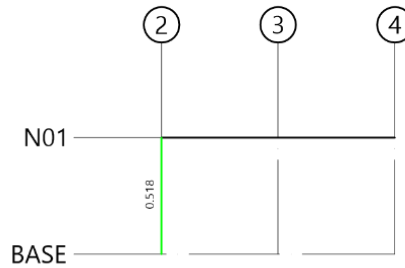
Tabla 3.9. Simbología para relación de acero de refuerzo

Simbología	Relación de acero de refuerzo
	<0.50
	0.50-0.70
	0.70-0.90
	0.90-1.00
	>1.00

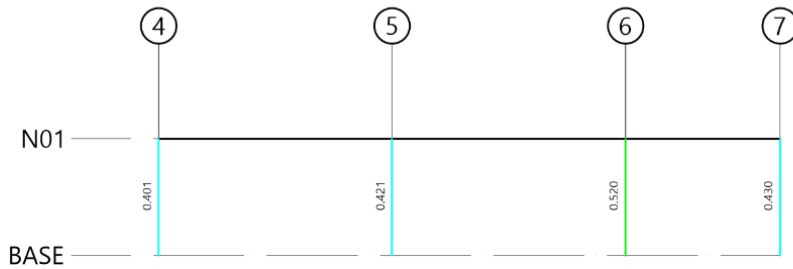




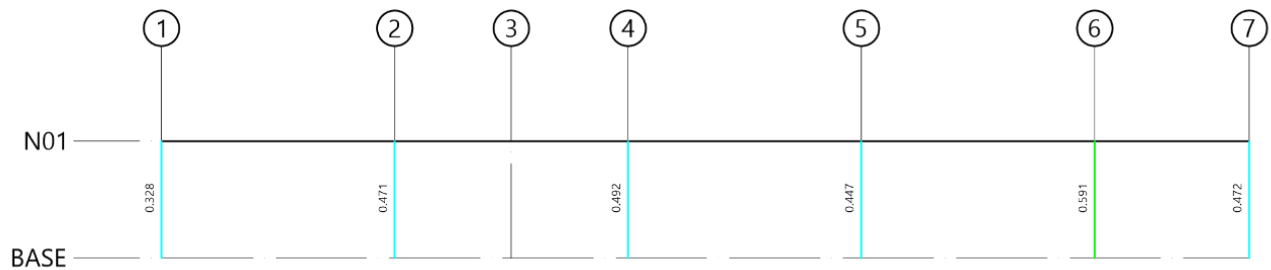
RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EJE 4



RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EJE 3




RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EJE 2

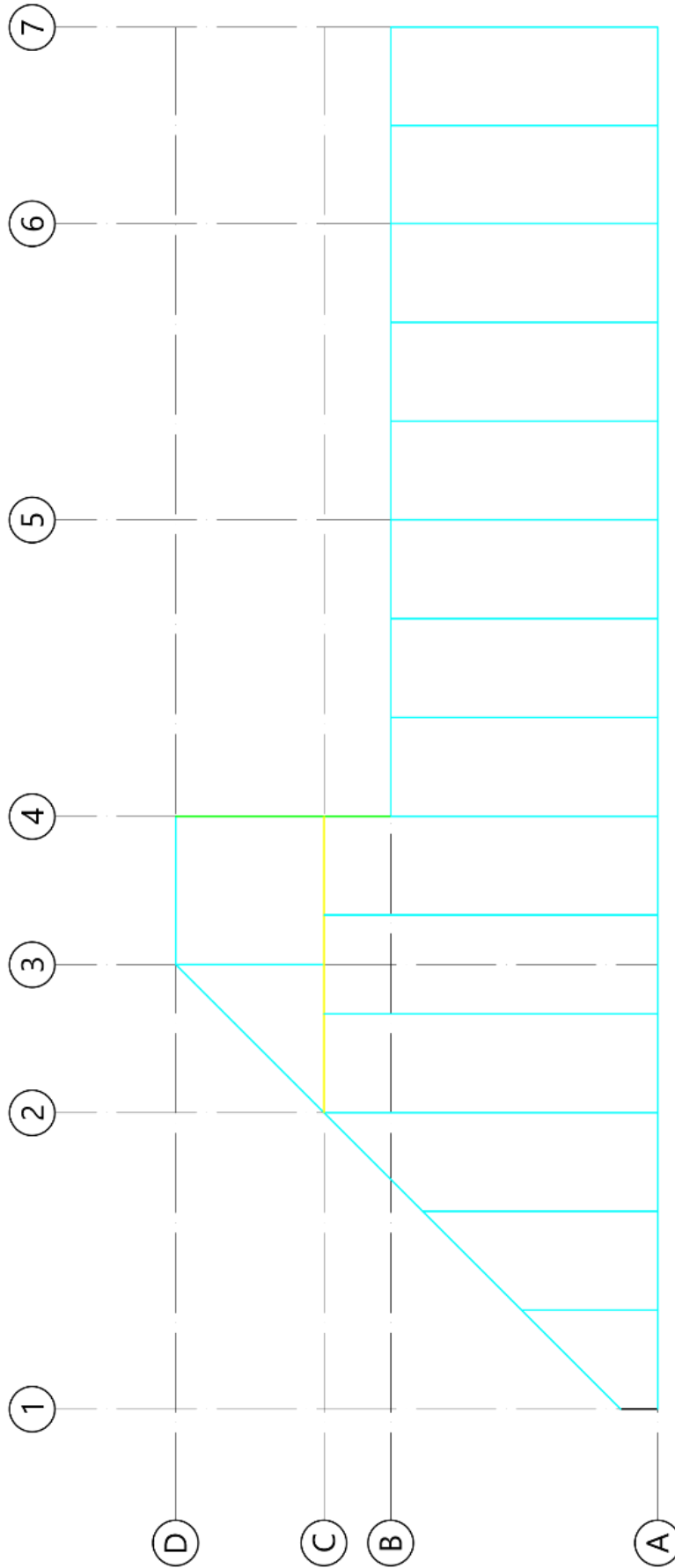


RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL EN EJE 1

Simbología:

Refuerzo requerido/nominal	
	<0.50
	0.50-0.70
	0.70-0.90
	0.90-1.00
	> 1.0

 Proyecto de Tesis Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis Ing. Josué Garduño Chávez			
Concedido Revisión estructural estado actual	Aprobado JGCh	Proyecto ACE_REF(1)	Estado S/E
Número de planos Relaciones de acero de refuerzo		Fecha ago/2016	Figura 3.5



RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN EN TRABES N01

Simbología:

Reuerzo requerido/nominal	<0.50
Reuerzo requerido/nominal	0.50-0.70
Reuerzo requerido/nominal	0.70-0.90
Reuerzo requerido/nominal	0.90-1.00
Reuerzo requerido/nominal	> 1.0



Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería

Virgilio Domínguez Maldonado

Ing. Josué Garduño Chávez

Revisión estructural estado actual

JGCh

ACE\_REF(2)

ago/2016

S/E

3.6

### 3.6 Revisión de efectos en la cimentación

Como se mencionó en el punto 3.2, la cimentación al estar compuesta de zapatas aisladas que sólo transmiten fuerzas axiales, se modelaron como apoyos fijos. Para revisar los efectos en la cimentación verificaremos que la capacidad de carga no sea excedida y que los elementos mecánicos de la misma no excedan su resistencia.

La capacidad de carga de una zapata depende de varios factores, entre ellos se encuentra el tipo de suelo en el que desplanta y sus características, así las dimensiones geométricas de la zapata y su profundidad de desplante. Los planos indican que existe una capacidad de carga de 30 ton/m<sup>2</sup> del terreno independientemente de las características mencionadas anteriormente.

Por lo tanto, para revisar los esfuerzos de compresión debajo de las zapatas utilizaremos el método de distribución elástica de los esfuerzos obtenido a través de la ecuación de la escuadría:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x$$

Donde los momentos serán el producto de la carga axial por la excentricidad de la misma. Se decidió utilizar este método ya que encontramos zapatas cuya forma es bastante irregular (similar a triángulos) por lo que no existe una teoría específica para las mismas. Así mismo determinaremos su resistencia al cortante y a flexión a partir de las siguientes ecuaciones:

- Para la revisión de la zapata fallando como losa (elemento ancho)

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \dots \text{(Sección 2.5.1.2)}$$

- Para la revisión de la zapata fallando como viga ancha se usarán las ecuaciones de vigas mencionadas en la sección 3.5 de esta obra, así mismo la resistencia a flexión se determinará considerando la zapata como una viga simplemente reforzada en dos direcciones con las ecuaciones mencionadas en la misma sección.

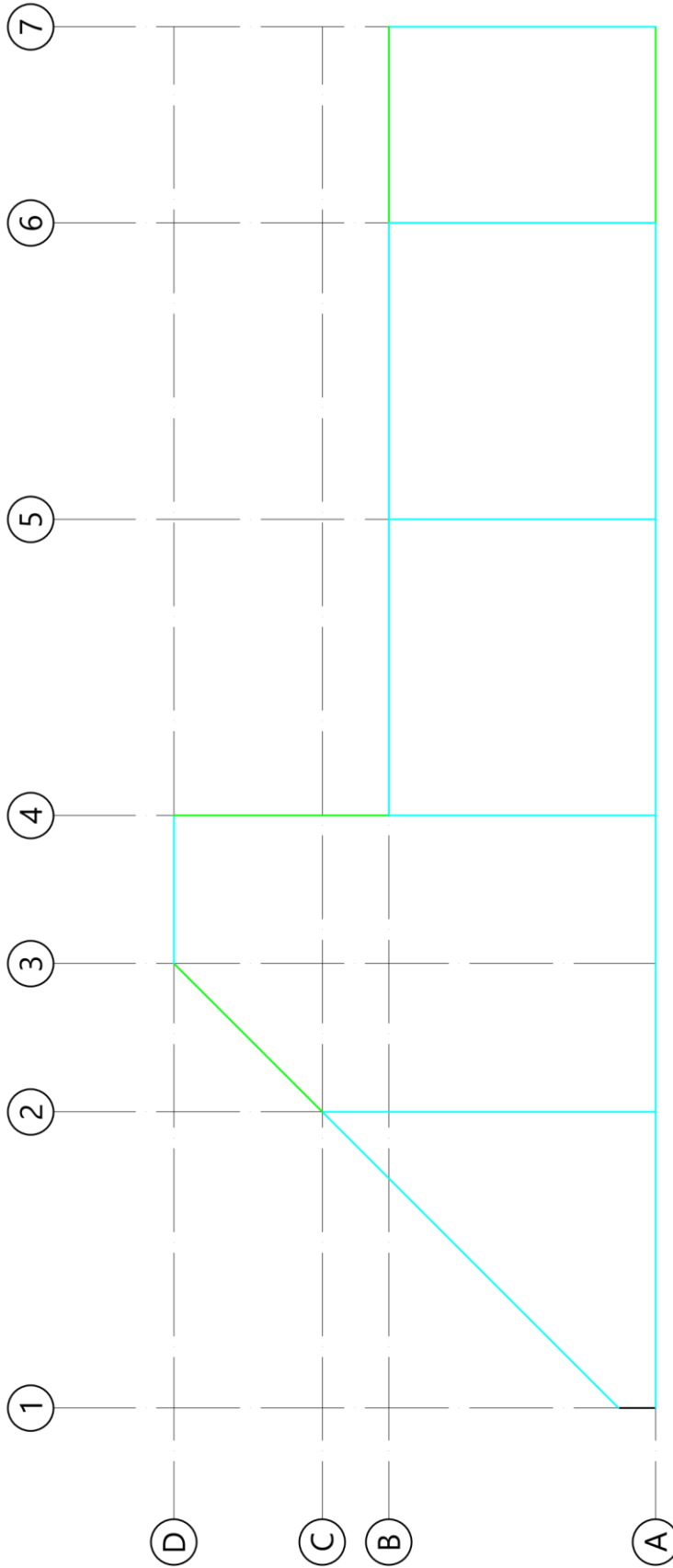
A partir de las ecuaciones anteriores se elaboró la tabla 3.9 que resume la resistencia y capacidad de carga de las zapatas, así como el acero requerido comparado con el existente.

Tabla 3.10 Capacidad de carga y resistencia de las zapatas aisladas

Nodo	P <sub>u</sub> (ton)	Área [m <sup>2</sup> ]	Excentric.	Esfuerzo máximo en el suelo [ton/m <sup>2</sup> ]	Capacidad/ Carga	Cortante	Flexión	
						P <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> req (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> existente (cm <sup>2</sup> /m)
001	25.16	2.775	No	9.07	0.302	52.6	5.427	12.7
002	38.37	3.690	No	10.40	0.347	91.5	9.65	12.7
003	31.74	3.135	No	10.12	0.337	118.34	8.69	12.7
004	31.12	2.970	No	10.48	0.349	89.7	7.61	12.7
005	33.16	2.625	No	12.63	0.421	140.9	8.69	12.7
006	21.37	1.938	Sí	28.70	0.957	90.1	9.00	12.7
007	34.98	3.135	No	11.16	0.372	118.34	8.69	12.7
008	32.45	2.970	No	10.93	0.364	89.7	7.61	12.7
009	30.44	3.560	Sí	12.82	0.427	180.2	9.00	12.7
010	21.74	1.938	Sí	29.20	0.973	90.1	9.00	12.7
011	51.00	4.000	No	12.75	0.425	125.6	7.61	12.7
012	19.76	1.250	No	15.81	0.527	36	6.52	12.7
013	28.57	2.775	No	10.30	0.343	52.6	5.427	12.7

En la figura 3.6 se presentan las relaciones de refuerzo requerido al existente de la contratrabes de liga en la cimentación. La resistencia a flexión y cortante se determina con las mismas ecuaciones correspondientes a trabes.

Se observa que en ningún caso se superan valores de relación de refuerzo requerido/existente exceden un valor de 0.700 en flexión, por lo tanto concluimos que tienen un comportamiento satisfactorio y es viable que puedan tomar mayores elementos mecánicos productos de una expansión vertical. Cabe destacar que el concreto es capaz de tomar la fuerza cortante por lo que el refuerzo requerido es el mínimo que establecen las normas correspondientes.



RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN EN CONTRATABES

Simbología:

Refuerzo requerido/nominal
<0.50
0.50-0.70
0.70-0.90
0.90-1.00
> 1.0



Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería

Profesor: Virgilio Domínguez Maldonado

Asesor: Ing. Josué Garduño Chávez

Revisión estructural estado actual

Relaciones de acero de refuerzo

ACE\_REF (3)

S/E

JGCh

ago/2016

3.7

# 4. Propuesta estructural y evaluación

Para la elección de la propuesta estructural, se realizaron distintos modelos con diferentes características y sistemas estructurales para poder elegir el más adecuado respecto al estado actual de la edificación, se consideraron propuestas de marcos de concreto reforzado, de acero y de construcción compuesta de ambos materiales. En algunos casos se consideró reforzar la estructura con contravientos de acero.

Se llegó a la conclusión de que el sistema más adecuado para el nuevo nivel son marcos de acero con columnas compuestas en los ejes 1 y 7 para disminuir la distorsión causada por el sismo en la dirección de análisis Y, y los efectos de torsión producto de la misma, en los demás ejes se consideraron columnas únicamente de acero. El sistema de piso es Losacero Ternium 25 calibre 22 con una capa de compresión de 5 cm, utilizando concreto ligero en esta para disminuir las cargas en las columnas de planta baja y por ende en la cimentación. Este sistema además de ser ligero nos permitirá obtener rapidez en la construcción dadas las ventajas que ofrecen los elementos de acero fabricados en taller.

## 4.1. Propiedades mecánicas y geométricas de los elementos

Dado que ya se definieron las propiedades mecánicas de los materiales del primer nivel, describiremos las de los materiales del nivel adicional. El concreto en las columnas compuestas será de  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  con un módulo de elasticidad de  $221,360 \text{ kg/cm}^2$  obtenido tal como se describe en la sección 3.5.

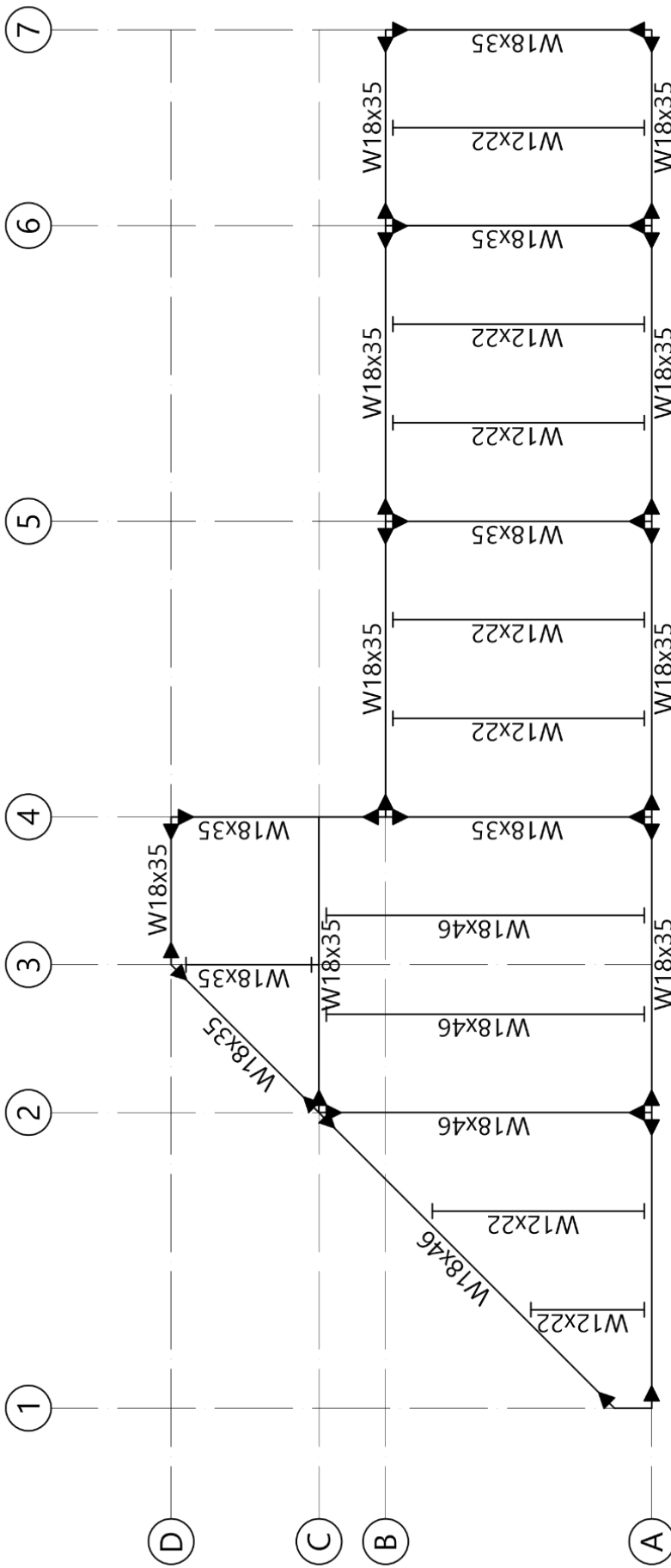
El concreto ligero será con un peso volumétrico en estado fresco de  $1,800 \text{ kg/cm}^3$  con una resistencia a la compresión  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ . Debido a que los agregados utilizados en la fabricación del concreto ligero no son los mismos considerados en las fórmulas de la sección 1.5.1.4 de las NTC-Concreto, se consultó directamente con un fabricante acerca del módulo de elasticidad del mismo, siendo este de  $160000 \text{ kg/cm}^2$ , cabe destacar que este valor puede variar según la zona geográfica del país ya que las características de los agregados pueden cambiar significativamente entre regiones.

Se eligió utilizar acero estructural grado A992 que es el más común para perfiles I con patines rectangulares (denominados W en el Manual AISC 14ª edición). Las propiedades mecánicas del mismo se obtuvieron a partir de las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM):

- Módulo de elasticidad de  $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia  $f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de ruptura  $f_u=4570 \text{ kg/cm}^2$


En la siguiente figura se muestran la propuesta de estructuración para el nivel adicional.

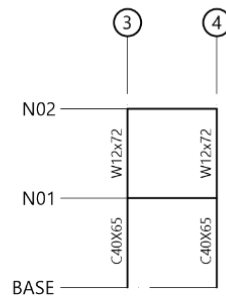




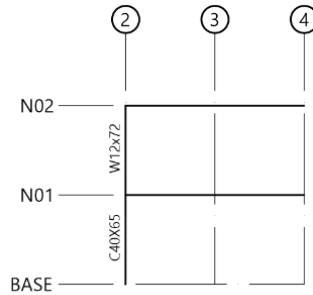
- ▲ Conexión a momento
- ┴ Conexión a cortante

### PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 2

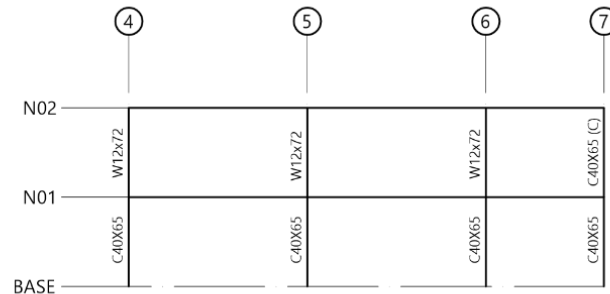
	Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería		
	Profesor Virgilio Domínguez Maldonado	Profesor Ing. Josué Garduño Chávez	Profesor PROP_GEO
Profesor Propuesta estructural y dictamen	Profesor JGCh	Profesor PROP_GEO	Profesor S/E
Profesor Mod. Analítica (Nodos, barras, secciones)	Profesor ago/2016	Profesor 4.1	Profesor 4.1



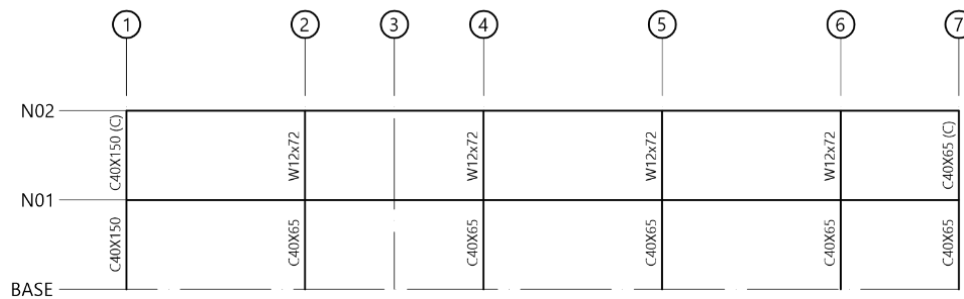
**COLUMNAS EN EL EJE 4**



**COLUMNAS EN EL EJE 3**



**COLUMNAS EN EL EJE 2**



**COLUMNAS EN EL EJE 1**


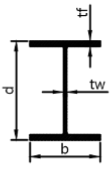
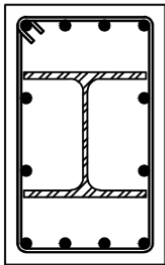
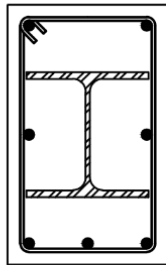
 Proyecto de Tesis <b>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</b>			
Presenta <b>Virgilio Domínguez Maldonado</b>			
Director de Tesis <b>Ing. Josué Garduño Chávez</b>			
Concepto <b>Propuesta estructural y dictamen</b>		Aprobó <b>JGCh</b>	Proyecto <b>PROP_GEO(1)</b>
		Estado <b>S/E</b>	
Número de plano <b>Secciones de columnas</b>		Fecha <b>ago/2016</b>	Figura <b>4.2</b>

TABLA DE PERFILES (en mm)					
	Perfil	d	b	tw	tr
	W12X22	312	102	6.60	10.8
	W12X72	312	305	10.9	17.0
	W18X35	450	152	7.62	10.8
	W18X46	460	154	9.14	15.4



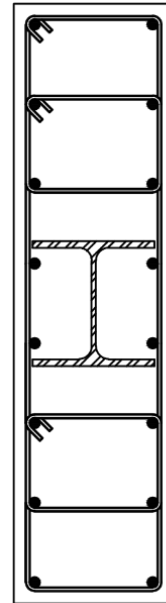
12 VARILLAS #8  
2 ESTRIBOS #3 @ 20 cm

C-1



8 VARILLAS #8  
2 ESTRIBOS #3 @ 20 cm


C-2



16 VARILLAS #8  
3 ESTRIBOS #3 @ 20 cm

C-3

DETALLE COLUMNAS COMPUESTAS

				Proyecto de Tesis <b>Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería</b>	
Presenta					
Virgilio Domínguez Maldonado					
Director de Tesis					
Ing. Josué Garduño Chávez					
Concepto		Aprobó	Proyecto	Estado	
Propuesta estructural y dictamen		JGCh	PROP_GEO(2)	S/E	
Número de plano			Fecha	Figura	
Secciones de columnas			ago/2016	4.3	

En el AISC 360-10 se establece que el concreto de las secciones compuestas deberá tener una resistencia a la compresión  $f'_c$  de al menos de 3 ksi (211 kg/cm<sup>2</sup>) y no mayor de 10 ksi (703 kg/cm<sup>2</sup>), así mismo el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo no deberá ser mayor a 75 ksi (5272 kg/cm<sup>2</sup>), por lo que cumplimos con estos requisitos y es posible utilizar columnas compuestas.

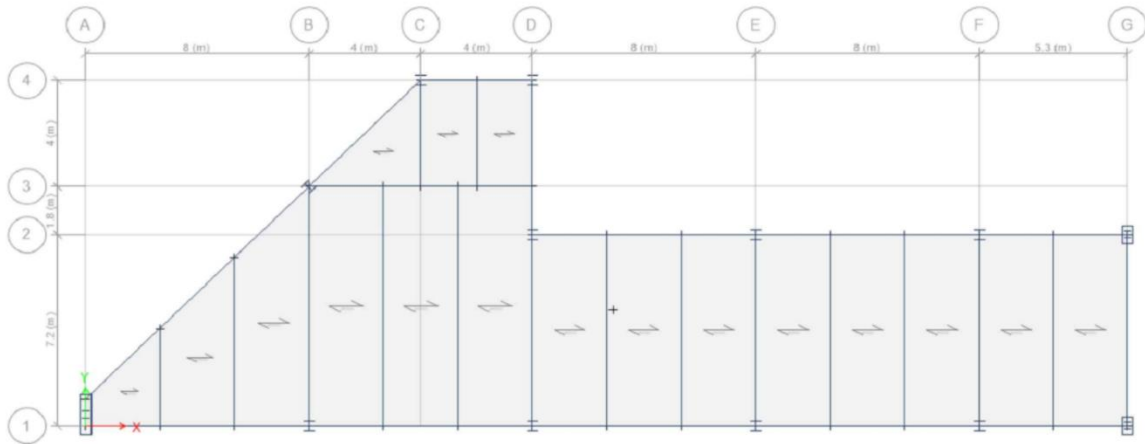
## 4.2. Modelación analítica de la estructura

Adicionalmente a las consideraciones mencionadas en la sección 3.2 se tomaron en cuenta algunas adicionales debido a la interacción de los nuevos elementos.

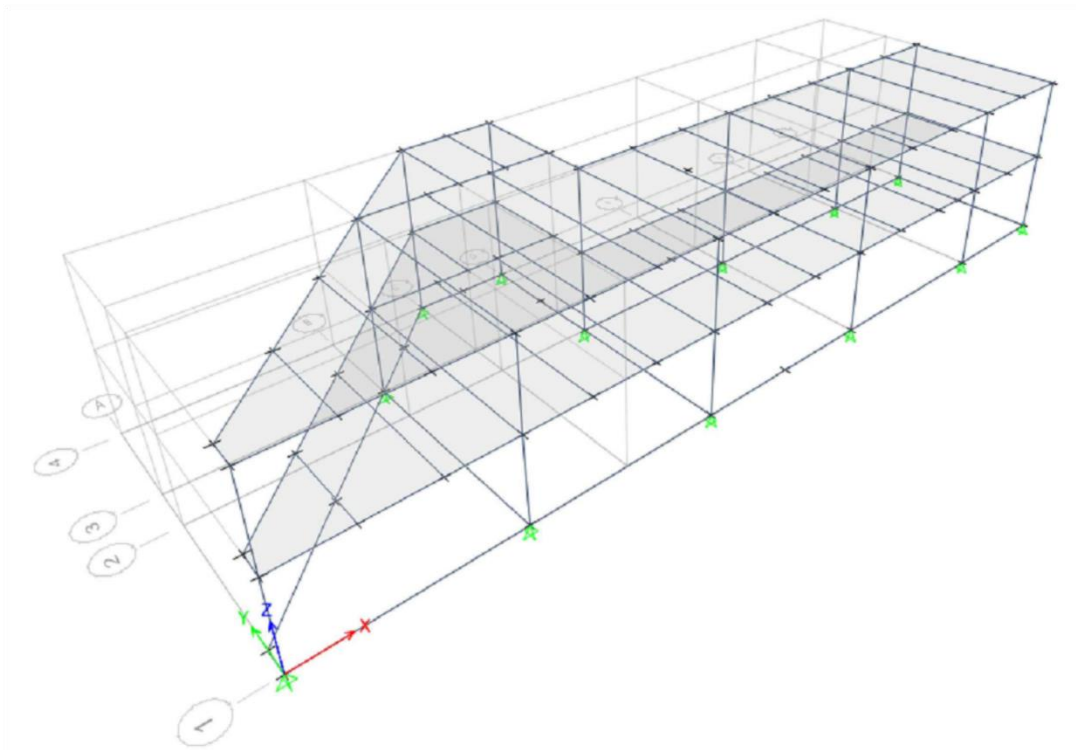
Las columnas del nivel adicional se conectaron rígidamente a las inferiores, al igual que las trabes de acero. Las vigas secundarias o largueros se conectaron articuladas en los extremos ya que únicamente ayudan a soportar cargas gravitacionales y no tienen influencia en el sistema resistente a cargas laterales.

El sistema de piso de losacero se definió como un elemento tipo "deck" o tablero, el cual puede distribuir la carga asignada en una sola dirección sin transmitir momentos como hace un elemento tipo cascarón. El AISC 360-10 nos permite diseñar elementos de acero en sección compuesta con concreto ligero siempre y cuando este tenga una resistencia mayor a 211 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que para el diseño de estos elementos se tomará en cuenta la interacción entre ellos.


Debido a que seguimos cumpliendo con los requisitos de la sección 2.2 es posible aplicar nuevamente un análisis estático considerando el periodo fundamental de la estructura, al nivel adicional se le consideró nuevamente como un diafragma rígido ya que los conectores a cortante de las vigas secundarias permitirán la transmisión de fuerzas cortantes.



VISTA EN PLANTA DEL NIVEL 2



VISTA EN 3 DIMENSIONES

			
Proyecto de Tesis			
Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presenta: Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis: Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto: Propuesta estructural y dictamen	Aprobó: JGCh	Modificó: MOD_ANAL	Escala: S/E
Número de páginas: Modelación analítica de la estructura	Fecha: ago/2016	Figura: 4.4	



### 4.3. Cargas actuantes en la estructura y combinaciones

Se tomarán en cuenta las acciones productos de las cargas permanentes, variables y accidentales en la estructura, tal como se definieron en la sección 3.3, consideraremos los mismos parámetros de zonificación para el análisis por cargas accidentales. Así mismo se tiene que tomar en cuenta el cambio de uso destinado del entresuelo actual ya que esto modificará la masa del nivel para el análisis sísmico.

Nuevamente se analizan las condiciones de regularidad, ya que anteriormente algunas no aplicaban debido a que la estructura original es de sólo un nivel y es posible que debido a un aumento de la irregularidad el espectro de diseño se modifique

Tabla 4.1. Condiciones de regularidad

Requisito	Condición	Observaciones
1	No cumple	No tiene planta simétrica
2	Cumple	$0.55 < 2.5$
3	Cumple	$2.25 < 2.5$
4	No cumple	$81\% > 20\%$
5	Cumple	Existe un sistema de piso rígido
6	Cumple	No existen aberturas
7	Cumple	No aplica
8	Cumple	No aplica
9	Cumple	Todas las columnas están restringidas
10	Cumple	No aplica
11	Cumple	$e_{s,x}=0.67\%$ ; $e_{s,y}=8.77\%$

Por lo tanto el espectro de diseño queda igual al de la figura 3.3.

Es necesario realizar un nuevo análisis de cargas ya que el uso destinado a la losa del primer nivel cambia de azotea a zona de cubículos (oficinas), así como el peso adicional de cancelería en fachada del nuevo nivel. A excepción del peso propio del sistema de piso, el cual es definido directamente en el software de análisis estructural, el análisis de carga en el nivel de azotea es el mismo de la tabla 3.4

Tabla 4.2. Análisis de cargas para fachada

Fachada (lineal)			
Concepto		Carga	Unidades
Muro externo	260		kg/m
Cancelería	80		kg/m
LINEAL (LIN)		340	kg/m

Tabla 4.3. Análisis de cargas permanentes para entrepiso de cubículos.

Entrepiso de cubículos		
Concepto	Carga	Unidades
Losa	240	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga losa colada en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Peso Propio (CM0)	260	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
Plafón	40	kg/m <sup>2</sup>
Firme para aplanado	60	kg/m <sup>2</sup>
Piso de loseta	30	kg/m <sup>2</sup>
Peso muro	40	kg/m <sup>2</sup>
Longitud muros	123.41	m
Área	387.87	m <sup>2</sup>
Altura entrepiso	3.6	m
Muros internos panel de yeso	46	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga firme colado en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Adicional (CMA)	226	kg/m <sup>2</sup>

Tabla 4.4. Análisis de cargas variables para entrepiso de cubículos.

Azotea		
Concepto	Carga	Unidades
Carga Viva Máxima (CVMAX)	250	kg/m
Carga Viva Instantánea (CVINST)	180	kg/m

Tabla 4.5. Análisis de cargas permanentes para nivel de azotea

Azotea		
Concepto	Carga	Unidades
Losacero cal. 22, firme 5cm	173	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga losa colada en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Peso Propio (CM0)	193.0	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
Plafón	40	kg/m <sup>2</sup>
Entortado tezontle	63	kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga firme colado en sitio	20	kg/m <sup>2</sup>
Carga Muerta Adicional (CMA)	133	kg/m <sup>2</sup>

Como se determinó anteriormente a través de las ecuaciones 8.1 y 8.2 de las NTC-Sismo, presentamos la siguiente la información resumen para realizar un análisis sísmico estático.



- Características de la estructura:
  - Peso nivel 1: 367.5 ton
  - Altura de entrepiso nivel 1: 3.6 m
  - Peso nivel Azotea: 111.4 ton
  - Altura de entrepiso nivel Azotea: 3.6 m
- En dirección X:
  - Periodo: 0.340 seg
  - Coeficiente sísmico: 0.15
  - Fuerza Cortante azotea: 28.38 ton
  - Fuerza Cortante nivel 1: 45.24 ton
- En dirección Y:
  - Periodo: 0.363 seg
  - Coeficiente sísmico: 0.15
  - Fuerza Cortante azotea: 28.38 ton
  - Fuerza Cortante nivel 1: 45.24 ton

Con esta información, es posible generar las combinaciones de cargas, las cuales serán las mismas mencionadas en la tabla 3.6, más las envolventes adicionales para revisión de desplazamientos horizontales y verticales.

#### 4.4. Revisión de estados límite de servicio

Para la revisión de los estados límite de servicio se utilizaron los mismos criterios, tanto para distorsiones de entrepiso como deriva, mencionados en el capítulo anterior.

En la siguiente tabla se presentan los desplazamientos máximos de entrepiso junto con su distorsión respecto al nivel inferior debido a acciones sísmicas.

Tabla 4.6. Desplazamientos y distorsiones de la estructura

	Dirección	Desplazamiento [cm]	Distorsión
Nivel 01	(+)X	0.440	0.0012
	(-)X	0.152	0.0004
	(+)Y	2.241	0.0062
	(-)Y	2.198	0.0061
Azotea	Dirección	Desplazamiento [cm]	Distorsión
	(+)X	1.640	0.0046
	(-)X	0.960	0.0027
	(+)Y	2.680	0.0074
	(-)Y	2.710	0.0075

Para la revisión de traveses y largueros, se elaboró la siguiente tabla, donde se usaron los mismos límites previamente mencionados.

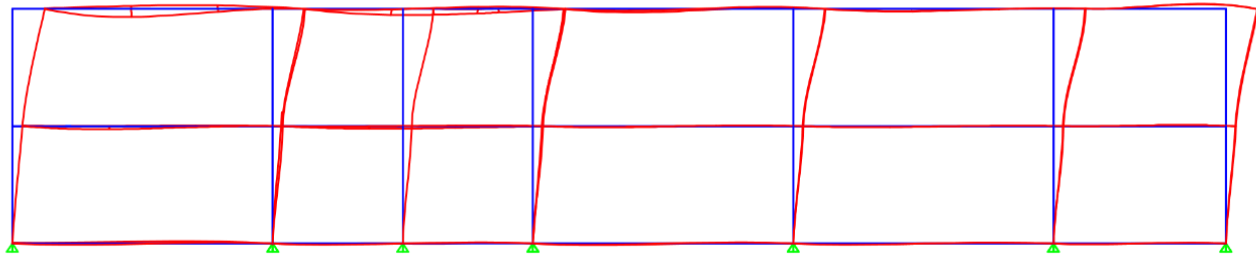
Tabla 4.7. Deflexiones en vigas del nivel 1 y límites máximos permisibles

Elemento	Longitud	Deflexión [cm]	Permisible [cm]
101	8.00	0.16	3.83
102	8.00	0.18	3.83
103	8.00	0.12	3.83
104	8.00	0.16	3.83
105	5.30	0.04	2.71
107	3.67	0.38	2.03
108	6.33	0.50	3.14
109	9.00	0.27	4.25
110	9.00	0.64	4.25
111	9.00	0.64	4.25
112	7.20	0.17	3.50
113	7.20	0.44	3.50
114	7.20	0.44	3.50
115	7.20	0.20	3.50
116	7.20	0.45	3.50
117	7.20	0.45	3.50
118	7.20	0.19	3.50
119	7.20	0.30	3.50
120	7.20	0.10	3.50
121	11.31	0.61	5.21
122	8.00	0.18	3.83
123	8.00	0.15	3.83
124	5.30	0.04	2.71
125	8.00	0.29	3.83
126	5.80	0.05	2.92
127	5.66	0.03	2.86
128	4.00	0.29	2.17
129	4.00	0.02	2.17

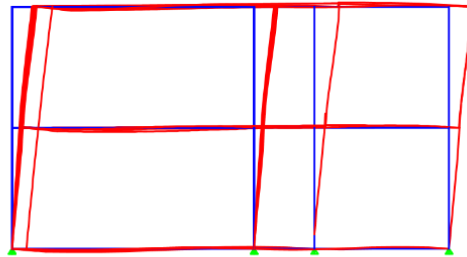
Tabla 4.8. Deflexiones en vigas del nivel 2 y límites máximos permisibles.

Elemento	Longitud	Deflexión [cm]	Permisible [cm]
201	8.00	0.34	3.83
202	8.00	0.67	3.83
203	8.00	0.48	3.83
204	8.00	0.56	3.83
205	5.30	0.06	2.71
207	3.67	0.09	2.03
208	6.33	0.08	3.14
209	9.00	0.71	4.25
210	9.00	1.45	4.25
211	9.00	1.45	4.25
212	7.20	0.22	3.50
213	7.20	1.37	3.50
214	7.20	1.37	3.50
215	7.20	0.25	3.50
216	7.20	1.37	3.50
217	7.20	1.37	3.50
221	11.31	2.18	5.21
222	8.00	0.64	3.83
223	8.00	0.54	3.83
224	5.30	0.06	2.71
225	8.00	0.90	3.83
226	5.80	0.17	2.92
227	5.66	2.36	2.86
228	4.00	0.88	2.17
229	4.00	1.67	2.17
218	7.20	0.25	3.50
219	7.20	1.37	3.50
220	7.20	0.14	3.50

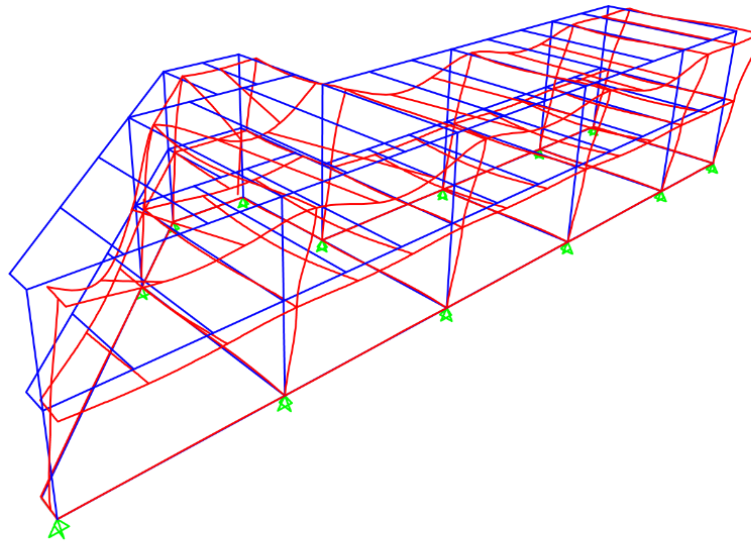
Así mismo se revisó la deriva causada por cargas gravitacionales es de 0.038 cm para el primer nivel y 0.127 cm en el segundo nivel por lo que cumple con el máximo establecido en el reglamento de 0.72 cm calculado anteriormente.




CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE SISMO ESTÁTICO EN X



CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE SISMO ESTÁTICO EN Y



CONFIGURACIÓN DEFORMADA BAJO COMBINACIÓN DE CARGA COMB 7

				Proyecto de Tesis			
Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería							
Presenta				Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis				Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto		Aprobó	Emitió	Estado		Fecha	Folios
Propuesta estructural y dictamen		JGCh	CONF_DEF	S/E		ago/2016	4.6
Número de plano				Configuración deformada		Figura	

## 4.5. Revisión de estados límite de falla

Además de utilizar las ecuaciones descritas en la sección 3.5, utilizaremos las existentes en el reglamento AISC 360-10 para la evaluación de los estados límite de falla de los elementos de acero existentes. Debido a que estamos utilizando un criterio de factores de carga en las combinaciones de acciones estructurales, por congruencia se usará el método LRFD (Load and Resistant Factors Design, Diseño por factores de carga y resistencia en español).

La resistencia a flexión de los elementos de acero principales (trabes) se determinó despreciando la acción compuesta debido a la losa existente en la parte superior, se utilizó el capítulo F "Diseño de miembros a flexión". Cabe destacar que la falla de un elemento a flexión en acero puede ser debido a distintos efectos en el mismo como la plastificación de la sección, pandeo local o pandeo lateral-torsional; las mismas se encuentran en función de la longitud y las propiedades geométricas de la sección. A continuación se presentan las ecuaciones para perfiles I rolados en caliente:

$L_p$ : Longitud plástica

$L_r$ : Longitud de pandeo inelástico

$L_b$ : Longitud de la viga no arriostrada

*Para plastificación de la sección:*

$$M_n = M_p = \phi F_y Z_x \quad \dots \text{(Ecuación F2 - 1), } \phi = 0.90$$

*Para falla por pandeo lateral – torsional en el rango inelástico:*

$$M_n = \phi C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \dots \text{(Ecuación F2 - 2), } \phi = 0.90$$

*Para falla por pandeo lateral – torsional en el rango elástico:*

$$M_n = \phi F_{cr} S_x \leq M_p \quad \dots \text{(Ecuación F2 - 3), } \phi = 0.90$$

Así mismo, la resistencia a cortante del alma de una viga no atiesada se determina con la siguiente ecuación:

$$V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_w \quad \dots \text{(Ecuación G2 - 1), } \phi = 1.00$$

Para determinar la resistencia a la compresión de elementos a compresión pura se utilizan las siguientes ecuaciones en función de su relación de esbeltez:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \dots \text{(Ecuación E3 - 1)}$$

*El esfuerzo crítico se determina con las siguientes ecuaciones:*

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \phi \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \dots \text{(Ecuación E3 - 2), } \phi = 0.90$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \phi 0.877 F_e \quad \dots (\text{Ecuación E3 - 3}), \phi = 0.90$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \dots (\text{Ecuación E3 - 4}), \phi = 0.90$$

Así mismo, en las columnas donde tenemos interacción entre compresión y flexión la resistencia se determina a través de las siguientes ecuaciones en función de la carga axial:

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots (\text{Ecuación H1 - 1a})$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \dots (\text{Ecuación H1 - 1b})$$

Cabe destacar que estas ecuaciones son únicamente para perfiles compactos, ya que si tienen fallas por esbeltez por pandeo local ya sea del alma o del patín, es necesario tomar consideraciones adicionales.

Así mismo, se establecen ecuaciones para la revisión de los estados límite de falla de las secciones compuestas, dado que estamos embebiendo un perfil de acero dentro de una columna de concreto, aplican las ecuaciones para secciones llenas (filled).

Para las secciones en compresión se establecen las siguientes ecuaciones:

*Si el perfil embebido es compacto:*

$$P_{no} = P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \dots (\text{Ecuación I2 - 9 a y b})$$

Para flexión no se establece una fórmula concisa ya que la resistencia debe obtenerse a través de una distribución plástica de los esfuerzos en la sección a través del equilibrio en toda la sección compuesta.

*Si el perfil embebido es compacto:*

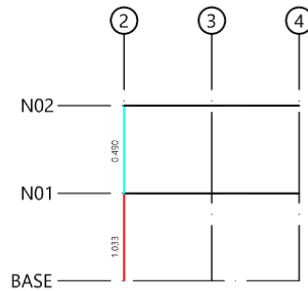
$$M_n = M_p \quad \dots (\text{Ecuación I3 - a})$$

En el caso de interacción entre la fuerza axial y momento, como es el caso de las columnas, se podrá obtener la resistencia a través de las ecuaciones H-1 a y b descritas previamente en este capítulo, adicionalmente se puede obtener la resistencia de un elemento a través del diagrama de interacción del equilibrio de esfuerzos plásticos o del método de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones como se establece en la sección I1.2 del AISC 360-10

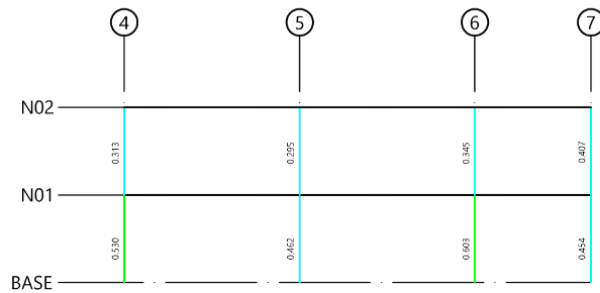
Para la revisión de efectos usaremos el mismo código de colores especificado en la sección 3.5, en elementos de concreto significa la relación de refuerzo requerido a la existente y en elementos de acero representará la relación de carga a capacidad resistente.



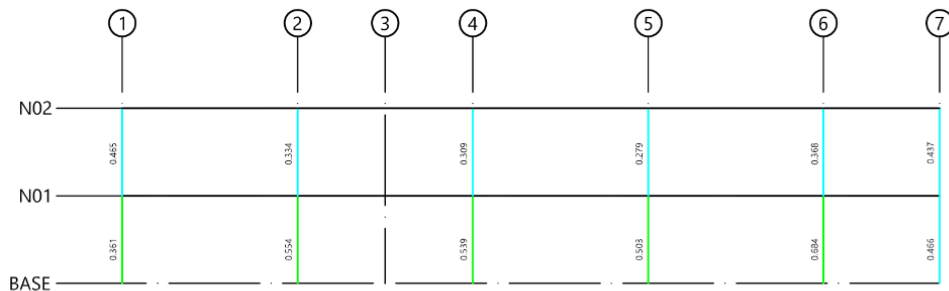
**RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD EN EJE 4**



**RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD EN EJE 3**



**RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD EN EJE 2**



**RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD EN EJE 1**

Simbología:

Refuerzo requerido/nominal	
	<0.50
	0.50-0.70
	0.70-0.90
	0.90-1.00
	> 1.0

Proyecto de Tesis

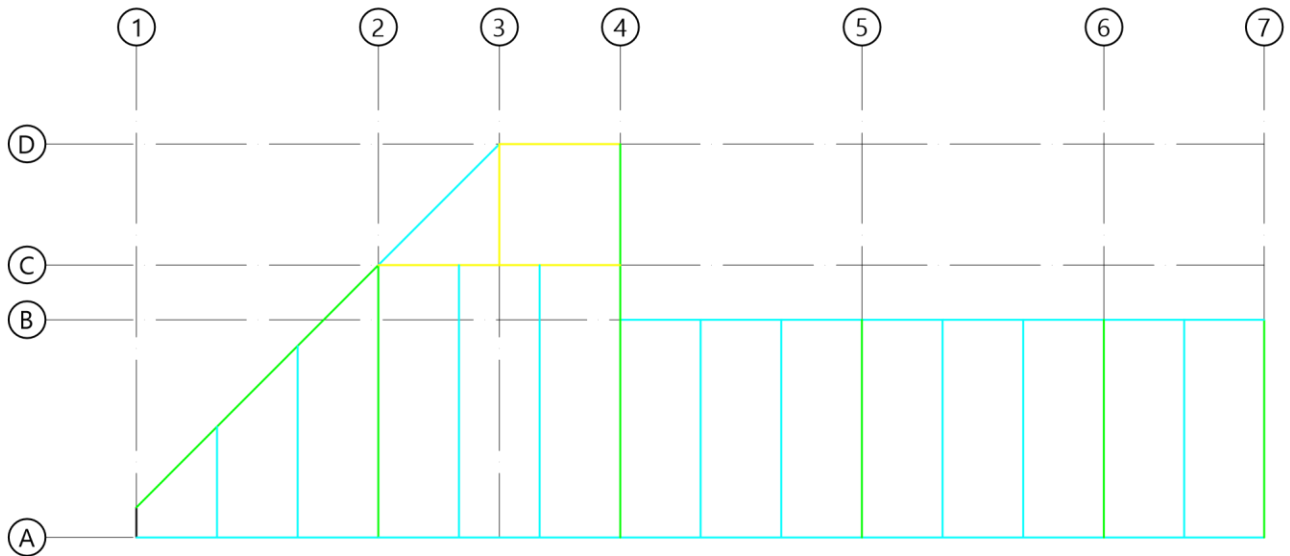
**Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería**

Presenta: **Virgilio Domínguez Maldonado**

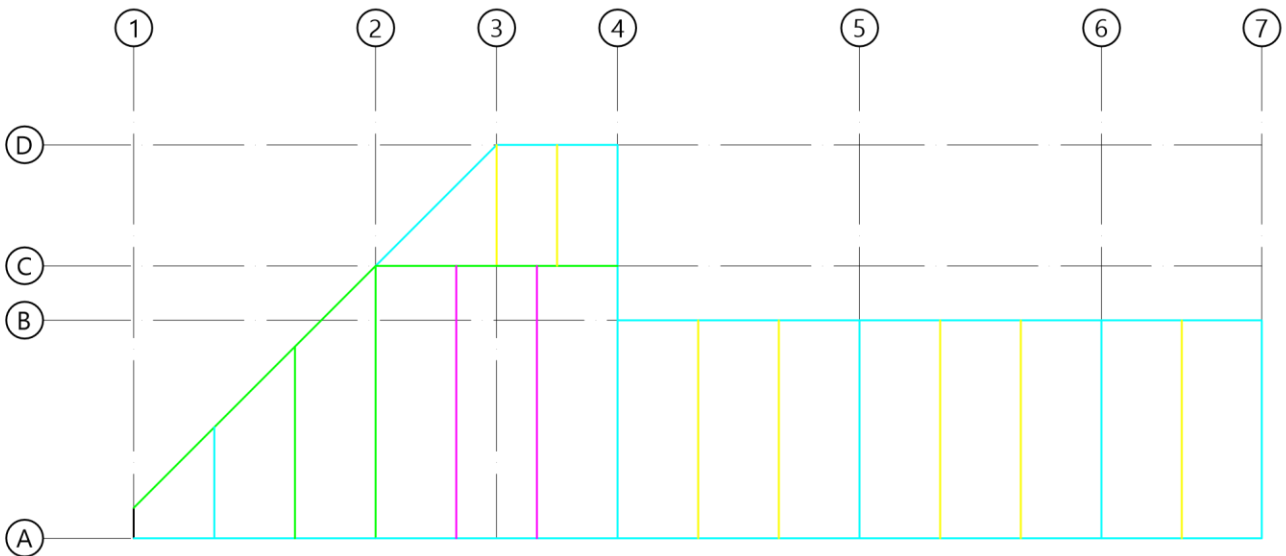
Director de Tesis: **Ing. Josué Garduño Chávez**

Concepción: Propuesta estructural y dictamen	Aprobó: JGCh	Revisó: REL_CAP(1)	Evaluó: S/E
Temas de Tesis: Relaciones de capacidad en columnas	Fecha: ago/2016	Página: 4.7	






RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD POR FLEXIÓN EN TRABES N01



RELACIÓN DE CARGA-CAPACIDAD POR FLEXIÓN EN TRABES N2

Simbología:

Refuerzo requerido/nominal	
	<0.50
	0.50-0.70
	0.70-0.90
	0.90-1.00
	> 1.0

 Proyecto de Tesis Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería			
Presente: Virgilio Domínguez Maldonado			
Director de Tesis: Ing. Josué Garduño Chávez			
Concepto: Propuesta estructural y dictamen	Aprobó: JGCh	Relación: REL_CAP(2)	Escala: S/E
Número de hojas: Relaciones de capacidad en trabes	Fecha: ago/2016	Folios: 4.8	

## 4.6. Revisión de efectos en la cimentación

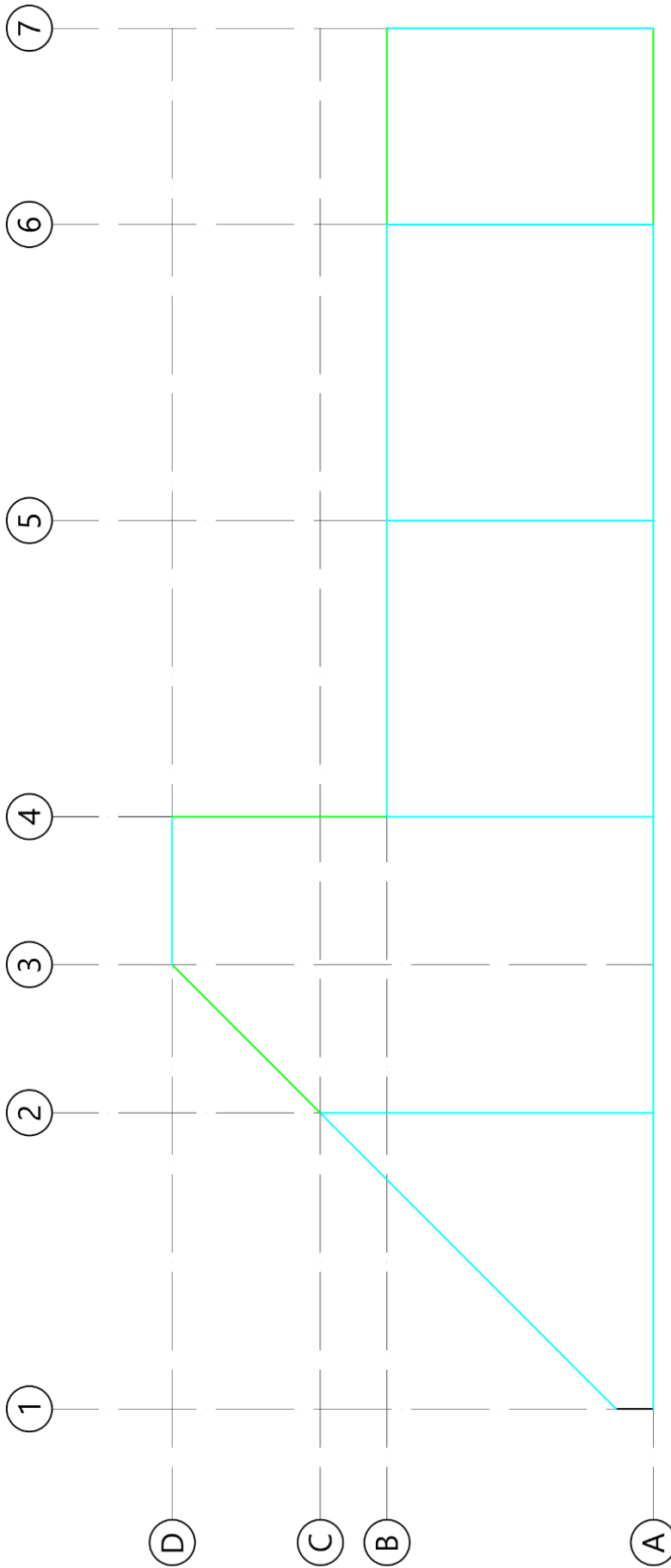
Para la revisión de efectos de la cimentación utilizaremos las mismas ecuaciones y criterios de la sección 3.6, en zapatas con excentricidad entre la carga y su centro geométrico se determinaron los esfuerzos en el suelo mediante una distribución elásticas de los mismos. La tabla 4.7 muestra los resultados de la revisión de las zapatas.

Tabla 4.9. Capacidad de carga y resistencia de las zapatas aisladas

Nodo	Pu (ton)	Área [m <sup>2</sup> ]	Exentric.	Esfuerzo máximo en el suelo [ton/m <sup>2</sup> ]	Capacidad/ Carga	Cortante	Flexión	
						P <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> req (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> existente (cm <sup>2</sup> /m)
001	54.87	2.775	No	19.77	0.659	52.60	5.43	12.70
002	85.57	3.690	No	23.19	0.773	91.50	9.65	12.70
003	79.10	3.135	No	25.23	0.841	118.34	8.69	12.70
004	75.99	2.970	No	25.59	0.853	89.70	7.61	12.70
005	65.57	2.625	No	24.98	0.833	140.90	8.69	12.70
006	32.65	1.938	Sí	43.85	1.462	90.10	9.00	12.70
007	78.84	3.135	No	25.15	0.838	118.34	8.69	12.70
008	78.69	2.970	No	26.49	0.883	89.70	7.61	12.70
009	62.26	3.560	Sí	26.21	0.874	180.20	9.00	12.70
010	31.27	1.938	Sí	41.99	1.400	90.10	9.00	12.70
011	126.05	4.000	No	31.51	1.050	125.60	7.61	12.70
012	28.33	1.250	No	22.66	0.755	36.00	6.52	12.70
013	31.43	2.775	No	11.33	0.378	52.60	5.43	12.70

En la figura 4.7, se muestra las relaciones de refuerzo de las contratraves de liga en la cimentación.

Se observa que las contratraves son capaces de resistir la carga adicional debido a un nivel adicional, ya que estas únicamente rigidizan contra el giro las columnas, sin embargo existen tres zapatas aisladas que se ven rebasadas en su capacidad de carga. La zapata en el nodo 011 tiene una relación de capacidad de 1.050, es decir, sólo un 5% excedida por lo que es posible tolerar este valor, pero las zapatas de los nodos 006 y 010 ven rebasadas su capacidades de carga en 46.2% y 40.0% por lo que estos valores no son tolerables, cabe destacar que estas son las zapatas triangulares de colindancia las cuales ya se encontraban prácticamente en el límite de su capacidad de carga bajo la condición original, el esfuerzo máximo en el suelo aumenta debido a la existencia entre la resultante axial de la columna y el centro geométrico de la zapata.



RELACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN EN CONTRATABES

Simbología:

Refuerzo requerido/nominal	<0.50
	0.50-0.70
	0.70-0.90
	0.90-1.00
	>1.0



Estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería

PROFESOR TITULAR	Virgilio Domínguez Maldonado
PROFESOR DE TERCER CATEGORÍA	Ing. Josué Garduño Chávez
COORDINADOR	Propuesta estructural y dictamen
REVISOR	JGCh
REVISOR	REL_CAP1(3)
FECHA	S/E
REVISOR	Relaciones de acero de refuerzo
FECHA	ago/2016
NOTA	4.9

## 4.7 Evaluación

Tras analizar los resultados presentados en este capítulo, la superestructura con la propuesta de diseño presentada cumple satisfactoriamente tanto con los estados límite de falla como de servicio previamente analizados por lo que es viable la ampliación a un nivel adicional, esto gracias al uso del acero que debido a sus propiedades suele ser un material más ligero que el concreto en términos estructurales, así mismo el uso de concreto ligero para el nuevo sistema de piso proporcionó cargas muertas menores a las debidas al uso de concreto convencional.

Sin embargo la subestructura no cumple con los estados límite de falla requeridos ya que existen dos zapatas cuya capacidad de carga se ve rebasada en más de 40%, no obstante, existen varias posibilidades a analizar con el fin de asegurar la seguridad de la estructura bajo la condición de la ampliación propuesta.

- Estudio de mecánica de suelos: Se propone realizar un sondeo ya sea extrayendo muestras inalteradas de la roca debajo de la zapatas afectadas para corroborar su capacidad de carga. En caso de no ser posible extraer muestras debajo de la zapata, se pueden extraer muestras en zonas próximas a la estructura y calibrar dicho estudio con un sondeo geofísico, así mismo se corroborará que no existan grietas o cavernas debajo de la estructura que pudiesen llegar a afectar la capacidad de los elementos de la cimentación.
  - Ventajas
    - La interrupción a las actividades del inmueble es mucho menor que intervenir directamente en la cimentación.
    - Existen registros de diversas fuentes que apuntan una capacidad de carga mayor a la indicada en planos para echados de basalto olivino típicos de Ciudad Universitaria <sup>(1)</sup>.
  - Desventajas
    - Pueden existir imprecisiones locales en el sondeo por la naturaleza numérica del mismo, así mismo la capacidad de carga se ve drásticamente reducida al existir cavernas o grietas entre la roca volcánica.
- Refuerzo de las zapatas aisladas: Se propone realizar un aumento de sección para tener más área de carga
  - Ventaja
    - Se puede aumentar la capacidad de carga de la zapata hasta un valor apropiado fijado por el ingeniero estructural.
  - Desventaja
    - Se tiene que inhabilitar parcialmente el uso de la estructura durante la etapa de construcción ya que se requiere retirar el firme de la planta baja junto con sus acabados para alcanzar la profundidad de desplante de la zapata.

# 5. Conclusiones y recomendaciones

## 5.1 Conclusiones

En el presente trabajo se presentaron los estudios y evaluación estructural sobre la ampliación de un edificio en el conjunto sur de la Facultad de Ingeniería de la UNAM así como una propuesta de ampliación vertical de 1 nivel, esto con el fin de mejorar la infraestructura existente y así atender el incremento de población escolar que ha sido constante en los últimos quince años.

A continuación se presentan los aspectos más importantes de la evaluación de los estados límite de falla y de servicio tanto en el estado actual de la construcción así como en la propuesta de ampliación.

### 5.1.1. Estado actual de la construcción

#### Estados límite de Falla

Se concluyó que la estructura en su estado actual cumple satisfactoriamente con los estados límite de falla y de servicio establecidos en las NTC's del RCDF'04 tomando en cuenta los criterios definidos en el mismo, además de tener una capacidad adicional en los elementos que componen la superestructura ya que ninguno cuenta con una relación de refuerzo existente a requerido mayor del 70%. En el caso de la subestructura existen dos zapatas aisladas en los nodos 006 y 010 que se encuentran en el límite de capacidad de carga sin carga adicional en la superestructura.

Cabe mencionar que a pesar que en los planos de proyecto estructural se especifica una longitud adicional de los cabezales de las columnas para una ampliación futura, condición que no soporta la estructura, sería pertinente revisar la memoria de cálculo para corroborar los criterios y la filosofía de diseño utilizada, ya que la reglamentación ha cambiado a lo largo de los años, sobre todo a raíz de los sismos de septiembre de 1985 debido a la gran cantidad de daños registrados. Encontramos una cuantía muy baja de acero en las columnas que a pesar de que están dentro de lo permitido dentro del RCDF'04, incumplen con otros como el American Concrete Institute Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) que establece una cuantía mínima de 1% para columnas, valor usado comúnmente en la práctica a pesar de no ser necesario por la norma aplicable en la Ciudad de México. En varias de las uniones trabe-columna se observa una estructuración indeseable denominada "trabe fuerte-columna débil" ya que existen trabes de 30x90 cm conectadas a columnas de 40x65 cm, las cuales tienen una inercia mucho mayor; al realizar el análisis observamos una relación carga/capacidad mayor en las columnas que en las trabes, por lo que si un sismo llegara a exceder los parámetros establecidos en nuestro código de construcción es probable que exista daño primero en las columnas que en las trabes, modo de falla indeseable ya que la estabilidad de un edificio constituido a base de marcos depende de las columnas, esto se podría corroborar mediante un análisis no lineal.

#### Estados límite de servicio

La estructura en su estado actual cumple con los estados límite de servicio definidos por el RCDF'04 tanto en deflexiones por cargas gravitacionales así como por desplazamientos debidos a acciones sísmicas. Cabe mencionar que edificaciones de poca altura usualmente la resistencia de los elementos rige sobre los desplazamientos como en este caso.

Debido a los resultados, se concluye que no es viable incluir a la edificación dentro de los planes de ampliación de la infraestructura de la Facultad de Ingeniería. A continuación se presenta un resumen de los principales resultados de los estudios realizados.

### 5.1.2. Propuesta de ampliación

#### Estados límite de Falla

Al analizar la estructura con un nivel adicional mediante estructura de acero; con un sistema de piso compuesto por losacero y concreto ligero se obtuvieron resultados aceptables en la revisión de la superestructura, ya que únicamente un elemento, la columna del primer nivel entre los ejes C y 2 se encuentra un 3.3% rebasada en capacidad, valor que se puede considerar tolerable.

Sin embargo al analizar la zapatas se determinó que la capacidad de carga en estas no es suficiente para soportar las solicitaciones actuantes en las mismas ya que la zapata 006 y 010 se encuentran un 46.2% y 40.0% superadas respectivamente.

Es viable realizar un proyecto de ampliación vertical siempre y cuando la cimentación sea reforzada con alguna de las opciones mencionadas en el capítulo 4, sin embargo, los costos de estas propuestas no son analizados debido a que no están dentro del alcance de este trabajo, por lo que existe la posibilidad de que sea más económicamente viable proponer una nueva estructura la cual sea capaz de soportar más niveles con una estructuración más regular.

#### Estados límite de servicio

Con la propuesta realizada se cumplen con los estados límite de servicio mencionados en los capítulos 3 y 4. Se optó usar columnas compuestas en los extremos de la edificación para disminuir los efectos de la torsión y desplazamiento en el eje de menor inercia (Y), debido a que los perfiles de acero estructural suelen tener una rigidez a flexión menor que los elementos de concreto, el uso de ambos materiales en secciones compuestas ha sido una gran herramienta para combinar las mejores características de los mismos.

## 5.2 Recomendaciones

En el recorrido visual que se realizó, no se encontraron evidencias visibles de daño por sismos anteriores, sin embargo siempre es recomendable realizar una inspección después de un evento fuerte con el fin de encontrar posibles daños estructurales por fallas no dúctiles o evidencias de comportamiento inelástico y determinar el estado de la edificación, es recomendable utilizar los parámetros del FEMA 356 "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings" que determina el comportamiento de los elementos estructurales en función de su comportamiento inelástico: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida o prevención del colapso. Con esto se puede determinar el nivel de reparación que necesita la estructura dependiendo del daño, si llegase a presentarse.

El mantenimiento a nivel estructural debe ser constante para asegurar que la estructura sea segura durante su periodo de vida útil, para prevenir las patologías más comunes de las estructuras de concreto reforzado se propone consultar las acciones que se describen en la guía 201 del American Concrete Institute "Guide to Durable Concrete", entre ellas se encuentran:

- Congelamiento y descongelamiento (no aplicable para las condiciones de la Ciudad de México).
- Reacción al Alkali agregado.
- Ataque químico.
- Corrosión del acero de refuerzo.
- Abrasión.

Entre acciones recomendables a efectuar para prevenir estas patologías se encuentra:

- Identificación temprana de grietas y reparación de las mismas mediante inyección de lechada o epóxicos dependiendo las condiciones en las que se presenten.
- Pruebas no destructivas y toma de muestras para determinar el estado de la resistencia del concreto.
- Uso de aditivos protectores a reacciones básicas o ácidas en zonas de alta concentración de humedad.
- Sustitución del concreto en mal estado para evitar la corrosión en el acero de refuerzo.

En la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional Autónoma de México existen cientos de estructuras, sobre todo de concreto reforzado, que fueron diseñadas con versiones de reglamentos previas a 1985 por lo que sería prudente elaborar trabajos similares, como el que se presenta, con el fin de identificar estructuras vulnerables y realizar un plan de acción para su rehabilitación, además de realizar mantenimiento preventivo constante.



## Bibliografía

Historia de la enseñanza de la ingeniería en México. Facultad de Ingeniería UNAM. México DF, 1994.

200 años del Palacio de Minería: su historia a partir de fuentes documentales. Facultad de Ingeniería UNAM. México DF, 2013.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. González Cuevas, Óscar Manuel. Cuarta Edición, Editorial LIMUSA. México DF, 2012.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gobierno del Distrito Federal. 2004

Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. Gobierno del Distrito Federal. 2004.

Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de acero. Gobierno del Distrito Federal. 2004.

Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo. Gobierno del Distrito Federal. 2004.

Steel Construction Manual. American Institute for Steel Construction. 14<sup>th</sup> edition. Chicago, USA, 2011.

Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356. Federal Emergency Management Agency & American Society of Civil Engineers. Washington DC, USA, 2000.

## Lista de imágenes y tablas.

### Imágenes y figuras.

#### Capítulo 1

Figura 1.1, Guatemala 90

Figura 1.2, Escuela Nacional de Ingenieros en 1913.

Figura 1.3, Escuela Nacional de Ingenieros en plena construcción.

Figura 1.4, Estudiantes en Facultad de Ingeniería hacia finales de 1950.

Figura 1.5, Conjunto Norte.

Figura 1.6, Conjunto Sur.

Figura 1.7, Población escolar de licenciatura entre 1970 y 2015.

Figura 1.8, Estudiantes congregados en el Conjunto Sur de la Facultad de Ingeniería, abril de 1998.

Figura 1.9, Total de alumnos de licenciatura por año.

Figura 1.10, Alumnos de nuevo ingreso por año.

Figura 1.11, Saturación de pasillos durante los cambios de clase.

Figura 1.12, Análisis de accesibilidad realizado para el Plan Maestro de Infraestructura 2008.

Figura 1.13, Cambios propuestos dentro de las instalaciones del Conjunto Norte.

Figura 1.14, Propuestas de Infraestructura para el Conjunto Sur.

Figura 1.15, Propuesta de ubicación para nuevas aulas (señaladas en rojo).

#### Capítulo 2

Figura 2.1, Fachada Norte de la edificación.

Figura 2.2, Vista desde la Torre del Edificio I.

Figura 2.3, Existencia de varillas para anclaje en azotea.

Figura 2.4, Ubicación en el Conjunto Sur.

Figura 2.5, Planta de Cimentación.

Figura 2.6, Planta de Cimentación (2).

Figura 2.7, Elementos estructurales.

Figura 2.8, Planta estructural N1.

Figura 2.9, Uso actual de la edificación en Planta Baja.

Figura 2.10, Planta arquitectónica N1.

### Capítulo 3

Figura 3.1, Modelación analítica de la estructura.

Figura 3.2, Modelación analítica (Nodos y Barras).

Figura 3.3, Espectro de diseño correspondiente.

Figura 3.4, Configuración deformada.

Figura 3.5, Relaciones de acero de refuerzo.

Figura 3.6, Relaciones de acero de refuerzo (2).

Figura 3.7, Relaciones de acero de refuerzo (3).

### Capítulo 4

Figura 4.1, Modelación analítica (Nodos, barras, secciones).

Figura 4.2, Secciones de columnas.

Figura 4.3, Secciones de columnas (2).

Figura 4.4, Modelación analítica de la estructura.

Figura 4.5, Modelación analítica (Nodos y Barras).

Figura 4.6, Configuración deformada.

Figura 4.7, Relaciones de acero de capacidad en columnas.

Figura 4.8, Relaciones de capacidad en trabes.

Figura 4.9, Relaciones de acero de refuerzo.

## Tablas.

### Capítulo 3

Tabla 3.1, Resumen de cuantías de acero para columnas.

Tabla 3.2, Resumen de cuantías mínimas para trabes.

Tabla 3.3, Condiciones de regularidad.

Tabla 3.4, Análisis de cargas permanentes para nivel de azotea.

Tabla 3.5, Análisis de cargas variables.

Tabla 3.6, Combinaciones de cargas consideradas en el análisis.

Tabla 3.7, Desplazamiento y distorsiones en el nivel 1.

Tabla 3.8, Deflexiones en vigas del nivel 1 y límites máximos permisibles.

Tabla 3.9. Simbología para relación de acero de refuerzo.

Tabla 3.10, Capacidad de carga y resistencia de las zapatas aisladas.

### Capítulo 4

Tabla 4.1, Condiciones de regularidad.

Tabla 4.2, Análisis de cargas para fachada.

Tabla 4.3, Análisis de cargas permanentes para entepiso de cubículos.

Tabla 4.4, Análisis de cargas variables para entepiso de cubículos.

Tabla 4.5, Análisis de cargas permanentes para nivel de azotea.

Tabla 4.6, Desplazamientos y distorsiones de la estructura.

Tabla 4.7, Deflexiones en vigas del nivel 1 y límites máximos permisibles.

Tabla 4.8, Deflexiones en vigas del nivel 2 y límites máximos permisibles.

Tabla 4.9, Capacidad de carga y resistencia de las zapatas aisladas.