



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

“APLICACIÓN DE LAS NORMAS TÉCNICAS
COMPLEMENTARIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO
DE UN CONDOMINIO DEPARTAMENTAL UBICADO
EN LA ALCALDÍA GUSTAVO A. MADERO”

TESINA

PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A
MARTÍNEZ VILLASEÑOR LUIS EDUARDO

ASESOR DE TESIS
ING. ANTONINO NOÉ ROBLES HERNÁNDEZ





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Contenido

Introducción	1
Objetivo.....	3
<i>Objetivo Particular</i>	3
<i>Alcance</i>	3
1. Antecedentes.....	4
1.1 Descripción de la Región	6
1.2 Reseña Geológica del Valle de México	7
1.3 Urbanización de la Ciudad de México	8
1.3.1 Localización del Proyecto	9
1.4 Información Preliminar del Predio.....	11
1.5 Levantamiento In situ.....	13
2. Proyecto Arquitectónico	14
2.1 Uso de la Normatividad.....	14
2.2 Objetivos y Diseños Conceptuales.....	16
2.3 Presentación de Propuestas	17
2.5 Otras Disciplinas	21
2.5.1 Planos Eléctricos.....	21
2.5.2 Planos Sanitarios.....	22
2.5.3 Control de Alteraciones	23
3. Estructuración del Proyecto	24
3.1 Reglamentos y Normas de Diseño	25
3.2 Definición de las Características Estructurales	25
3.3 Definición del Sistema Estructural.....	29
3.4 Análisis de Cargas Unitarias	30
3.4.1 Acciones Permanentes.....	30
3.4.2 Acciones Variables	31
3.4.3 Combinaciones y Factores de Carga	34
3.4.4 Materiales a Emplear	35
3.4.5 Bajada de Cargas	36
3.5 Definición del Tipo de Cimentación.....	39

3.5.1 Zonificación de la Ciudad de México.....	39
3.5.2 Estados Limite de Falla y Factores para Cimentaciones	43
3.5.3 Suelos Puramente Friccionantes y Puramente Cohesivos	46
3.5.4 Tipos de Cimentación.....	47
3.5.5 Dimensionamiento de la Losa de Cimentación	49
3.6 Uso de Software	53
3.6.1 Programa Etabs.....	53
4. Análisis Estructural.....	55
4.1 Arreglo de Unidades.....	56
4.2 Métodos de Análisis	57
4.3 Concreto	64
4.3.1 Resistencia del Concreto	64
4.3.2 Recubrimiento del Concreto.....	67
4.4 Mampostería.....	70
4.4.1 Mampostería Tipo I y Tipo II.....	70
4.5 Acero de Refuerzo.....	73
4.6 Elementos Placa	75
4.6.1 Shell Thin, Shell Thick y Membrane.....	75
4.7 Predimensionamiento de Elementos	78
5. Análisis Sísmico.....	80
5.1 Factores	81
5.1.1 Factor de Comportamiento Sísmico (Factor Q)	81
5.1.2 Factor Reductor por Sobre-resistencia	83
5.1.3 Factor por Irregularidad.....	84
5.2 Combinaciones de carga.....	87
5.3 Elección del Tipo de Análisis.....	88
5.4 Análisis Dinámico Modal.....	89
5.4.1 Modos y Periodos de Vibrar de una Estructura	91
5.4.2 Masa Participativa	94
5.5 Espectros de Diseño	95
5.5.1 Tipos de Espectros.....	99
5.6 Revisiones	100

5.6.1 Cortante Basal.....	100
5.6.2 Distorsiones y Desplazamientos	102
6. Diseño Estructural.....	104
6.1 Ductilidad	105
6.2 Refuerzo de los Elementos	107
6.3 Hipótesis para la Obtención de Resistencias.....	109
6.4 Factores de Reducción	112
6.5 Diseño de Vigas	113
6.6 Verificación de Deflexiones (Vigas y Losas)	121
6.6.1 Deflexiones Inmediatas y Diferidas	122
6.7 Diseño de Columnas.....	124
Conclusiones	132
Referencias.....	134



Introducción

La intención para desarrollar este trabajo fue integrar de forma correcta el proceso de diseño de un edificio de vivienda multifamiliar desde su etapa de obtención de información, las necesidades del diseño arquitectónico, hasta llegar al análisis estructural, donde se ve de forma detallada las solicitaciones que exigen las normas. La importancia de este trabajo fue su geolocalización, ya que la Ciudad de México es una metrópoli única a nivel mundial, cuenta con los reglamentos más desarrollados debido a las características de su suelo. Por lo tanto, se presta especial atención a los fenómenos naturales más recurrentes como los sismos, con el fin de establecer una estructura regular que cumpla con los requisitos establecidos en las normas, estas deben ser consideradas como estándares mínimos que todo profesional debe cumplir en cualquier proyecto de construcción.

Durante la elaboración del mismo se analizan distintas propuestas y necesidades que van surgiendo en el diseño de la edificación, que fueron contrastadas con la obtención de información del predio, sus antecedentes, factores geográficos, climáticos y limitaciones normativas que podrían influir en la toma de decisiones en el proceso de diseño.

Aunque un servidor aborda y desarrolla el diseño arquitectónico, la intención no es aminorar el valor y la magnitud del proyecto arquitectónico, si no tratar de adentrarse en su contexto profesional, los retos y las dificultades a los que se enfrentan los profesionistas de esta disciplina en cada proyecto, en consecuencia, se pretende resaltar la importancia del diálogo continuo entre ingenieros, arquitectos y especialistas de diversas disciplinas.



Se contempló también un breve planteamiento de los proyectos eléctricos, hidráulicos y sanitarios, ya que, se requiere abordar la revisión de todo tipo de disciplinas que puedan influir de manera directa en los proyectos, para obtener una mejor integración multidisciplinaria y reducir inconvenientes o contratiempos entre las diferentes áreas en la hora de ejecutar un proyecto.

Cabe recalcar que en este trabajo no se tuvo como objetivo adentrarse en la interacción suelo-estructura, debido a que el predio abordado no cuenta con datos de estudio de mecánica de suelos, el proyecto se encuentra en una etapa muy temprana de planteamiento, sin embargo, se hizo una propuesta preliminar de una cimentación, así como su verificación por estados límites de falla y de servicio a partir de valores aproximados según el tipo de suelo en el que se encuentra el predio y el peso total estimado de la estructura.

Se entiende por lo tanto que el siguiente documento recabará a detalle todos los elementos y factores necesarios de un anteproyecto para que se utilice cómo un modelo tridimensional de prueba para evaluar las distintas etapas del proceso de diseño apegado a la normatividad de la Ciudad de México. Mediante un análisis elástico lineal se llegará a tener la mayoría de los resultados ya que, por la naturaleza de las normas, estas otorgan una serie de elementos y factores necesarios para “castigar” al edificio o a los elementos estructurales, necesarios estos factores se aplican con el fin de obtener un comportamiento lo más apegado a la realidad; comportamientos que serán abordados con el uso de programas de computadora que asistan en la obtención de datos necesarios que nos confirmen el cumplimiento o incumplimiento de las Normas Técnicas Complementarias.



Objetivo

El objetivo del presente trabajo será abordar de forma detallada el proceso de planteamiento, revisión, análisis y diseño estructural de un proyecto departamental, acompañando de manera estrecha el cumplimiento o incumplimiento de las Normativas de la Ciudad de México, con el fin de comprender el comportamiento de la edificación, afectada por distintos factores que establece el reglamento.

Objetivo Particular

Comprender el correcto uso de los reglamentos y normas técnicas complementarias, con el objetivo de llevar una correcta metodología del proceso de diseño de una estructura, pretendiendo cumplir con las condiciones de regularidad que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, así como desarrollar habilidades competentes para el uso del software de diseño y análisis estructural de manera responsable y ordenada.

Alcance

Se plantea analizar, detallar y cumplir con la mayoría de requisitos que establecen las Normativas de la CDMX empleando las disposiciones del Reglamento de Construcción así como las Normas Técnicas Complementarias para: el Proyecto Arquitectónico, Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Diseño y Construcción de Cimentaciones, Diseño por Sismo, Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones y para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.



1. Antecedentes

Previamente al abordar los datos del predio en cuestión es necesario tener presentes algunos conceptos necesarios que nos ayudaran a entender mejor el contexto del desarrollo en el análisis de la edificación, el factor de mayor peso es la reglamentación. Un reglamento de construcción, también conocido como código de construcción, es un conjunto de reglas que establecen los estándares para la construcción. Tanto los edificios como otras estructuras deben cumplir con estos reglamentos para obtener el permiso de planificación o construcción, generalmente emitido por un organismo local. El objetivo principal de los reglamentos de construcción es proteger la salud pública, la seguridad y el bienestar general durante la construcción, ocupación y mantenimiento de las estructuras. Estos reglamentos se convierten en leyes dentro de una jurisdicción específica una vez que son promulgados formalmente por la autoridad gubernamental o privada correspondiente.

Los reglamentos de construcción se destinan para ser estudiados y aplicados por arquitectos, ingenieros, urbanistas, constructores y reguladores, pero también los utilizan para diversos fines los inspectores de seguridad, los científicos ambientales, los promotores inmobiliarios, los subcontratistas, los fabricantes de productos y materiales de construcción, etc. En general, un reglamento de construcción es un texto de orden jurídico cuya finalidad es resguardar a la comunidad ante posibles defectos o fallas en las construcciones. Según FM Global en su publicación del 2017 actualmente existen 108 Reglamentos y normas alrededor de mundo siendo las más populares el “International Building Code” de EE. UU. y el “Eurcode” usado ampliamente en la mayoría de los países de Europa. También existen los códigos de organizaciones internacionales ampliamente aceptados por muchos países alrededor del mundo como la norma



“ISO 22111:2019 Bases for design of structures”. Y por último se encuentran las instituciones privadas como el American Concrete Institute con el manual “ACI 318-19” ampliamente aceptado en Norte América y América Latina.

Aunque México es el único país en América Latina que no cuenta con un reglamento a nivel nacional, cada municipio (o la mayoría) interpreta en base al Artículo 115 de la Constitución que es responsabilidad de las autoridades locales la emisión de un reglamento propio, sin embargo es comprensible que para emitir una normativa de construcción específica, se necesita de una ardua investigación científica elaborada por un comité de grupos especialistas en la materia, así como la revisión de diferentes autoridades gubernamentales e instituciones relacionadas con el tema para poder llegar a un reglamento completamente aplicable a las características de cada municipio, por este motivo las autoridades locales de distintos municipios llegan a fundamentar sus normativas en las de la Ciudad de México.

Las Normativas de la Ciudad de México, se basan principalmente en la experiencia acumulada durante décadas de actividad sísmica de la zona, de investigaciones científicas y estudios técnicos realizados por expertos en sismología, ingeniería estructural y disciplinas relacionadas, en ciertos casos los ingenieros se pueden basar en publicaciones como el ACI 318-19 y demás normativas internacionales, existen de igual manera normativas a nivel nacional como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, el profesionista se puede apoyar de estos recursos dependiendo de la situación o la falta de datos fiables de alguna región en específico. En este contexto, resulta fundamental contar con un juicio sólido para establecer un conjunto de reglas que sirvan como base, de acuerdo con las condiciones específicas del lugar o jurisdicción. Esto permitirá evitar la combinación de diversas normativas o códigos que puedan interferir con el proceso de planificación y ejecución de un proyecto.

1.1 Descripción de la Región

México se clasifica fácilmente como uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, las áreas epicentrales más importantes se encuentran dentro del alcance del Cinturón de Fuego del Pacífico, que abarca la costa occidental del país desde Puerto Vallarta en Jalisco hasta Tapachula en Chiapas. A lo largo de esta extensa región, se han registrado los terremotos más grandes en la historia reciente, principalmente debido a la interacción entre cinco placas tectónicas principales: Cocos, Pacífico, Norteamérica, Caribe y Rivera. Estos fenómenos geológicos también afectan a la zona conocida como la cuenca del Valle de México, que es una zona de alta prioridad debido a su densidad de población. A pesar de estar ubicada a una considerable distancia y altitud de la costa occidental del país, la zona del Valle de México se ve afectada significativamente por estos eventos sísmicos debido a sus características geográficas únicas (Instituto de ingeniería UNAM, 2020).

Esta área geográfica está ubicada en una posición en la que está rodeada por imponentes formaciones montañosas de gran relevancia, tales como las sierras de monte alto y las cruces al oeste, mientras que en el lado oriental limita con los majestuosos picos del Iztaccíhuatl y el Popocatépetl. Este último, el Popocatépetl, se destaca como un volcán activo de una significativa importancia.

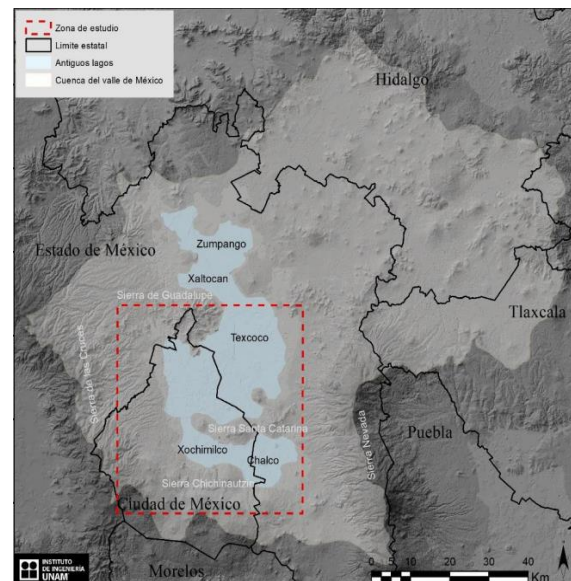


Ilustración 1. Ubicación de la zona de estudio, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2020.

1.2 Reseña Geológica del Valle de México

De acuerdo al Instituto de Ingeniería de la UNAM en su informe Actualización de la zonificación sísmica de la Ciudad de México y áreas aledañas (2020) “En el centro de México, dentro de la Formación Volcánica Transísmica de México, se han documentado por lo menos tres sistemas de fallas de tipo normal” (p. 12).

En las áreas occidental y noroccidental de la cuenca de México, se han llevado a cabo investigaciones exhaustivas sobre las fallas que impactan las formaciones rocosas presentes en la Sierra de la Cruzes y la porción occidental de la Sierra de Guadalupe. A través de un minucioso análisis morfoestructural, se ha logrado resaltar la significativa influencia de las fallas en la configuración geográfica de

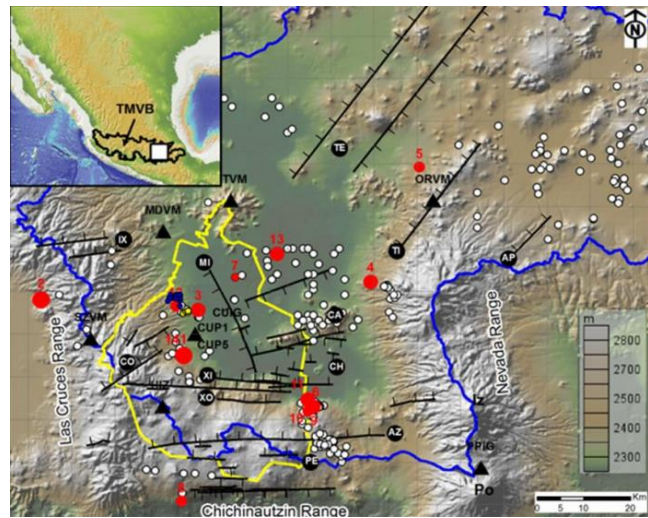


Ilustración 2. Mapa de la Cuenca de México, Principales sistemas de fallas y ubicaciones epicentrales, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2020.

la Sierra de las Cruzes. Estos estudios han permitido la identificación y caracterización de diversas subcuencas y fallas de importancia, tales como las denominadas Ixtlahuaca y Otomí.

La identificación de subcuencas como Ixtlahuaca y Otomí ha permitido establecer relaciones más claras entre las estructuras geológicas y los sistemas hidrológicos locales. Esta integración de datos geológicos y hidrológicos es crucial para una gestión efectiva de los recursos naturales y para la mitigación de riesgos asociados con posibles eventos sísmicos o de deslizamientos de tierra. (Instituto de ingeniería UNAM, 2020).

1.3 Urbanización de la Ciudad de México

En 1824, la población en lo que ahora es la Ciudad de México era de 114,084 personas. Para 1877, esta cifra se duplicó, llegando a 230,000 habitantes, y para el año 1900, la población se situaría en 368,898. La extensión urbana también experimentó un aumento similar. Para 1900, se expandió hasta alcanzar los 26 km². Posteriormente, en 1910, se amplió aún más a 41 km². Se estima que durante mediados del siglo 19 se establecieron 54 colonias en la ciudad, y en la primera década del siglo 20, se construyeron 28 colonias adicionales según varios estudios. (Pacheco, 2019).

En la Ciudad de México, se observan principalmente dos categorías predominantes de uso del suelo: una de carácter urbano, que se concentra principalmente en la parte centro-norte, y otra de índole rural, que abarca la porción sur y oeste, con vestigios presentes en las áreas correspondientes a las Sierras de Guadalupe y Santa Catarina. El primer tipo de uso del suelo ocupa aproximadamente el 45% de la extensión total del territorio, mientras que el segundo abarca el 55% restante. La región rural, que comprende zonas forestales, áreas dedicadas a la cría de ganado y espacios de cultivo, se considera como una reserva ecológica. (INEGI, 2017).

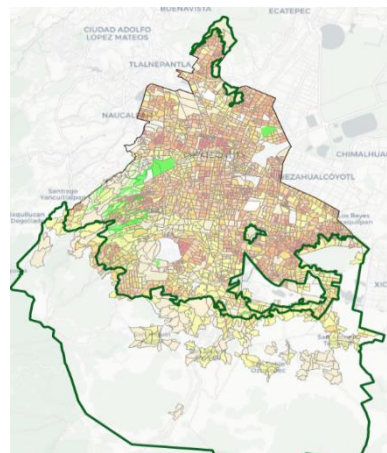


Ilustración 3. Zonas Pobladas y de Reserva en la Ciudad de México, SEDUVI, 2023.

1.3.1 Localización del Proyecto

La propiedad está ubicada en la parte septentrional de la Ciudad de México, en la demarcación política conocida como alcaldía Gustavo A. Madero. Esta zona tiene una superficie total de 88,360 km² y alberga una densidad de población de aproximadamente 13,419.77 habitantes por km², según los datos proporcionados por SEDECO 2020.

En esta alcaldía habitan 1 millón 173 mil 351 habitantes.

- El rango predominante es de 20 a 24 años seguido del rango de entre 25 a 29 años.
- En la alcaldía habitan 609 mil 447 mujeres y 563 mil 874 hombres.
- La PEA de la alcaldía se contabiliza en 819 mil 397 habitantes equivalente al 69.8% de la población total.
- **Extensión territorial:** 88.36 km²
- **Densidad poblacional:** 13,419.77 habitantes por Km²
- **Índice de Desarrollo Económico:** 0.33
- **Índice de Desarrollo Social:** 0.81
- **Número de Escuelas:** 1,393
- **Grado de Escolaridad promedio :** 10.70 años
- **Vocación productiva:** subsectores 811- Servicios de reparación y mantenimiento, 812- Servicios personales, 813- Asociaciones y organizaciones y 814 - Hogares con empleados domésticos.
- **Participación en el PIB local:** 2.07%

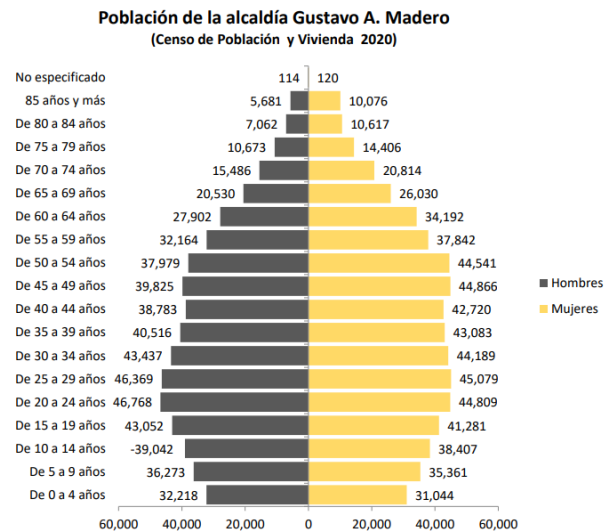


Ilustración 4. Grafica de población y rangos de edad, SEDECO, 2021.

La demarcación política de Gustavo A. Madero se encuentra ubicada en la parte nororiental de la Ciudad de México. Al sur limita con las demarcaciones Cuauhtémoc y Venustiano Carranza, al oeste limita con la alcaldía Azcapotzalco; al norte y al este con las localidades de Tultitlán, Coacalco y Ecatepec; (Instituto de ingeniería UNAM, 2020).

Igualmente, la región se encuentra en la división geográfica del Eje Neovolcánico, en la zona de Volcanes de Anáhuac. Del total de su extensión, el 81% está constituido por la llanura lacustre, mientras que un 15% está compuesto por la sierra que incluye volcanes de tipo escudo. La llanura lacustre salina abarca un 3% de la superficie, y la porción de terreno que corresponde a la llanura lacustre inundable y salina constituye solamente el 1%. (INEGI, 2010).

En este sitio a analizar se encuentra en la Colonia Gertrudis Sánchez 2da Sección, la colonia se ubica al sureste de la alcaldía Gustavo A. Madero, sus principales vialidades que la rodean son el Eje 4 Norte, el Eje 3 Oriente, la Avenida Gran Canal, por último, en su límite sur se encuentra la Avenida Henry Ford. La localidad cuenta con distintos servicios como 4 escuelas de las cuales 2 son oficiales, 2 plazas públicas, camellones, así como el Centro de Salud TII Gertrudis Sánchez.

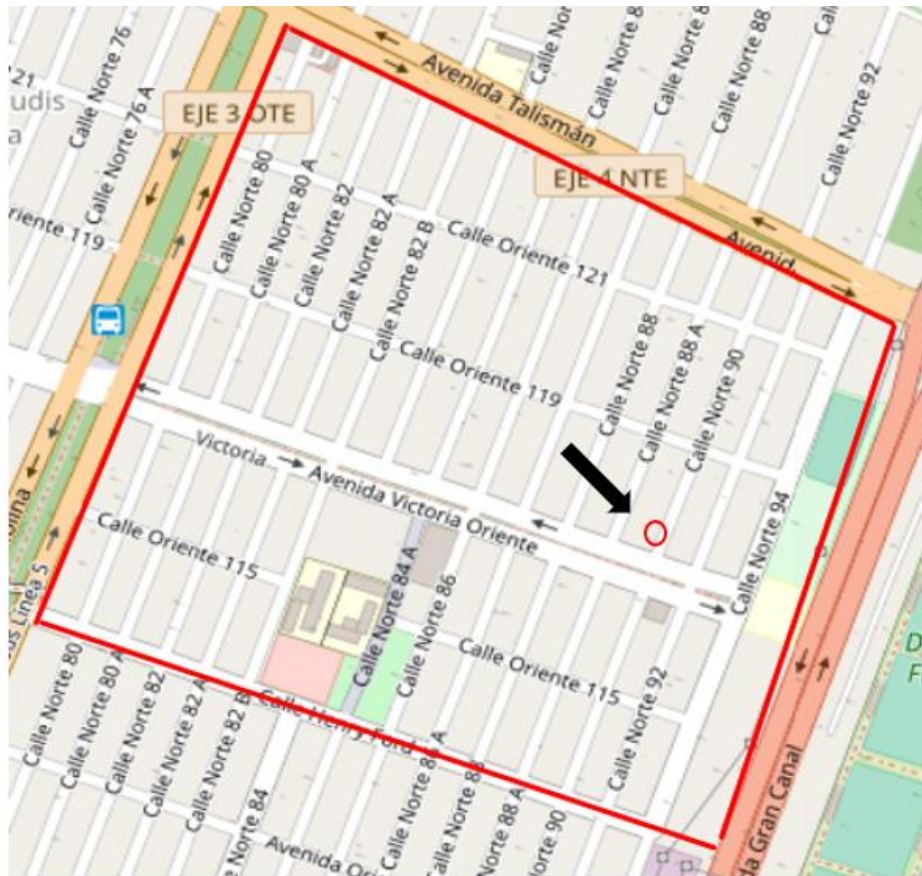


Ilustración 5. Ubicación del sitio del estudio, Mapa de la Colonia Gertrudis Sánchez 2da Sección, Google Maps, 2023.

Según estimaciones de Market Data México, en la Colonia Gertrudis Sánchez 2da Secc. viven alrededor de 7,720 personas en 2,060 unidades habitacionales; se contabilizan 1,829 personas por km² y la principal actividad que se desarrolla en esta colonia es el comercio minorista. Se proyecta que en la colonia hay alrededor de 2,000 personas empleadas adicionalmente, lo que aumenta la cifra total de habitantes y trabajadores a aproximadamente 10,000.



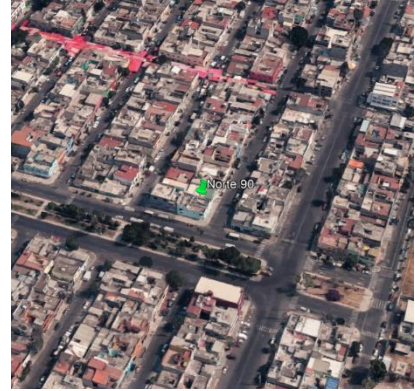
Ilustración 6. Fotografía aérea de la Colonia Gertrudis Sánchez 1ra Sección, La Antigua Gertrudis Sánchez, Facebook, 2023.

1.4 Información Preliminar del Predio

Determinar la ubicación exacta del predio en el mapa nos permite obtener datos relevantes sobre la configuración del terreno, como pendientes, elevaciones y desniveles aproximados, así como datos que influyen en aspectos como la determinación del tipo de suelo predominante, la cimentación, la demografía, el acceso a diferentes servicios, estudios solares, de viento, etc.

Las coordenadas pueden ayudar a determinar el área en la que se encuentra el predio y, por ende, identificar las restricciones aplicables, en este caso la entidad reguladora encargada de proporcionar información urbanística, zonificaciones o limitaciones de construcción sería la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda de la Ciudad de México (SEDUVI).

Aunque las coordenadas por sí solas proporcionan información básica sobre la ubicación de un predio, su integración con otros datos geográficos y contextuales permite obtener una visión más completa y precisa que resulta valiosa en el ámbito de la construcción.



Como se muestra en la Ilustración 7, haciendo uso de Google Earth el predio cuenta con las coordenadas geográficas:

Ilustración 7. Colocación de coordenadas en el predio, Google Earth, 2023.

-Long 19.465471° N

-Lat -99.097680° E

En la dirección Calle Norte 90 No. 4006, Gertrudis Sánchez II Sección

Información General

Cuenta Catastral: [REDACTED]

Dirección:

Calle y Número: NORTE 90 6004

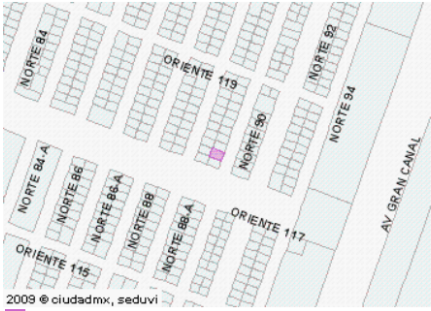
Colonia: GERTRUDIS SANCHEZ 2A SECC

Código Postal: 07839

Superficie del Predio: 150 m2

"VERSIÓN DE DIVULGACIÓN E INFORMACIÓN, NO PRODUCE EFECTOS JURÍDICOS". La consulta y difusión de esta información no constituye autorización, permiso o licencia sobre el uso de suelo. Para contar con un documento de carácter oficial es necesario solicitar a la autoridad competente, la expedición del Certificado correspondiente.

Ubicación del Predio



Este croquis puede no contener las últimas modificaciones al predio, producto de fusiones y/o subdivisiones llevadas a cabo por el propietario.

Zonificación

Uso del Suelo 1:	Niveles:	Altura:	% Área Libre	M2 min. Vivienda:	Densidad	Superficie Máxima de Construcción (Sujeta a restricciones*)	Número de Viviendas Permitidas
Habitacional con Comercio en Planta Baja <small>Ver Tabla de Uso</small>	3	-*	20	0	M(Una vivienda cada 50.0 m ² de terreno)	360	3

Ilustración 8. Obtención de datos de zonificación, Portal SEDUVI, 2023.

La parcela aparece en el sistema SEDUVI con un área de desplante de 150 m². El uso de suelo es permitido para uso habitacional con comercio en planta baja, 3 niveles de referencia, 20% de área libre, así como 360 m² de área máxima de construcción.

1.5 Levantamiento In situ

Mediante una visita física se determinó que el lugar cuenta con una bodega para albergar automóviles, con un nivel cubierto de una plancha de concreto de 10 cm de espesor aproximado, una pendiente promedio del 2% así como colindancias en sus extremos laterales y posteriores. La diferencia a nivel de banqueta es de 18 cm.

Se realizó una medición con cinta métrica y telemetro, dichos datos tuvieron un promedio de 4 mediciones, la media de las dimensiones arrojó:

- Distancia largo 14.745 m
- Distancia ancho 9.613 m
- Muro oeste, 18 cm espesor, 15 m de largo y 3.55 m de alto
- Muro este, 18 cm de espesor, 15 m de largo y 3.02 m de alto
- Muro norte, 18 cm espesor, 10 m de largo y 3.50 m de alto
- Muro sur, 18 cm espesor, 10 m de largo y 3.54 m de alto.
- 10 columnas perimetrales de 40 x 40 cm.

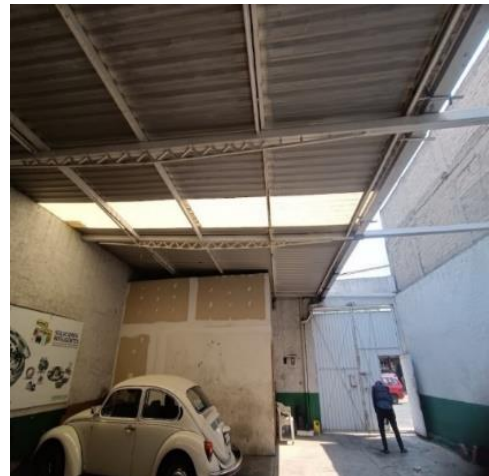


Ilustración 9. Interior del predio, Elaboración propia, 2023.

Esta información nos sirve de referencia para poder estimar un costo aproximado de los trabajos de demolición, y posteriormente establecer el proyecto topográfico.



2. Proyecto Arquitectónico

En esta etapa se dialogó con el dueño del predio para obtener un perfil más adecuado a sus necesidades. El proyecto arquitectónico nombrado “Norte 90” se basa en variables como el planteamiento de las necesidades, la investigación reglamental, el análisis de la información geográfica y otras limitantes existentes para poder tener una hipótesis de diseño que este en constante balance entre el presupuesto, expectativas y limitantes normativas.

Anteriormente el terreno servía como estacionamiento, pero el planteamiento principal ahora será un proyecto de departamentos ubicados a partir del segundo nivel, ya que el primer nivel seguirá sirviendo como un amplio estacionamiento.

En esta fase se establecen los cimientos para la funcionalidad, la estética y la adaptabilidad del edificio. Al definir primero los requisitos y el diseño arquitectónico, se puede lograr un diseño coherente y eficiente que cumpla con las necesidades del cliente y cumpla con las restricciones y normativas locales.

2.1 Uso de la Normatividad

Se resalta de igual manera la importancia de conocer a detalle las normas que deben aplicarse para esta parte del proyecto ejecutivo y también para los demás de cualquier género, se les debe dar un uso correcto para llevar a cabo cualquier tipo de trabajo profesional, y así promover un aprovechamiento óptimo de los recursos basados en la legislación vigente, con esto se reduce la posibilidad de entrar en desacuerdo o tener problemas con las autoridades de inspección antes, durante y después del proyecto.



Aunque es considerado como base el uso Normas Técnicas Complementarias para el Proyecto Arquitectónico, también existen otros tipos de normativas que el proyectista debe considerar, tales como:

La Ley de Vivienda

La función primordial de este documento consiste en establecer y regular la política nacional, los programas, los instrumentos y los apoyos necesarios para asegurar que todas las familias tengan acceso a una vivienda adecuada y digna. En términos de relevancia en el ámbito arquitectónico, el Título V referente al Suelo aborda aspectos vinculados a asentamientos humanos, cuestiones agrarias y ambientales, así como programas de desarrollo urbano. Por otro lado, el Título VI se enfoca en la Calidad y Sustentabilidad de la Vivienda, garantizando el cumplimiento de las directrices necesarias para proveer viviendas dignas a la población y promover la responsabilidad ambiental. Entre sus responsabilidades principales se encuentra la supervisión y el aseguramiento del cumplimiento de la normativa requerida para la ejecución de proyectos de vivienda.

Código de Edificación de Vivienda

Se trata de una serie de pautas y regulaciones que funcionan como un marco legal para el desarrollo de conjuntos habitacionales y aspectos vinculados con la vivienda. Este documento se utiliza como una herramienta general para la construcción de viviendas, y proporciona una visión actualizada del entorno urbano. Se extiende a múltiples acciones como la edificación, alteración, expansión, cuidado, reconstrucción y mejora de viviendas, tanto unifamiliares como multifamiliares, con una altura máxima de hasta 5 niveles, así como a las unidades habitacionales.



Guía del Uso Eficiente del Agua en Desarrollos Habitacionales

El propósito de este documento consiste en proporcionar orientación a constructores, diseñadores y propietarios de viviendas y conjuntos habitacionales acerca de la implementación de tecnologías innovadoras relacionadas con la eficiencia en el uso del recurso hídrico. Esta guía aborda diversos aspectos, tales como el abastecimiento y almacenamiento de agua, el mantenimiento de infraestructuras y sistemas, la utilización responsable, la gestión y el reciclaje del agua. Su objetivo primordial radica en fomentar la conciencia ambiental y fomentar prácticas constructivas y arquitectónicas sostenibles, lo que, a su vez, contribuirá a la preservación del entorno natural.

2.2 Objetivos y Diseños Conceptuales

Como se mencionó anteriormente el predio se encuentra parcialmente ocupado, ya hubo una construcción previa pero fue demolida, solamente se encuentran los muros perimetrales, columnas y una losa de desplante de 10 cm de grosor, en el momento de análisis el predio se emplea como un estacionamiento que puede albergar de 6 a 7 autos, mismos espacios que el dueño solicita que sigan permaneciendo, se está proponiendo la implementación de 3 a 4 departamentos repartidos en los niveles 2 y 3 del edificio, ya que el nivel 1 servirá como estacionamiento los requerimientos particulares son los siguientes:

- 1 acceso
- 2 pórticos
- 7 cajones vehiculares
- 4 vestíbulos
- 8 dormitorios
- 4 cocinas
- 4 comedores
- 4 cuartos de servicio
- 4 baños
- 2 terrazas roof garden

2.3 Presentación de Propuestas

Se han desarrollado tres propuestas de diseño de acuerdo a los requerimientos particulares, en el primer diseño que se ve a continuación (ilustración 11 y 12), se abordó un edificio de 4 niveles teniendo el estacionamiento requerido en la planta baja y 3 departamentos amplios, sin embargo, aunque cumplimos con el requerimiento de área libre el edificio sobrepasa el máximo valor de m^2 construidos, el número de niveles permitidos y el presupuesto.



Ilustración 10. Vista en perspectiva 3D del diseño conceptual 1, Elaboración propia, REVIT, 2023.

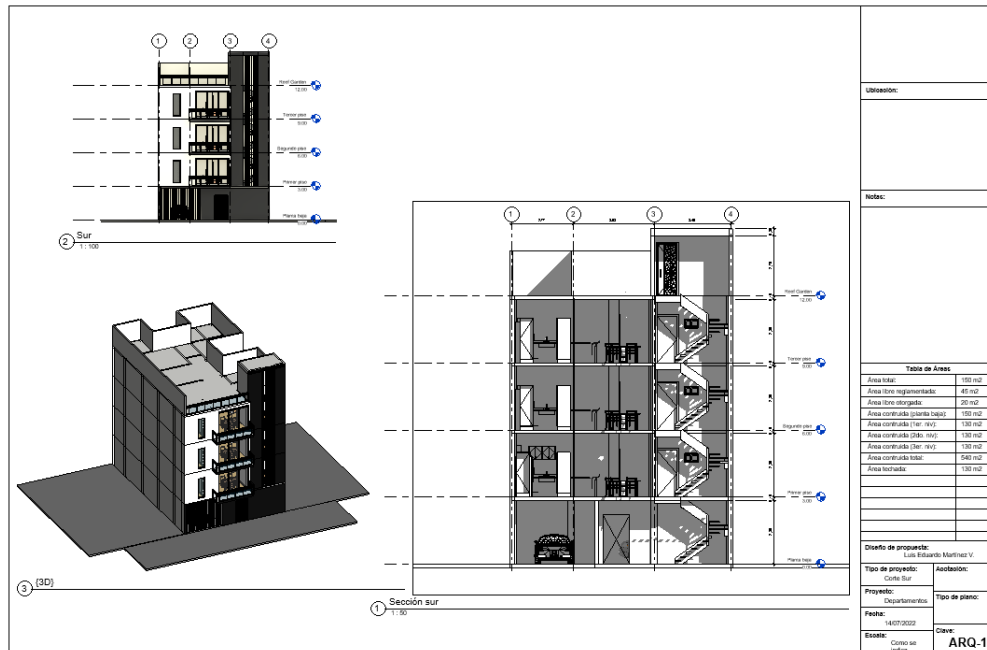


Ilustración 11. Plano de vista en cortes del diseño conceptual 1, Elaboración propia, REVIT, 2023.

En la segunda propuesta se han incluido igual 3 viviendas, pero en una repartición de tres niveles, lo resulta en la obtención de 2 viviendas pequeñas ubicadas en la parte frontal del edificio en el nivel 2 y 3, así como una tercera vivienda repartida entre los niveles 2 y 3. Sin embargo se está entrando en incumplimiento del apartado 1.1.2. Balcones de las NTC para Proyecto Arquitectónico, el cual estipula que solamente los volúmenes que sobresalen del edificio pueden ser destinados a balcones, en nuestro caso hemos destinado estos volúmenes como área interior habitable.

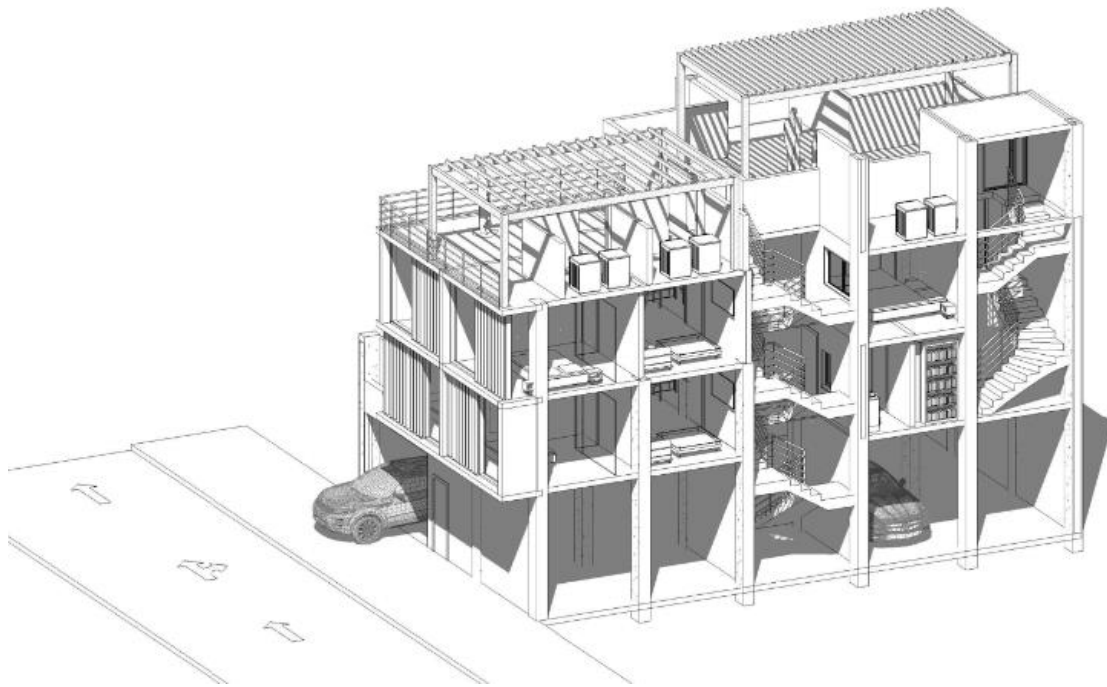


Ilustración 12. Vista en isométrico del diseño conceptual 2, Elaboración propia, REVIT, 2023.

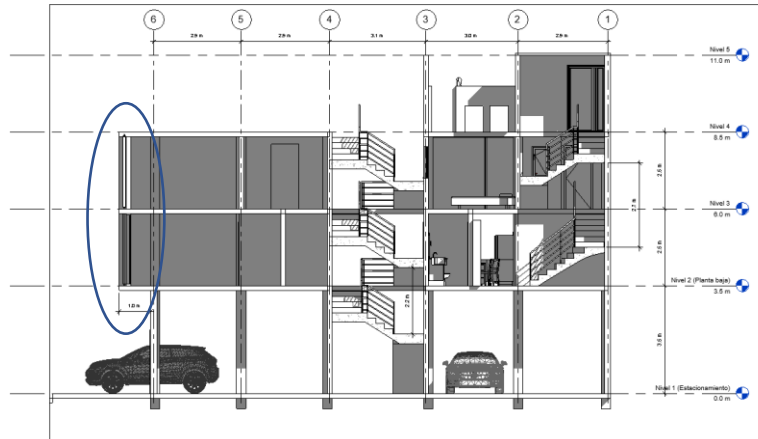


Ilustración 13. Vista de corte Este del diseño conceptual 2, Elaboración propia, REVIT, 2023.

En este trabajo se abordará la propuesta 3, este diseño cuenta con la inclusión de 4 departamentos repartidos entre el nivel 3 y 4, en este caso se respetó la norma sobre los volúmenes sobresalientes a 1m, así como los requerimientos del cliente de tener una cuarta vivienda extra.

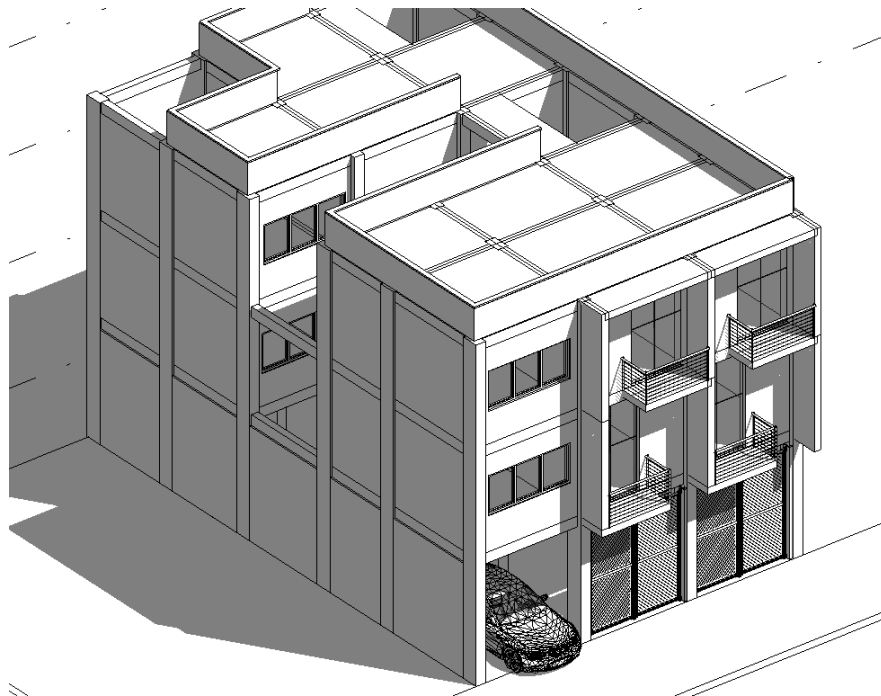


Ilustración 14. Vista isométrica 3D del diseño conceptual 3, Elaboración propia, REVIT, 2023.

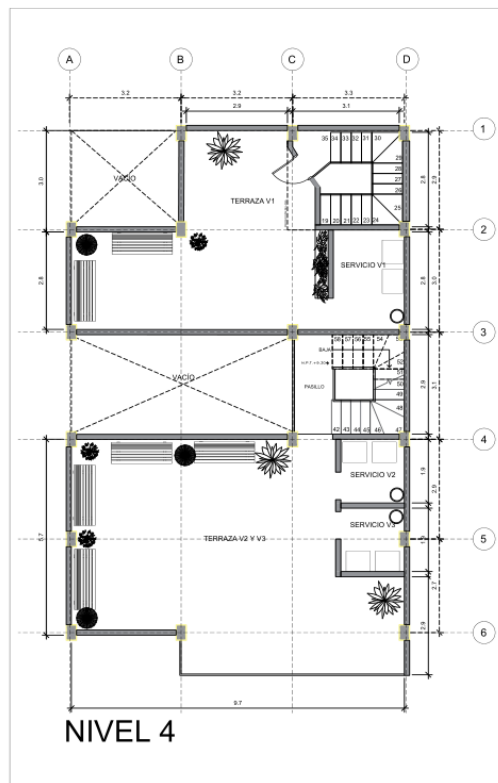
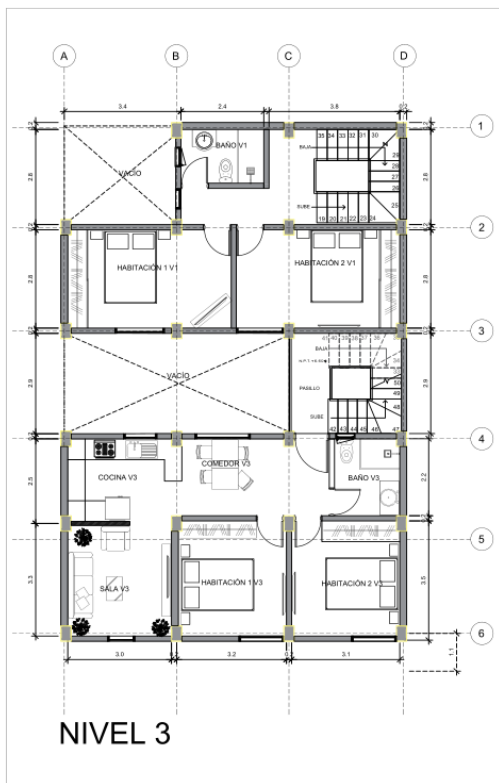
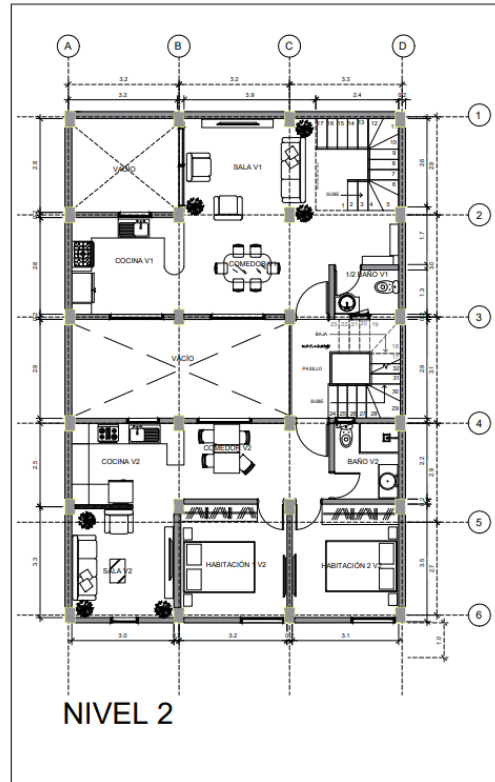
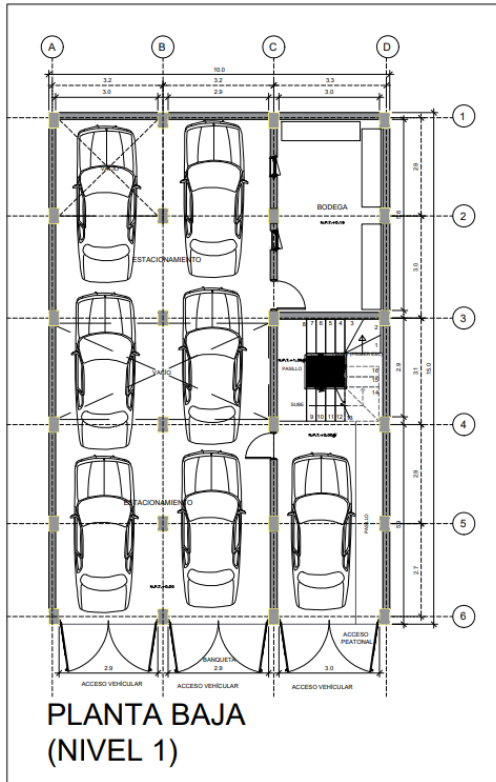
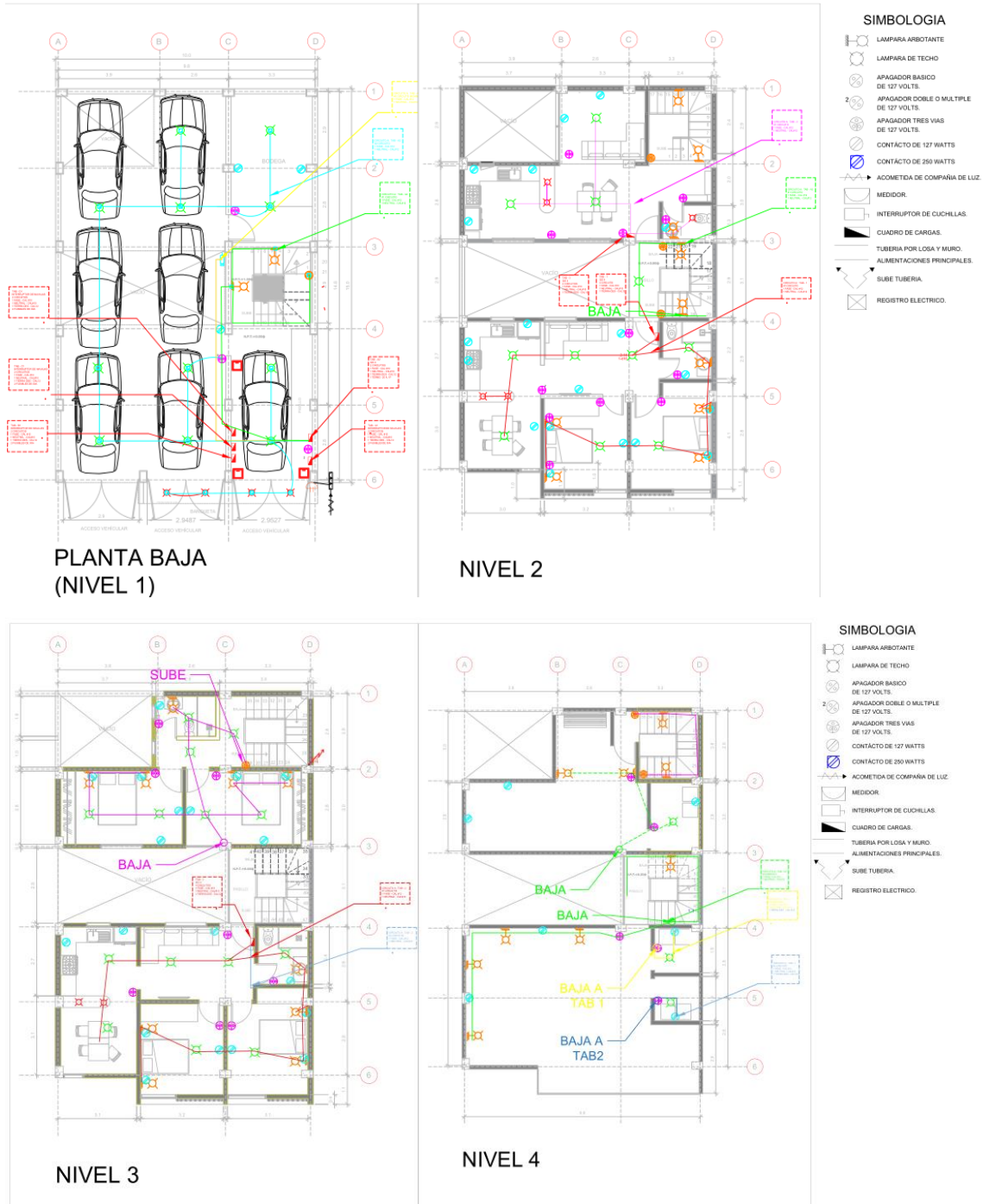


Ilustración 15. Planos de planta de propuesta 3, Elaboración propia, REVIT, 2023.

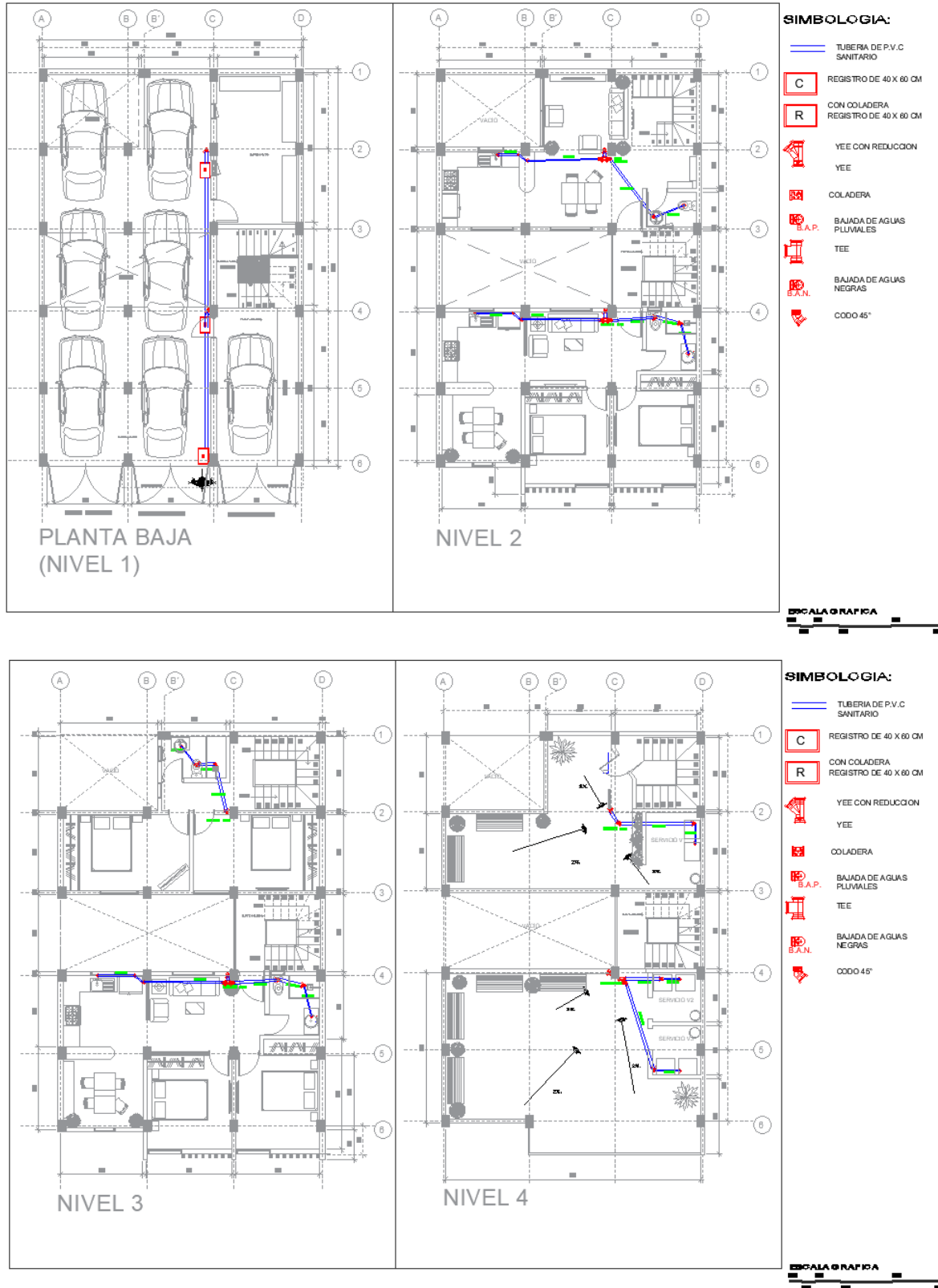
2.5 Otras Disciplinas

A continuación, se anexan los respectivos planos de instalaciones eléctricas y sanitarias.

2.5.1 Planos Eléctricos



2.5.2 Planos Sanitarios



2.5.3 Control de Alteraciones

Las perforaciones en elementos estructurales para el habilitado de las instalaciones son un tema importante en la construcción y diseño de edificios, ya se realizan para permitir el paso de tuberías, cables eléctricos, conductos de ventilación y otros elementos necesarios para el funcionamiento de las instalaciones en un edificio. Estas deben ser realizadas con cuidado y siguiendo los procedimientos adecuados, se requiere contar con la supervisión y la aprobación de ingenieros estructurales y otros profesionales competentes.

Es importante evaluar correctamente la carga que soportará el elemento después de la perforación y tomar las medidas necesarias para garantizar que no se comprometa su capacidad portante.

Además, es esencial cumplir con las normas y regulaciones locales relacionadas con la construcción ya que el reglamento de construcciones menciona en el Art. 145 que la aprobación del Director Responsable de Obra o, del Corresponsable en Seguridad Estructural, será necesaria para cualquier perforación o modificación de un componente estructural con el propósito de alojar conductos o cualquier otra instalación.



Ilustración 16. Perforación de elementos estructurales, Portal ARQ, 2023.

Las instalaciones, particularmente las de gas, agua y drenaje que crucen juntas constructivas estarán provistas de conexiones flexibles o de tramos flexibles (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

3. Estructuración del Proyecto

En esta etapa se pretende profundizar en las características estructurales, clasificarlas según las regulaciones vigentes, determinar el sistema estructural y estimar tentativamente la carga que soportará. Luego, se propondrá una cimentación con parámetros aproximados basados en datación local del suelo.

El Artículo 140 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que el diseño de las edificaciones debe contemplar una estructura eficiente capaz de resistir las acciones que puedan afectarla, prestando especial atención a los efectos sísmicos (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

Idealmente, se deberá incluir una estructura “regular” que cuente con los requisitos establecidos. Las edificaciones que no satisfagan los requisitos de seguridad serán proyectadas para resistir condiciones sísmicas de mayor intensidad. En muchas zonas del mundo con alta actividad sísmica, como Chile, Japón o Nepal, existen leyes y regulaciones de construcción antisísmica. En este tipo de obras, la infraestructura puede sufrir daños, pero se construye con el objetivo de no colapsar ante los movimientos intensos del suelo.

La ingeniería no busca evitar la percepción de los sismos ni mantener la estructura rígida. De hecho, si la estructura se mantuviera inmóvil e inflexible frente a los movimientos bruscos de la base, sería más probable que colapsara. Por lo tanto, el objetivo es que la estructura se adapte al movimiento para evitar daños y salvaguardar la seguridad de los ocupantes, evitando así un colapso total o parcial.



3.1 Reglamentos y Normas de Diseño

De aquí en adelante el trabajo tomará la mayoría de las disposiciones establecidas en las NTC para Diseño de Estructuras de Concreto, para Diseño por Sismo, así como las de Construcción de Cimentaciones.

Nos apoyaremos en ocasiones de otras normativas como el manual de ACI y el Manual de Diseño Sísmico de la CFE para temas muy específicos no abordados en las NTC, es muy importante no tomar a la ligera la mezcla de diferentes normativas, códigos o reglamentos.

Al mezclar normativas de construcción de diferentes lugares, se corre el riesgo de comprometer la seguridad estructural y la estabilidad del edificio, ya que estas están diseñadas para considerar factores específicos como las condiciones climáticas, la geología del área, los peligros naturales y las prácticas constructivas locales y al seguirlas adecuadamente se toma en cuenta cómo estos factores pueden afectar la estructura y se implementan medidas de seguridad apropiadas.

3.2 Definición de las Características Estructurales

Al momento de realizar una propuesta, es fundamental comprender las distintas clasificaciones de estructuras, ya que se basan en su importancia o relevancia en el ámbito público. Estas clasificaciones se determinan según el impacto que podría tener el colapso de una estructura con ciertas características, teniendo en cuenta la cantidad de personas que alberga, su importancia en el funcionamiento, así como la gobernanza de la sociedad durante un evento extraordinario.

De acuerdo al Artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004) las construcciones se clasifican en:

Grupo A: Las construcciones cuya eventual deficiencia en su estructura pudiera dar lugar a un considerable número de fatalidades humanas, o que presenten un riesgo sustancial debido a la presencia de sustancias de naturaleza tóxica o explosiva, así como las edificaciones cuyo correcto desempeño resulta crucial en escenarios de crisis urbanas, estas categorías se dividen en:

Subgrupo A1: Estructuras que demandan la sustentación de niveles superiores de resguardo:

- a) Construcciones que deben mantenerse operativas incluso después de un sismo de considerables proporciones como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).
- b) Edificaciones o almacenes cuya eventualidad de fallo podría acarrear un riesgo sustancial para la comunidad, en virtud de albergar volúmenes significativos de compuestos nocivos, inflamables o con capacidad explosiva.

Subgrupo A2: Construcciones cuya eventualidad de colapso conlleva las siguientes implicaciones:

- a) Un trascendente impacto en la sociedad, tales como estadios, recintos de asamblea, edificios religiosos, auditorios y análogos, capaces de albergar una concurrencia superior a 1000 individuos.
- b) Afectaciones en segmentos de la población vulnerable, como instituciones educativas de nivel preescolar, primario y secundario.
- c) La desaparición de valioso material de naturaleza histórica o cultural: museos, monumentos y edificaciones portadoras de documentos legales o registros públicos.

II. Grupo B: Construcciones convencionales destinadas a propósitos residenciales, oficinas, establecimientos comerciales, hospederías, y edificaciones comerciales e industriales excluidas del Conjunto Categoría A; estas se segmentan en:

Subgrupo B1:

- a) Construcciones situadas en las áreas I y II, que tienen una altura superior a los 30 metros o una superficie total construida de más de 6,000 metros cuadrados a las que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a cada

cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo e incluyen las áreas de anexos. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

b) Construcciones adyacentes a hospitales, aeropuertos o estaciones de transporte, como aparcamientos y restaurantes, además de edificios designados para la educación de nivel medio superior y superior. (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

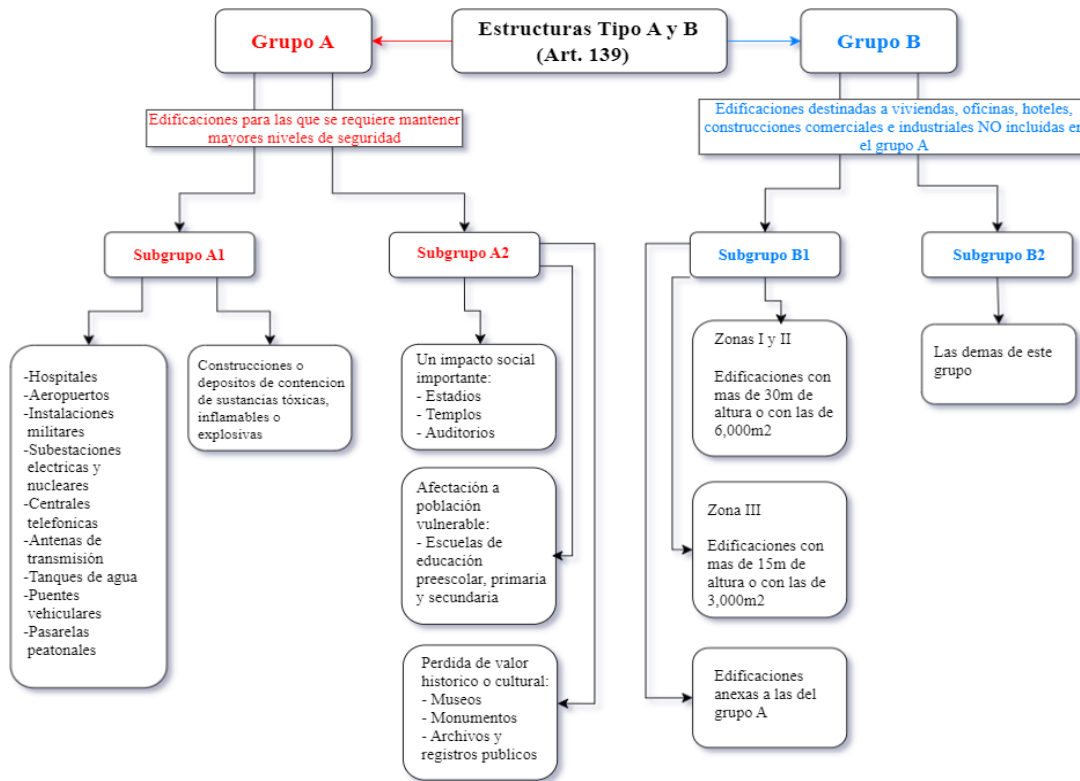


Ilustración 17. Mapa conceptual de la clasificación de las estructuras, Elaboración propia, 2023.

Comentarios

Como se ha descrito la gran mayoría de las estructuras de viviendas entrarían en el sub grupo B2, en este caso también lo será el proyecto lo cual es un dato inicial que no debemos pasar por alto.

3.3 Definición del Sistema Estructural

La selección del sistema adecuado permite asegurar que cualquier tipo de construcción cuente con la resistencia y rigidez suficiente para evitar su colapso, el uso de la simplicidad, la continuidad, la uniformidad dará paso al ingeniero a realizar un diseño regular y estable.

Un sistema estructural se define como la disposición de elementos internos en una estructura que, de manera aislada, tienen la capacidad de soportar una carga específica, y en conjunto aseguran la capacidad de resistencia y el comportamiento previsto para la estructura en cuestión, basándose en los materiales que se pretendan utilizar.

La estructura a analizar en el proyecto tenderá a comportarse como una estructura de piso débil, tendremos más rigidez en la parte de arriba y poca en las columnas del nivel 1, debido al estacionamiento. Lo que se busca es igualar las rigideces entre niveles, y de igual manera, establecer el tipo de sistema de entrepisos.

En este proyecto se plantea usar un sistema de marcos de concreto con losas nervadas en dos direcciones ya que los marcos pueden transmitir fuerzas normales para evitar desplazamientos lineales y angulares entre sus extremos, siempre y cuando las conexiones sean adecuadas y estén diseñadas para resistir estas fuerzas.



3.4 Análisis de Cargas Unitarias

Una de las tareas de mayor relevancia del diseñador implica la precisa identificación de la magnitud de las fuerzas que la estructura deberá resistir a lo largo de su período de funcionamiento, junto con la delimitación de su extensión de influencia. Asimismo, es esencial definir las conjunciones más desfavorables que son especificadas tanto por los preceptos normativos como por las regulaciones pertinentes.

En el proceso de evaluación de las fuerzas gravitatorias, se contempló la adecuación de las dimensiones de la estructura conforme a los distintos niveles de su composición vertical, además de ponderar la masa completa del edificio en su totalidad. En el transcurso del procedimiento de ajuste de las cargas debidas a la gravedad, se asignaron las áreas tributarias específicas a cada tablero. En este ámbito, las columnas y las losas tienen la función de sostener distintos tipos de cargas, como aquellas que provienen de las vigas, las losas y el peso propio, entre otros. Estos datos recolectados serán utilizados como información inicial para elaborar el diseño de la estructura.

3.4.1 Acciones Permanentes

De acuerdo con el artículo 160 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se definen como cargas permanentes los pesos de todos los componentes de la estructura, incluyendo revestimientos, y todos aquellos elementos que mantienen una posición permanente y cuyo peso no varía significativamente con el tiempo. (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

En el análisis de las cargas permanentes, se utilizarán las dimensiones exactas de los componentes constructivos junto con los pesos específicos de los materiales. Cuando resulte



menos favorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en situaciones de volteo, flotación, contrapeso y la succión causada por el viento, se emplearán los valores mínimos probables de los pesos unitarios. En otros contextos, se aplicarán los valores máximos probables. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Peso muerto de losas de concreto

Se debe aumentar el peso calculado de losas de concreto de peso normal en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) si son coladas en el lugar. Si se añade una capa de mortero de peso normal sobre una losa colada en el lugar o precolada, el peso calculado de dicha capa también se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2), resultando en un aumento total de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Si las losas y los morteros tienen pesos volumétricos diferentes al normal, estos valores cambiarán en proporción a los pesos volumétricos. Es importante señalar que estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta beneficie la estabilidad de la estructura (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

3.4.2 Acciones Variables

En el Artículo 161 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se consideran cargas vivas las fuerzas derivadas del uso de las edificaciones y que no son permanentes. A menos que haya una justificación razonable para usar otros valores, se usarán las cargas establecidas en las Normas (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).



Disposiciones generales

Según el Apartado 6.1.2. de las NTC Criterios para el Diseño Estructural (2017) establece que “la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:” (p.37).

- a) Carga viva máxima (W_m) Deberá usarse para el diseño estructural basado en fuerzas de gravedad, para el cálculo de asentamientos inmediatos en suelos y también para el diseño de cimientos frente a cargas gravitacionales. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

- b) Carga instantánea (W_a) Se empleará en el diseño ante cargas sísmicas y de viento, así como cuando se analicen distribuciones de carga que sean más desfavorables que una carga uniformemente distribuida sobre toda el área. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

- c) Carga media (W) Deberá utilizarse en el análisis de asentamientos graduales y en el cálculo de deformaciones graduales. Además, cuando el impacto de la carga en vivo beneficie la estabilidad de la estructura, como en situaciones de flotación, vuelco y succión debido al viento, su magnitud se considerará cero en toda el área. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Destino de piso o cubierta	W	W _s	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Tabla 1. Cargas Vivas Unitarias, NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural, Ciudad de México, 2023.

Es indispensable conocer que se considerara la carga viva se desplantara uniformemente repartida sobre la losa en unidades de kg/m^2 .

El Artículo 163 también señala que, durante la construcción, se deben tener en cuenta las cargas temporales (transitorias) en las edificaciones. Estas incluirán el peso de los materiales almacenados temporalmente, vehículos, equipos, vertido de concreto en niveles superiores que descansen en el nivel analizado y del personal necesario. El peso del personal no debe ser inferior a 150 kg/m^2 . También se considerará una carga concentrada de 150 kg en el punto más desfavorable. (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

3.4.3 Combinaciones y Factores de Carga

De acuerdo a las Normas Técnicas de Construcción (NTC) sobre Criterios y Procedimientos para el Diseño de la Seguridad de una estructura, se requiere evaluar su resistencia considerando la combinación de todas las fuerzas que podrían ocurrir simultáneamente con una probabilidad significativa. Esto se divide en cuatro categorías de combinaciones para establecer el factor de carga, F_c , de la siguiente manera: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017)

- a) Para las combinaciones de fuerzas clasificadas en el apartado 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables. Si se trata de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación serán 1.5 y 1.7, respectivamente, para cargas permanentes y variables.
- b) Para las combinaciones de fuerzas clasificadas en el apartado 2.3.b, se utilizará un factor de carga de 1.1 para evaluar los efectos de todas las fuerzas involucradas en la combinación.
- c) Si existen fuerzas internas que contribuyen favorablemente a la resistencia o estabilidad de la estructura, se considerará un factor de carga de 0.9. Además, la intensidad de esta acción se tomará como el valor mínimo probable, de acuerdo con la sección 2.2.
- d) En el análisis de los límites de servicio de la estructura, se utilizará en todos los casos un factor de carga de valor unitario.

Comentarios

A lo visto anteriormente podremos llegar a tres categorías de combinaciones con sus respectivos factores de carga que se emplean comúnmente como:

$$C_1 = 1.3 \Sigma AP + 1.5 \Sigma AV \text{ (Est. Grupo B)}$$

$$C_1 = 1.5 \Sigma AP + 1.7 \Sigma AV \text{ (Est. Grupo A)}$$

$$C_2 = 1.1 \Sigma AP + 1.1 \Sigma AV + 1.1 \Sigma AA$$

Donde:

AP = Acciones Permanentes

AV = Acciones Variables

AA = Acciones Accidentales

3.4.4 Materiales a Emplear

Al conocer los materiales que se van a utilizar, se puede distribuir correctamente las cargas entre los elementos estructurales. Esto ayuda a evitar sobrecargas en componentes específicos y garantiza una distribución equilibrada de las cargas en todo el edificio. A continuación, se da la lista de materiales y su peso volumétrico:

- Concreto reforzado 2400 kg/m³
- Impermeabilizante 10 kg/m²
- Mortero cemento arena 1800 kg/m³
- Plafón de yeso 32 kg/m²
- Piso cerámico 35 kg/m²
- Block hueco liso de concreto 180 kg/m²

3.4.5 Bajada de Cargas

Es necesario saber cuánto peso recibirá nuestro sistema de piso que posteriormente se transmite a las columnas hasta llegar a la cimentación. Como lo podemos notar en las siguientes tablas las cuales nos dan el peso que soporta cada elemento estructural:

Azotea de 15 cm			
Descripción		Peso	
1	Impermeabilizante 0.5 cm	10	Kg/m ²
2	2 cm de Mortero	42	Kg/m ²
3	Losa de 10 cm de espesor	240	Kg/m ²
4	1.5 cm de Aplanado	32	Kg/m ²
5	Instalaciones	5	Kg/m ²
6	Carga Adicional (5.1.2 NTC)	40	Kg/m ²
	Total Carga Muerta	369	Kg/m ²
	Carga Viva Habitacional (6.1.1 NTC)	190	Kg/m ²

Criterios y acciones para el diseño estructural

Criterios y acciones para el diseño estructural

Tabla 2. Estimación de Carga Viva y Carga Muerta en losa de azotea, elaboración propia, Excel, 2023.

Entrepiso 15 cm			
Descripción		Peso	
1	Loseta Cerámica	35	Kg/m ²
2	2 cm de Mortero	42	Kg/m ²
3	Losa de 10 cm de espesor	240	Kg/m ²
4	1.5 cm de aplanado	32	Kg/m ²
5	Instalaciones	5	Kg/m ²
6	Carga adicional (5.1.2 NTC)	40	Kg/m ²
	Total Carga Muerta	394	Kg/m ²
	Carga Viva Habitacional (6.1.1 NTC)	190	Kg/m ²

Criterios y acciones para el diseño estructural

Criterios y acciones para el diseño estructural

Tabla 3. Estimación de Carga Viva y Carga Muerta en losa de entrepiso, elaboración propia, Excel, 2023.

Muros 20 cm			
Descripción		Peso	
1	2 cm de mortero	42	Kg/m ²
2	Block hueco liso de concreto 15*20*40	180	Kg/m ²
1	Intalaciones	10	Kg/m ²
3	2 cm de Mortero (aplanado)	42	Kg/m ²
	Total Carga Muerta	274	Kg/m ²

Tabla 4. Estimación de Carga que ejerce un muro de mampostería, elaboración propia, Excel, 2023.

Cuando se trate de una carga específica sobre el tablero, debemos multiplicarla por el factor correspondiente a la tabla 3.3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Concreto, esto considera la carga lineal convertida en una carga uniforme.

Tabla 3.3.2 Factor para considerar cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1 / a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Tabla 5. Factores para estimar cargas lineales a equivalentes, NTC Diseño de Concreto, Secretaría de Obras y Servicios, 2017.

En este caso se colocarán 2 tinacos en un área de tablero de $2.5 \times 4 \text{ m} = 10 \text{ m}^2$

En caso de que los valores de relación a_1/a_2 estén entre estos parámetros habrá que hacer una interpolación para obtener el factor.

Áreas Tributarias

Una vez contando con las cargas uniformes y equivalentes en m^2 se procede a establecer la distribución de los tableros, cada uno de estos se dividirán a su vez en un sistema de áreas tributarias, que consiste en dividir cada tablero en 4 partes partiendo desde sus esquinas en un Angulo de 45° , una vez interceptados los vértices se delimitan las áreas tributarias. Aunque las normativas son ambiguas a la hora de estimar el método correcto de bajada de cargas, este ayuda al proyectista a conocer información relevante, como la carga que reciben los sistemas de entepiso, las vigas y posteriormente las columnas, con este método se puede estimar el peso aproximado de una estructura, valores importantes para un predimensionamiento de elementos estructurales.

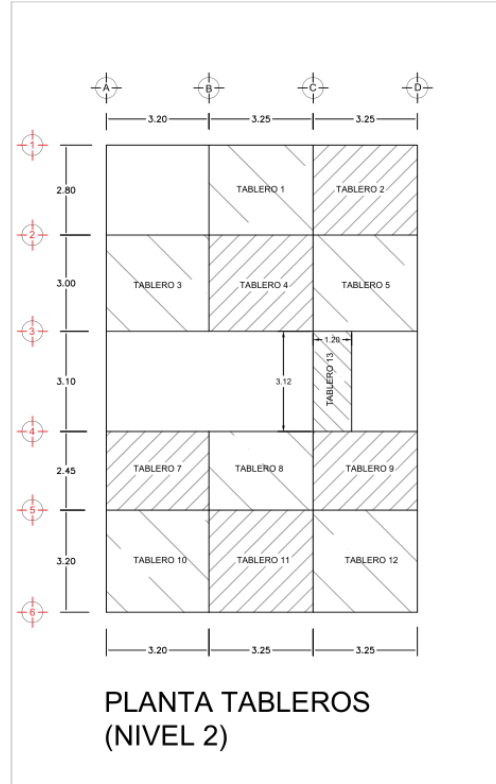
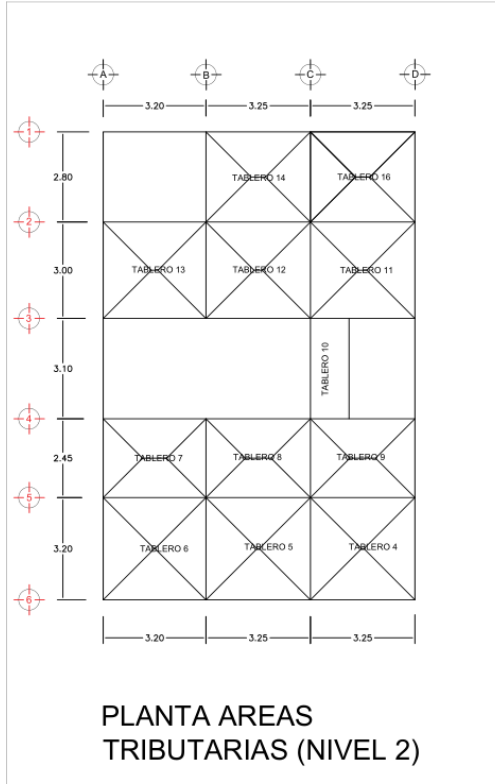


Ilustración 18. Obtención de áreas tributarias en los tableros, Elaboración propia, 2023.

PLANTAS DE TINACOS - CARGAS EN NIVELES						
Tablero	Longitud (m)	Trabaja en	AP del tablero Norma F (m ²)	AP del tablero Norma F (m ²)	Áreas Tributarias (m ²)	Carga total del tablero (1.3 AP + 1.5 AP) Kg/m ²
1	2.20	os Dirección	967.41	152.753	121	1277.631
2	3.00	os Dirección	546.49	710.44	150	860.437
3	2.80	os Dirección	369	479.70	150	623.700

PLANTAS DE AZOTES - CARGAS EN NIVELES						
Tablero	Longitud (m)	Trabaja en	AP del tablero Norma F (m ²)	AP del tablero Norma F (m ²)	Áreas Tributarias (m ²)	Carga total del tablero (1.3 AP + 1.5 AP) Kg/m ²
4	2.20	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
5	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
6	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
7	2.45	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
8	2.45	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
9	2.45	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
10	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
11	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
12	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
13	2.80	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
14	2.80	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700
15	3.00	os Dirección	369.00	479.70	190	764.700

PLANTAS DE TINACOS - CARGA EN VIGAS										
EJE	TRAMO	longitud	Vigas Convergentes	Cargas ejercidas por losas (Kg/m)	Predimensionamiento Peralte (m)	Predimensionamiento Base (m)	Redondear	Carga muerta de viga (Kg/m)	Carga muerta de muro (Kg/m)	Peso Total (kg)
TABLERO 1	C-D	2.20		774.262	0.220	0.30	0.0	48	0	1677.69
	C-D	2.20		774.262	0.220	0.10	0.20	48	0	1677.69
	C-D	2.20		774.262	0.420	0.210	0.40	192	0	1937.57

PLANTAS DE AZOTES - CARGA EN VIGAS										
EJE	TRAMO	longitud	Vigas Convergentes	Cargas ejercidas por losas (Kg/m)	Predimensionamiento Peralte (m)	Predimensionamiento Base (m)	Redondear	Carga muerta de viga (Kg/m)	Carga muerta de muro (Kg/m)	Peso Total (kg)
TABLERO 1	C-D	2.20		625.676	0.220	0.30	0.0	147	378	2511.95
	C-D	2.20		625.676	0.220	0.10	0.20	147	378	2511.95
	C-D	2.20		625.676	0.420	0.210	0.40	192	378	2969.58

Ilustración 19. Tablas de bajada de cargas, Elaboración propia, Excel, 2023.



Comentarios

Se llegó a la suma tentativa con una combinación de carga para estructuras de grupo B de $1.3 \Sigma AP + 1.5 \Sigma AV$ que nos arroja que el edificio pesa 662.87 Ton lo que significa que estaría repartidas entre 150 m^2 lo cual resulta en que la cimentación debe tener en promedio una resistencia de 4.4 Ton/m^2 .

3.5 Definición del Tipo de Cimentación

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establece en su Artículo 146 que toda construcción debe disponer de un sistema de soporte estructural que facilite el adecuado desplazamiento de las fuerzas originadas por las diversas acciones de diseño. Esto permitirá que dichas fuerzas se transmitan de manera continua y eficaz hasta la base, además de contar con una base que asegure la apropiada transferencia de estas fuerzas al suelo subyacente, considerando factores como hundimientos, elevaciones, fracturas en el terreno, cavidades subterráneas o pasajes de minas (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

3.5.1 Zonificación de la Ciudad de México

De acuerdo a las NTC para Diseño de Cimentaciones (2017) “la CDMX se divide en tres zonas con las siguientes características generales:” (pág. 13).

- a) Zona I. Lomas Área compuesta por rocas o suelos en su mayoría sólidos que se depositaron en lugares distintos al entorno lacustre. En este lugar, es posible hallar, en la superficie o entremezclados, depósitos arenosos en condiciones sueltas o relativamente suaves. Se observa con frecuencia la existencia de cavidades en las rocas, cuevas y pasadizos subterráneos cavados en el suelo para la extracción de arena, además de rellenos artificiales sin supervisión (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).
- b) Zona II. Transición Esta área corresponde a aquellos depósitos subterráneos que se sitúan a una profundidad de 20 metros o menos. Está mayormente formada por capas de arena y limo arenoso entrelazadas con estratos de arcilla lacustre. El grosor de estas capas de arcilla varía en un rango que abarca desde unos pocos centímetros hasta algunos metros. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).
- c) Zona III. Lacustre Esta zona abarca extensos depósitos de arcilla extremadamente propensa a la compresión, que están intercalados con estratos arenosos que contienen diferentes cantidades de limo o arcilla. Por lo general, estas capas arenosas presentan un grado de compactación moderado a muy alto y varían en espesor desde unos pocos centímetros hasta varios metros. Los depósitos del lago suelen estar cubiertos en la superficie por suelos aluviales, materiales deshidratados y llenados artificiales. El conjunto de estos elementos puede tener un grosor superior a 50 metros. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Tabla 2.3.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

<p>a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras</p> <p>Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos: Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40$ kPa (4 t/m²) Perímetro de la construcción: $P \leq 80$ m en las zonas I y II; o $P \leq 120$ m en la zona III Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m</p> <p>ZONA I</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas. <p>ZONA II</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalde del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas. <p>ZONA III</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalde del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.
<p>b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas</p> <p>Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características: Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²) Perímetro de la construcción: $P > 80$ m en las Zonas I y II; o $P > 120$ m en la Zona III Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m</p> <p>ZONA I</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio. <p>ZONA II</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalde del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada. 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Tabla 6. Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, NTC Diseño de Cimentaciones, Secretaría de Obras y Servicios, 2017.

Comentarios

Como se comentó anteriormente, por el momento no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos para estimar parámetros importantes, por ende, se proponen valores aproximados a la naturaleza de la ubicación, se mencionarán dichos valores en el apartado 3.5.5 de este documento “Dimensionamiento de la Losa de Cimentación”.

3.5.2 Estados Limite de Falla y Factores para Cimentaciones

Se comprobará si se cumple la siguiente desigualdad para cimentaciones poco profundas, teniendo en cuenta las diversas combinaciones de cargas verticales posibles.

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < r$$

Donde:

- $\Sigma Q F_c$ es la suma de las acciones incluido el factor de carga;
- “A” es el área de influencia;
- “r” es la capacidad de carga reducida de la cimentación (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Método analítico

Este método se usará únicamente en suelos que sean bastante uniformes. Considerando que en particular en las zonas I y II hay materiales cementados frágiles que podrían perder su cohesión antes de alcanzar la deformación necesaria para activar su resistencia por fricción, se tomará una aproximación conservadora. En este caso, se asumirá que los suelos son completamente cohesivos o completamente friccionantes, dependiendo del grado de deformación (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

γ : peso volumétrico

c_u : cohesión

B : ancho de la cimentación

p_v : presión vertical total

\bar{p}_v : presión vertical efectiva

N_c : coeficiente de capacidad de carga, calculado en:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B/L)$$

para $D_f / B < 2$ y $B/L < 1$;

Donde:

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación (m)

L: longitud del cimientto (m)

B: ancho de la cimentación (m)

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan, se consideraran iguales a 2 y a 1.

Factores de Carga y Resistencia

Los coeficientes de carga, representados por FC, que se utilizarán para calcular las fuerzas actuantes en el diseño de las bases, se encontrarán especificados en la sección 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño. Para situaciones donde se evalúan los límites de servicio, el coeficiente de carga será igual a uno para todas las fuerzas actuantes. Las fuerzas debidas al peso propio del suelo y la presión subterránea se considerarán con un coeficiente de carga igual a uno (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Los coeficientes de resistencia, FR, para evaluar la capacidad de carga de las cimentaciones, ya sea estimada analíticamente o mediante pruebas de campo, son los siguientes para todos los límites de fallo (Secretaría de Obras y Servicios, 2017):

a) $FR = 0.35$ para la capacidad de carga en zapatas de cualquier tipo en la Zona I, zapatas de colindancia con profundidad menor a 5 m en las Zonas II y III, y para pilotes y pilas apoyados en capas de fricción (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

b) $FR = 0.65$ para otros casos. Estos coeficientes se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

3.5.3 Suelos Puramente Friccionantes y Puramente Cohesivos

Los suelos puramente friccionantes son aquellos que proceden de la meteorización física de las rocas y que solo tienen resistencia por el rozamiento entre sus partículas. Los suelos puramente cohesivos son aquellos que proceden de la meteorización química de las rocas y que tienen resistencia por la atracción electrostática entre los minerales de arcilla y el agua. Los suelos cohesivos friccionantes son una combinación de ambos tipos de suelos y tienen resistencia tanto por la cohesión como por la fricción, aunque para efectos de las Normas Técnicas Complementarias este tipo de suelo no pueden ser empleados en los análisis.

Algunas diferencias entre estos tipos de suelos son:

Los suelos puramente friccionantes se clasifican según el tamaño de sus partículas (gravas, arenas, limos), mientras que los suelos puramente cohesivos se clasifican según el tipo de arcilla o limos.

Los suelos puramente friccionantes tienen una mayor permeabilidad que los suelos puramente cohesivos, lo que significa que el agua puede fluir más fácilmente a través de ellos.

Los suelos puramente friccionantes tienen un comportamiento más estable ante cambios en el contenido de humedad o en las cargas aplicadas, mientras que los suelos puramente cohesivos pueden experimentar cambios significativos en sus propiedades mecánicas debido a estos factores.

Los suelos puramente friccionantes se analizan mediante ensayos granulométricos, densidad relativa y ángulo de rozamiento interno, mientras que los suelos puramente cohesivos se analizan mediante ensayos de límites de Atterberg, índice de plasticidad y cohesión.

3.5.4 Tipos de Cimentación

Los tipos de cimentación más comunes son:

Cimentaciones superficiales

Corresponden a aquellas que se fundamentan en un plano horizontal en proximidad a la superficie del suelo, encargándose de distribuir la carga de la construcción. En esta categoría se incluyen las de tipo zapatas y las superficies planas conocidas como losas.

Cimentaciones profundas

Son aquellas que se apoyan en un plano vertical a gran profundidad y transmiten la carga del edificio o estructura a suelos profundos y competentes. Dentro de este tipo se encuentran las pilas y los pilotes.

Cimentaciones medias

Son aquellas que se apoyan en un plano inclinado entre la superficie y la profundidad del terreno y requieren excavación previa. Dentro de este tipo se encuentran los cajones de cimentación.

En la zona III de la Ciudad de México es más propensa a presentar un comportamiento dinámico complejo y pueden ocasionar hundimientos diferenciales y amplificación sísmica. Para esta clasificación de suelo, se aconseja la aplicación de sistemas de cimentación de mayor profundidad o de profundidad moderada, como pilotes o pilas, para que puedan transmitir las cargas del edificio a estratos más resistentes y profundos. Aunque para este ejercicio se supondrá una cimentación superficial, en específico una losa de cimentación.

La norma técnica N·PRY·CAR·8·01·002, titulada "Selección y Dimensionamiento Preliminar de Cimentaciones Superficiales", presenta una serie de opciones de cimentaciones superficiales basadas en las condiciones del terreno de soporte y otras características. Además, establece los criterios para realizar el dimensionamiento inicial de la cimentación seleccionada. Para este propósito, se deben considerar análisis de los estados límite de falla y servicio, tal como se detallan en las normas N·PRY·CAR·8·01·003 ("Determinación de la Capacidad de Carga Última del Suelo o Roca y Revisión del Estado Límite de Falla de Cimentaciones Superficiales") y N·PRY·CAR·8·01·004 "Determinación del Estado Límite de Servicio para Cimentaciones Superficiales" (Instituto Mexicano del Transporte, 2021).

3.5.5 Dimensionamiento de la Losa de Cimentación

En este punto se realizará la aplicación de la norma al edificio a tratar, proponiendo una losa de cimentación, los datos que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales conformados por arcilla arenosa color café, de consistencia dura, considerando conservadoramente una cohesión de 2.5 ton/m² con peso volumétrico de 1.5 ton/m³ se obtuvo la capacidad de carga admisible de diseño para un desplante a 1.00 m. El ancho será de 10 m (B), así como de largo de 15 m (L).

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v$$

En donde:

- r: Capacidad de carga (afectada por el factor de carga) de la cimentación en ton/m²
- C_u: Cohesión del material de apoyo, en ton/m²
- F_r: Factor de resistencia, adimensional
- P_v: Presión vertical efectiva
- N_c: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, dada:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25(1m/10m) + 0.25 (10m/15m)) = \mathbf{6.125}$$

Para D_f/B <2 y B/L <1



$$\text{Estático } r = [2.5 \text{ ton/m}^2] (6.125) (0.65) + 1 = 10.95 \text{ ton/m}^2 \text{ (con un } F_s = 1.5)$$

$$\text{Dinámico } r = [2.5 \text{ ton/m}^2] (6.125) (0.80) + 1 = 13.25 \text{ ton/m}^2 \text{ (con un } F_s = 1.25)$$

Con los resultados del problema anterior, se determina si satisface los estados límite de falla y de servicio en concordancia con el reglamento, tomando como referencia que la estructura transmite 4.5 ton/m^2 (datos obtenidos anteriormente), y para el estado límite de servicio utilice la fórmula de la elasticidad, sabiendo que el módulo de elasticidad es igual a 2000 ton/m^2 y la relación de Poisson es igual a 0.45.

Estado límite de falla en condiciones estáticas

Teniendo en cuenta la suma de cargas muertas y cargas vivas a un alto aforo, más el peso de la cimentación Estructura tipo B, afectado con un factor de 1.3 cargas muertas y 1.5 cargas vivas se deberá corroborar que el resultado satisfaga (menor a la resistencia del suelo).

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < r$$

donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales (ton).

F_c : factor de carga, igual 1.3 cargas muertas o permanentes y por 1.5 cargas vivas o cargas variables (En este caso ya se aplicó dicho factor, así que se multiplica x 1)

A: área de apoyo de la zapata de cimentación, en m

r: capacidad de carga afectada por el factor

$$(4.5 \text{ ton/m}^2) (1) < 10.95 \text{ ton/m}^2$$

$$(4.5 \text{ ton/m}^2) < 10.95 \text{ ton/m}^2$$

Mas peso de la cimentación

$$4.5 \times 1.1 = 4.95 \longrightarrow (4.95 \text{ ton/m}^2) < 10.95 \text{ ton/m}^2$$

Los coeficientes de carga, representados como FC, que se utilizarán en el proceso de diseño de las bases, estarán especificados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias que abordan los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Siguiendo esto, es esencial disponer de las cargas finales del proyecto, incluyendo las cargas permanentes y cambiantes. Además, será necesario realizar una revisión adicional considerando diversas combinaciones de acciones prescritas por las regulaciones (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Estado límite de falla en condiciones Dinámicas

Para evaluar el límite en el que se produce una falla bajo circunstancias dinámicas, se calcula teniendo en cuenta la suma de las cargas permanentes y las cargas temporales instantáneas, sumadas al peso propio de la base de la Estructura de Tipo A o B. Esta suma, influida por un factor de 1.1, debe ser verificada para asegurarse de que se cumple la siguiente desigualdad (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r$$

donde:

- $\sum Q$: suma de las acciones verticales (ton)

- F_c : factor de carga (1.1)

- A : área de influencia (m)

- r : capacidad de carga unitaria

$$(4.5 \text{ ton/m}^2) (f_c) < 13.25 \text{ ton/m}^2$$

$$(4.5 \text{ ton/m}^2) (1.1) < 13.25 \text{ ton/m}^2$$

$$4.5 \text{ ton/m}^2 \times 95\% = 4.28 \text{ ton/m}^2$$

Condiciones estáticas cargas en condiciones máximas o gravitacionales 100%

Condiciones dinámicas cargas en condiciones instantáneas o por sismo 95% de las cargas máximas

Condiciones del estado límite de servicio cargas en condiciones medias o por asentamiento 90% de las cargas máximas.

$$(4.28 \text{ ton/m}^2 \times 1.1) = 4.70 \text{ ton/m}^2 < 13.25 \text{ ton/m}^2$$

1.1 equivale al 10% del peso de la superestructura, y preliminarmente consideramos con este porcentaje el peso de la cimentación.

Los factores de carga, denotados como F_c , que se emplearán para diseñar cimentaciones, estarán establecidos en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias que abordan

Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones. Por tanto, es imperativo tener a disposición las cargas finales del proyecto, tanto permanentes como variables. Además, se requerirá realizar una revisión adicional para las diversas combinaciones de acciones estipuladas por las regulaciones vigentes (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

3.6 Uso de Software

En la actualidad, cada vez es más común tener acceso a sistemas de cálculo poderosos que pueden dimensionar y detallar estructuras de manera fácilmente comprensible. Estos programas a veces pueden dar la impresión engañosa de que todos los aspectos principales están resueltos. Sin embargo, es importante tener en cuenta que esta información proporcionada por los programas puede ser abrumadora y difícil de evaluar para alguien con poca experiencia en diseño estructural, lo que podría resultar en la omisión de algunos problemas conceptuales. Cabe destacar que cualquier modelo adoptado es simplemente una representación matemática de la estructura real, las cargas a las que está expuesta y los materiales que la componen, y es posible que esta idealización no refleje adecuadamente el fenómeno físico que se está estudiando.

3.6.1 Programa Etabs

ETABS significa Análisis tridimensional extendido de sistemas de construcción (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems), como su nombre lo indica, está desarrollado principalmente para edificios.

Las principales características que llaman la atención de los ingenieros estructurales para usarlo en edificios son las siguientes:



- Los comandos de dibujo los encuentros intuitivos (herramientas de dibujo similares a CAD) permiten la generación rápida de marcos de piso y elevación.
- Capacidad para importar dibujos CAD o usarlos como plantillas sobre las que se pueden superponer objetos ETABS.
- Las herramientas de modelado de pisos (como un concepto de piso similar en múltiples niveles) permiten una generación de modelos más rápida.
- El sistema de cuadrícula y nivel puede establecer la geometría del edificio con mayor facilidad.
- Los datos de ETABS se pueden ver y editar utilizando tablas acoplables en pantalla. Esto es beneficioso para definir un modelo a partir de hojas de cálculo.
- Se pueden generar planos esquemáticos de estructura, detalles y secciones transversales para cada elemento en particular.

Como cualquier otro software, tiene su propio conjunto de desventajas que van más allá del objetivo de este trabajo debido a que solamente se trabajará con elementos barra (vigas y columnas) y elementos placa (muros y losas).

4. Análisis Estructural

Es labor de un ingeniero lograr discernir entre diferentes métodos de análisis, cuando usar cada uno, en qué situación, sus potenciales beneficios y desventajas para la elaboración del proyecto. En términos generales, se estudiarán las construcciones de concreto utilizando enfoques que consideren su respuesta elástica. Además, es posible emplear técnicas de análisis de carga última, siempre y cuando se garantice que la estructura posee la adecuada capacidad de deformación y se prevengan posibles fallos tempranos debido a situaciones inestables. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

En las estructuras que presentan regularidad, es posible redistribuir los momentos de flexión que resultan del análisis elástico, respetando los principios de equilibrio en relación con fuerzas y momentos en vigas, puntos de unión y plataformas intermedias. Sin embargo, se establece que ningún valor absoluto de momento sufrirá una reducción superior al 20 por ciento en vigas y losas soportadas por vigas o muros, ni superará una disminución del 10 por ciento en losas planas y columnas.

Las normativas se refieren a diferentes métodos de análisis, clasificándose primordialmente como los primer y segundo orden, también determina cuando y en que situaciones usarlos, en este caso de estudio en cuestión utilizaremos los elásticos de primer orden, ya que es el más utilizado o empleado. El reglamento permite utilizar criterios de diseño distintos a los establecidos en las Normas, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente que los métodos de diseño garantizan niveles de seguridad iguales o superiores a los indicados en el propio Reglamento. Esta justificación debe presentarse antes de solicitar la aprobación de construcción o una licencia de construcción especial. (Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2004).

De acuerdo al ACI 318-19 (2019) “Los métodos de análisis permitidos comprenden:” (pág. 69)

- (a) El método simplificado
- (b) Análisis de primer orden.
- (c) Análisis elástico de segundo orden.
- (d) Análisis inelástico de segundo orden.
- (e) Análisis con elementos finitos.

4.1 Arreglo de Unidades

Al momento de emplear el programa, el orden de factores y acciones que llevará el profesional a cabo será de mucha importancia, ya que en cualquier etapa pueden surgir errores que fácilmente pueden solucionarse si se llevó a cabo una correcta metodología de diseño.

De conformidad con las normas técnicas complementarias se procede con el definimiento de las unidades en las que se basara el programa.

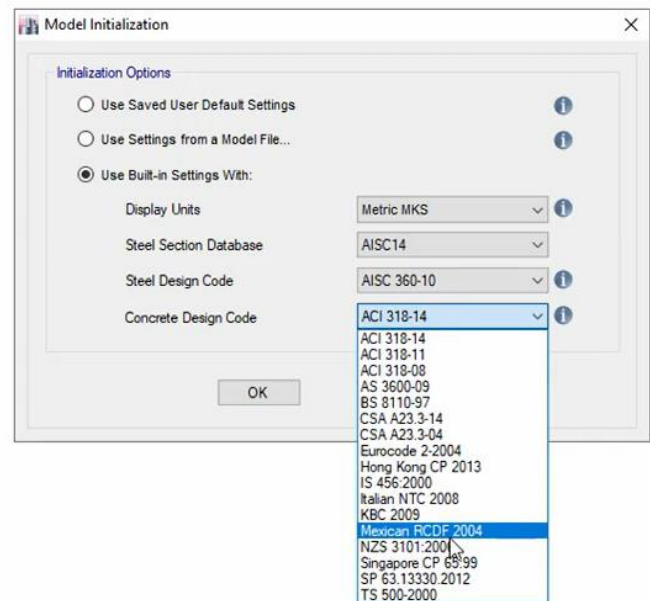


Ilustración 21. Menú de inicio del programa, elección de normativas, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.



Comentarios

Como se puede observar, el programa ofrece una gran variedad de configuraciones conforme las normativas antes mencionadas y, aunque el reglamento predeterminado sea del año 2004 se debe adaptar adaptar este con ciertas modificaciones manuales para que el software quede apegado a los estándares de las normas del 2017

Es indispensable conocer las modificaciones que se hicieron del reglamento del 2004 al 2017 para evitar cierto margen de error al dar de alta un material, unidad, factor, etc.

Se darán de alta las siguientes unidades:

Ton – m	Para revisar nuestros diagramas o elementos mecánicos
Kg – m	Para asignar cargas a nuestros elementos (barra y losa)
Kg – cm	Para agregar nuestros materiales de forma correcta dependiendo de la situación será cm^2

4.2 Métodos de Análisis

Los análisis elásticos de segundo orden incorporan la forma deformada de la estructura en las ecuaciones de equilibrio para evaluar los efectos $P\Delta$. Aunque se asume que la estructura permanece elástica, se consideran los impactos de fisuración y flujo plástico al introducir un factor de rigidez reducida EI . En contraste, el análisis elástico de primer orden satisface las ecuaciones de equilibrio utilizando la geometría original no deformada de la estructura y calcula los efectos $P\Delta$, intensificando los momentos en los extremos de la columna debido al desplazamiento lateral (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

El proceso de evaluación inelástica de segundo orden debe evidenciar su capacidad para pronosticar una capacidad resistente que se asemeje considerablemente a los desempeños exhibidos en pruebas representativas de estructuras de concreto reforzado caracterizadas por su indeterminación estática.

En el análisis inelástico mediante el uso de elementos finitos, no es apropiado aplicar el principio de superposición lineal. Para obtener la respuesta inelástica final de un componente, como en el caso de determinar la carga última, no es preciso analizar primero los efectos de las cargas de servicio y luego combinar linealmente los resultados mediante factores de carga. En su lugar, es necesario llevar a cabo un análisis inelástico separado para cada combinación de carga amplificada. (American Concrete Institute, 2019).

Comentarios

Para entender la diferencia entre los diferentes tipos de análisis, se hará una demostración con el programa MASTAN para entender la linealidad y la no linealidad, con este ejercicio de prueba, para observar la diferencia entre un análisis de primer orden y uno de segundo orden en un marco de acero.

A continuación, se explicará con un ejercicio de un marco simple el uso de este software de una forma breve.

Se modelará un pequeño marco con 3 m de altura y 7 m de claro, con perfiles metálicos de 30 cm de peralte y un módulo de elasticidad $e = 2000000$ y una fluencia de 3515.

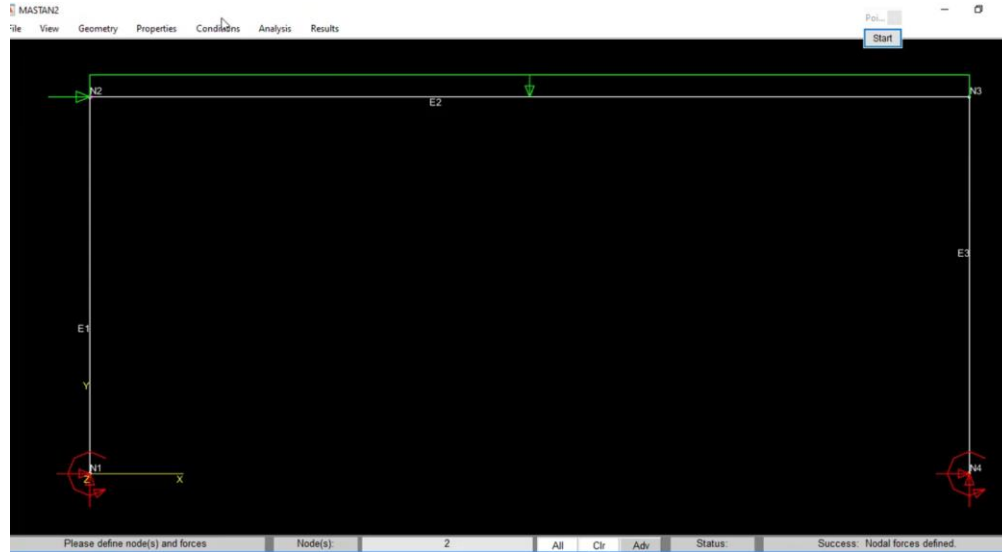


Ilustración 21. Modelado del marco simplemente apoyado, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

Se agregará una carga de 500 kg y se determinará que tipo de análisis se desea, como se mencionó anteriormente, el análisis que más nos interesa es el de primer orden por tal motivo es el que analizaremos primero.

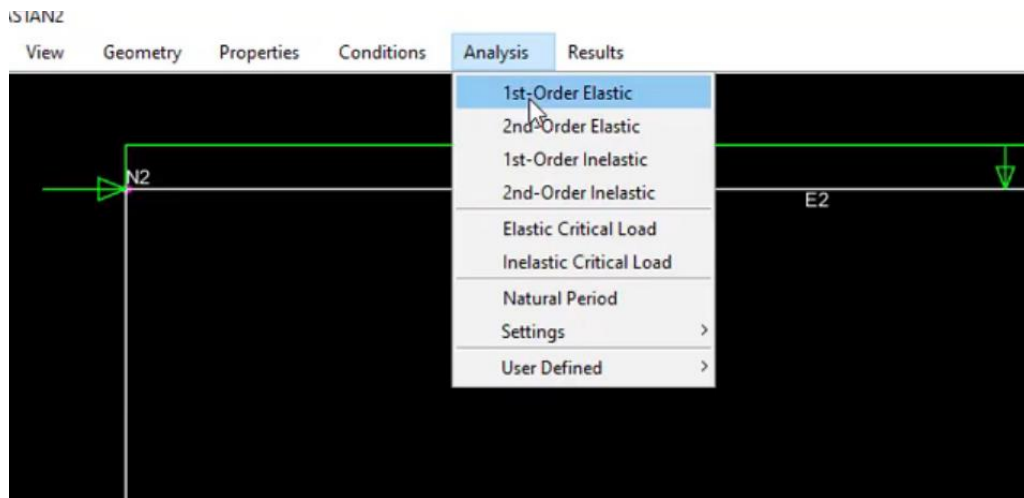


Ilustración 22. Pestaña de análisis, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

Se generan las gráficas de esfuerzo deformación donde el eje x es el desplazamiento y el eje y es la carga aplicada, esperando que en la primera grafica establezca un comportamiento elástico lineal.

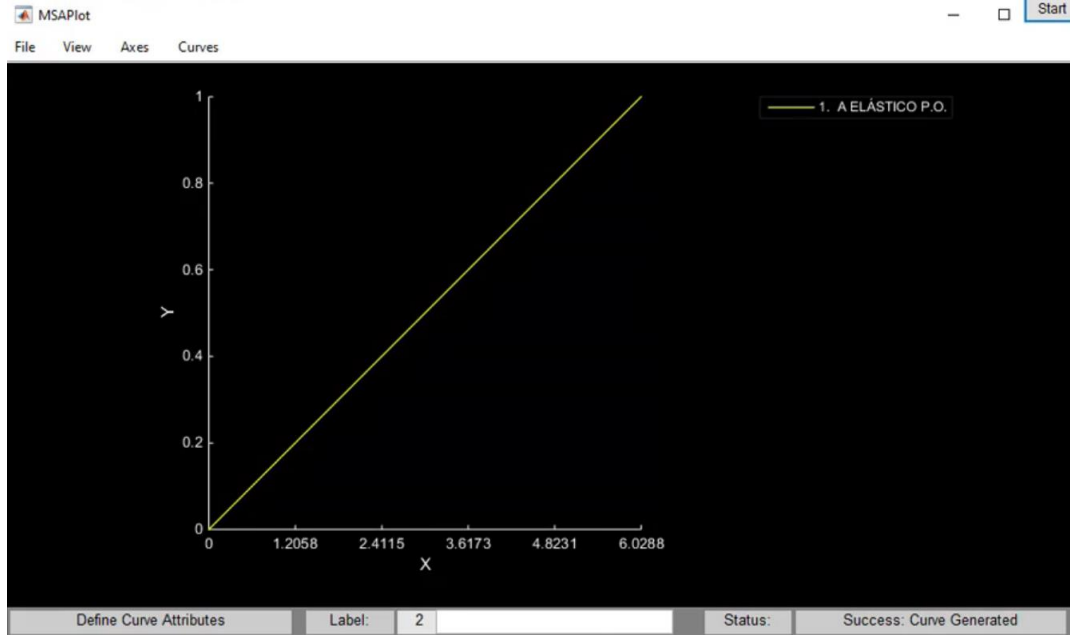


Ilustración 23. Grafica de análisis elástico de primer orden, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

En la gráfica siguiente se está viendo la influencia de la acción horizontal actuando sobre la estructura, haciéndose no lineal el comportamiento.

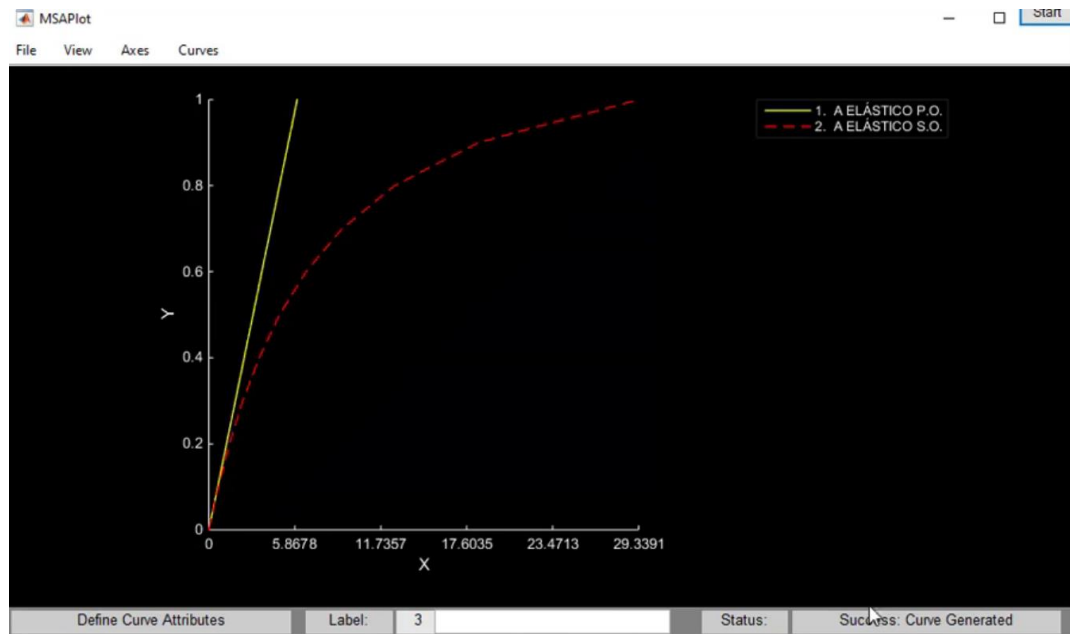


Ilustración 24. Grafica de análisis elástico de segundo orden, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

A partir de la siguiente ilustración, se están considerando los comportamientos elastoplásticos, donde nos dice que la gráfica llega al punto de fluencia, en donde la deformación se hace inminente.

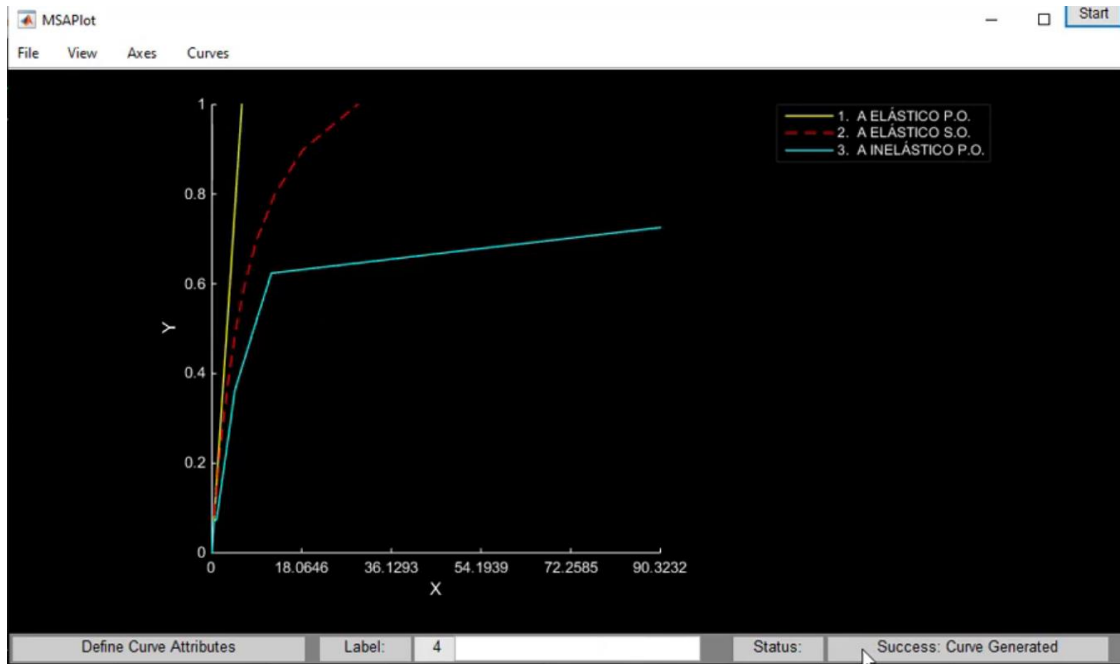


Ilustración 25. Gráfica de análisis inelástico de primer orden, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

Como se contempla en la siguiente gráfica, se observa la no linealidad y los efectos de segundo orden en la estructura, es la diferencia entre hacer un análisis lo más cercano a la realidad con un análisis de primer orden. Esta es la diferencia entre realizar modelos apegados a la realidad y modelos de primer orden.

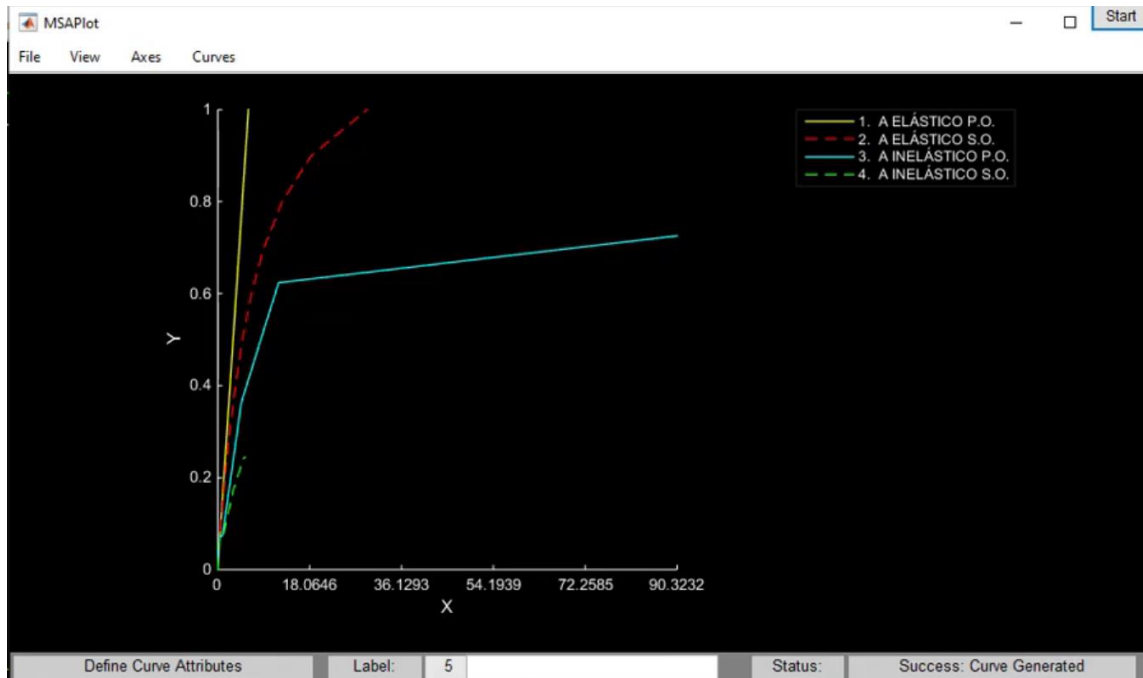


Ilustración 26. Gráfica de análisis inelástico de segundo orden, Elaboración propia, MASTAN, 2023.

A modo de conclusión podemos observar en la gráfica anterior que el marco falla al 25% de su capacidad en un análisis no lineal, mientras que en un análisis lineal el marco se estima con una capacidad del 100%, esto nos lleva a deducir que el análisis de primer orden se centra en cargas estáticas y pequeñas deformaciones lineales, mientras que el análisis de segundo orden tiene en cuenta la no linealidad geométrica y las grandes deformaciones inducidas por las cargas iniciales y externas. El análisis de segundo orden es más preciso para estructuras más flexibles y esbeltas, mientras que el análisis de primer orden es apropiado para estructuras rígidas y cargas que generan pequeñas deformaciones.

Este software se puede emplear a manera de comprobación para revisar resultados que el ingeniero no pueda llegar a confiar en determinados cálculos o programas.

Importancia de la reducción de momentos de inercia

En las NTC de diseño de Concreto (2017) apartado 3.2.1 se establece que, al utilizar enfoques de análisis lineal, se considerará el impacto del agrietamiento al calcular las rigideces de los componentes estructurales. Este criterio se considerará satisfecho si se calculan las rigideces de los elementos empleando el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y los momentos de inercia indicados en la tabla siguiente (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Momentos de inercia para cálculo de rigideces

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados ¹	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

Tabla 7. Momentos de inercia para cálculo de rigideces, NTC Diseño de Estructuras de Concreto, Ciudad de México, 2017.

La importancia de la tabla anterior implica cubrir a estructura de posibles daños colaterales no estimados por el ingeniero.

4.3 Concreto

4.3.1 Resistencia del Concreto

Conforme al apartado 2.1 de las Normas Técnicas de Construcción (NTC), el concreto de resistencia normal destinado a fines estructurales se divide en dos categorías: clase 1, que presenta un peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 t/m³, y clase 2, con un peso volumétrico en estado fresco que oscila entre 1.9 y 2.2 t/m³ (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

De acuerdo con el artículo 139 del Reglamento de Construcciones, se establece que para obras clasificadas en los grupos A o B1, se empleará concreto de clase 1. Asimismo, en aquellos casos especificados en las Normas, se utilizará también este tipo de concreto. El concreto clase 2, por su parte, podrá emplearse en estructuras de menor envergadura, con luces no mayores a 5 metros y alturas de no más de dos niveles.

En la categoría de concretos clase 1, se estipula una resistencia especificada, f_c' , igual o superior a 250 kg/cm². En el caso de los concretos clase 2, su resistencia especificada no deberá ser menor a 200 kg/cm². Es importante destacar que, en ambas categorías, se requiere verificar que el nivel de resistencia del concreto estructural en toda construcción cumpla con los valores de resistencia especificados. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

A continuación, se añadirá un diagrama con el objetivo de resumir la normatividad antes vista.

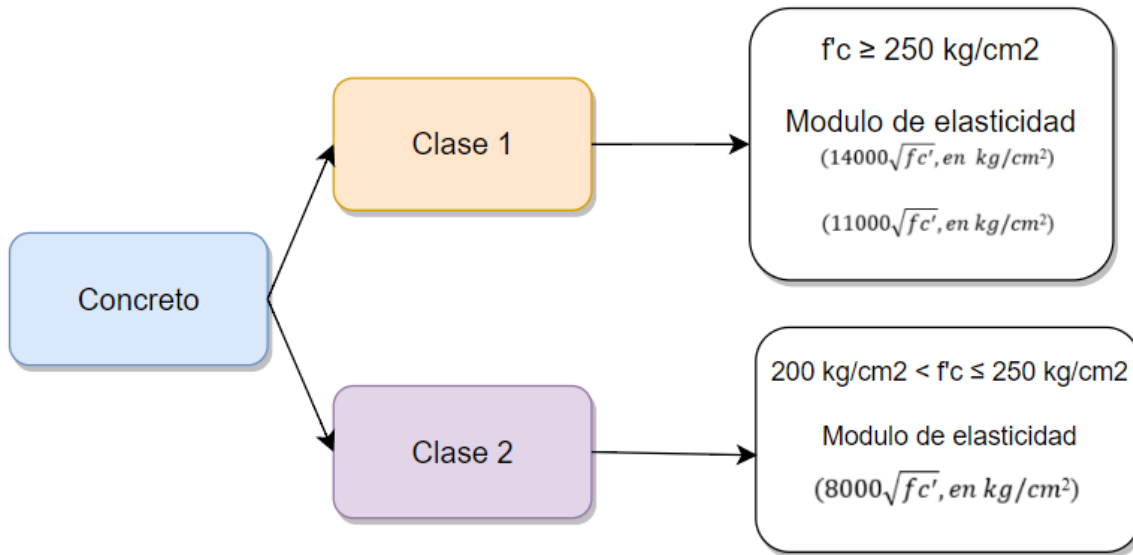


Ilustración 27. Clasificación del concreto, Elaboración propia, 2023.

En el apartado 4.1 de las normas técnicas complementarias nos menciona que las directrices establecidas en las secciones 4.3, 4.4 y 4.9 se fundamentan en la suposición de que se está utilizando concreto elaborado con cemento portland convencional. Es posible considerar la utilización de otros tipos de cemento portland, como los resistentes a los sulfatos o aquellos de baja reactividad álcali-agregado. También se pueden emplear cementos combinados, como el cemento portland puzolánico o el cemento portland con escoria granulada de alto horno. No obstante, se debe llevar a cabo una evaluación de estos tipos de cemento para determinar los niveles de rendimiento que sean equivalentes a los alcanzados por los concretos elaborados con cemento portland convencional. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Puede ser resumida de la siguiente manera:

- a) A1 y A2: En áreas generalmente seguras, como la mayoría de los espacios interiores de edificios o zonas similares a lugares alejados de las costas, seguir las sugerencias para aplicar un revestimiento adecuado conducirá a un desempeño satisfactorio.
- b) B1: Para lugares con condiciones moderadamente desafiantes, como áreas que se asemejan a las zonas costeras con vientos agresivos comunes, es beneficioso emplear una combinación adecuada de calidad de concreto y recubrimiento como protección adecuada.
- c) B2: En lugares hostiles, como los ubicados a una distancia de 100 a 500 metros de la costa, el planificador debe considerar cuidadosamente las circunstancias específicas del sitio para determinar la categoría de exposición adecuada.
- d) C: Las recomendaciones concernientes a la calidad del concreto y los recubrimientos se aplican a entornos más hostiles (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Elementos que caen bajo las categorías de exposición A1 o A2 deberán ser sometidos a un proceso continuo de curado a temperatura y presión ambiental durante un mínimo de tres días desde su vertido inicial.

El concreto presente en dichos elementos deberá tener una resistencia a la compresión especificada, f'_c , de al menos 200 kg/cm² (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Concretos de exposición B1, B2 y C

Elementos que se encuentren en las categorías de exposición B1, B2 o C serán sometidos a un proceso ininterrumpido de curado en condiciones ambientales de temperatura y presión durante un período mínimo de siete días a partir de su vertido inicial. La resistencia a la compresión especificada, f^c , del concreto presente en estos elementos no deberá ser inferior a:

- a) 200 kg/cm² para la categoría B1.
- b) 250 kg/cm² para la categoría B2.
- c) 500 kg/cm² para la categoría C.

4.3.2 Recubrimiento del Concreto

La cobertura de las barras de refuerzo se igualará o excederá su diámetro, y no será inferior a los siguientes valores prescritos:

En columnas y vigas, se determina en 2 cm; en losas, se fija en 1.5 cm; y en estructuras con forma de cascarón, se establece en 1 cm. Cuando las barras estén agrupadas, el espacio entre ellas debe ser al menos 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa en el conjunto.

Al verter y compactar el concreto en cimbras, en vigas, trabes y contratraves, la cobertura no será menor a los valores indicados en la tabla 4.9.1, dependiendo de la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En el caso de losas, muros y elementos prefabricados, la cobertura no será inferior al 0.75 de los valores de la tabla 4.9.1 correspondientes, y en ningún caso menor al 0.5 de estos valores para estructuras en forma de cascarón. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Tabla 4.9.1 Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)							
	15 (150) ⁽¹⁾	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
Recubrimiento mínimo requerido (mm)								
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾

Tabla 8. Recubrimiento libre mínimo, NTC Diseño de Estructuras de Concreto, Ciudad de México, 2017.

A continuación, se añadirá un diagrama con el objetivo de resumir la normatividad antes vista.

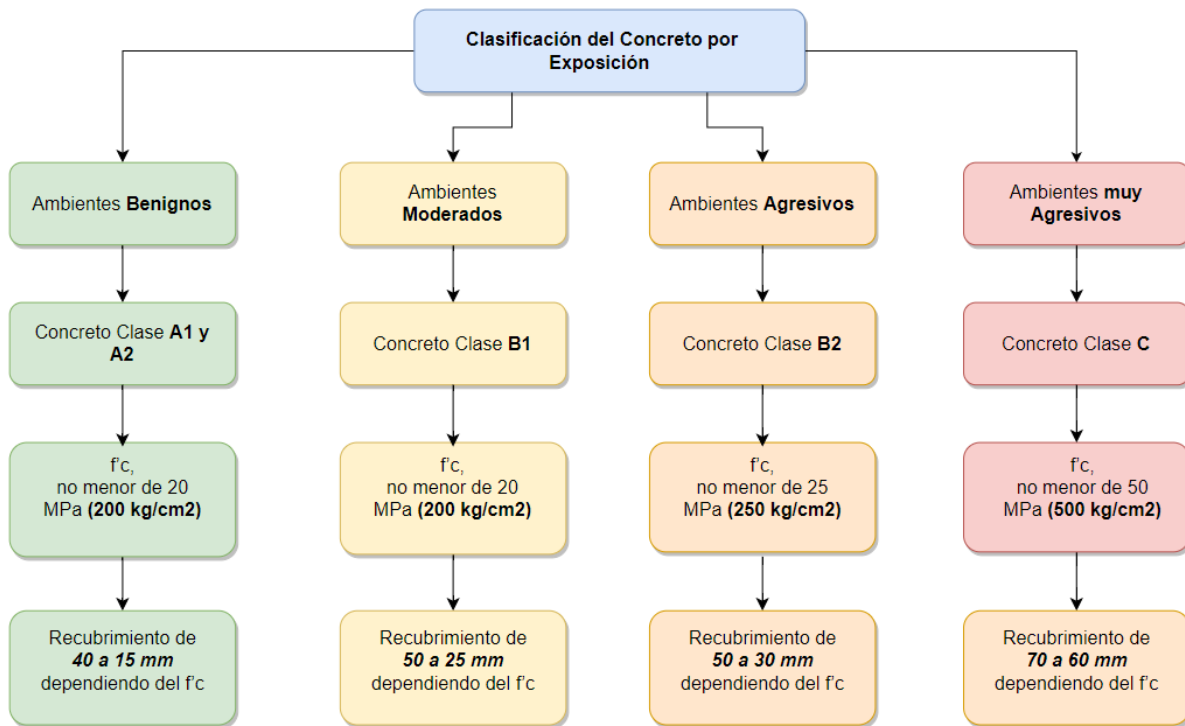


Ilustración 28. Clasificación del concreto por su nivel de exposición, Elaboración propia, 2023.

La comprensión de las características de cada material, establecida según las suposiciones de las normativas ayuda al usuario a tener un correcto criterio al momento de dar de alta cada tipo de material, es imprescindible conocer el software a detalle, debido a que los resultados arrojados dependerán del criterio del usuario y sus parámetros, no del programa.

General Data

- Material Name: → Definir las nomenclaturas de cada material ejemplo $f'c$ 280
- Material Type: → Material Type = Concrete
- Directional Symmetry Type: → El concreto es Isotrópico, continuo, homogéneo lineal
- Material Display Color: Change...
- Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

- Specify Weight Density Specify Mass Density
- Weight per Unit Volume: tonf/m³ → Típicamente el peso vol. Del concreto = 2.4 Ton/m³
- Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴ → La masa volumétrica es el resultado de 2.4/9.81 (aceleración de la gravedad)

Mechanical Property Data

- Modulus of Elasticity, E: tonf/m² → Modulo de elasticidad (abordado en los diagramas anteriores)
- Poisson's Ratio, U: → Modulo de Poisson 0.2 es aceptado por las hipótesis
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C → Es una constante térmica válida
- Shear Modulus, G: tonf/m² → El módulo a cortante se calcula automáticamente $G = E / (2 + (1 + U))$

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

- Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
- User Specified

OK Cancel

Ilustración 29. Introducción de parámetros del material, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

4.4 Mampostería

La mampostería exhibe un comportamiento mecánico no isotrópico, siendo su respuesta ante fuerzas dependiente de la dirección de la carga aplicada. Esta especificación reconoce que la resistencia al corte de los muros construidos con este material presenta una menor rigidez lateral en comparación con el valor predicho por el módulo de corte derivado del módulo de elasticidad, tal como prevé la teoría elástica lineal al considerar un material homogéneo. Los ensayos deben llevarse a cabo de acuerdo con las directrices establecidas en la Norma Mexicana NMX-C-464-ONNCE. Para caracterizar la resistencia de las unidades de un fabricante y de un mismo tipo de mortero, se requiere realizar nueve series de pruebas, provenientes de tres lotes de producción equivalente. Asimismo, es necesario documentar las propiedades del mortero utilizado (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

4.4.1 Mampostería Tipo I y Tipo II

Según las NTC para Diseño de Estructuras de Mampostería establece en el contexto de estas normas técnicas, una estructura construida con mampostería se categorizará como una estructura de Tipo I cuando cumpla simultáneamente con las siguientes condiciones:

- a) La superficie edificada no excede los 250 m².
- b) Consta de hasta dos niveles, incluyendo niveles destinados a estacionamiento.
- c) La naturaleza de la estructura pertenece a los siguientes tipos: vivienda unifamiliar o multifamiliar, servicios, industria, infraestructura, o actividades agrícolas, pecuarias y forestales.

- d) En caso de ser de tipo residencial multifamiliar, el predio no deberá albergar más de diez viviendas, contando las ya existentes.
- e) Las estructuras del grupo A, de acuerdo con la clasificación de las estructuras en las NTC para el Diseño Sísmico, no están autorizadas para ser clasificadas como Tipo I (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Resistencia para construcciones Tipo I

Para emplear los valores de resistencia de diseño f'_m proporcionados en la tabla 0.4, es necesario satisfacer las condiciones especificadas en los incisos a), b) y c) de la Categoría de mampostería correspondiente.

Tabla 0.4 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta

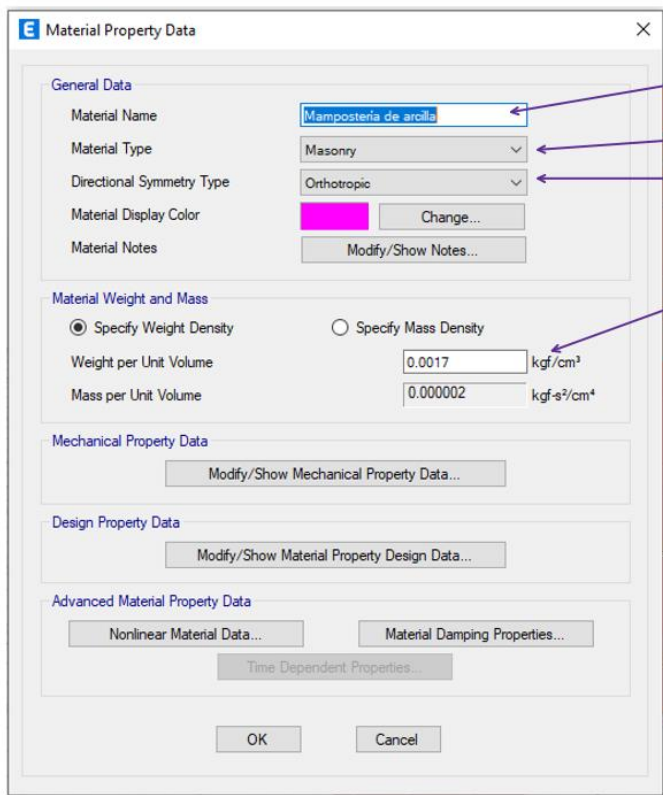
Tipo de pieza	f'_m MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

Tabla 9. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, NTC Diseño de Estructuras de Mampostería, Ciudad de México, 2017.

Tabla 0.5 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	V'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

Tabla 10. Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, NTC Diseño de Estructuras de Mampostería, Ciudad de México, 2017.



- Definir las nomenclaturas del material ejemplo Mampostería de arcilla
- Material Type = Masonry
- La mampostería es un material Orto trópico
- Peso volumétrico del material (arcilla)

Ilustración 30. Introducción de parámetros del material, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

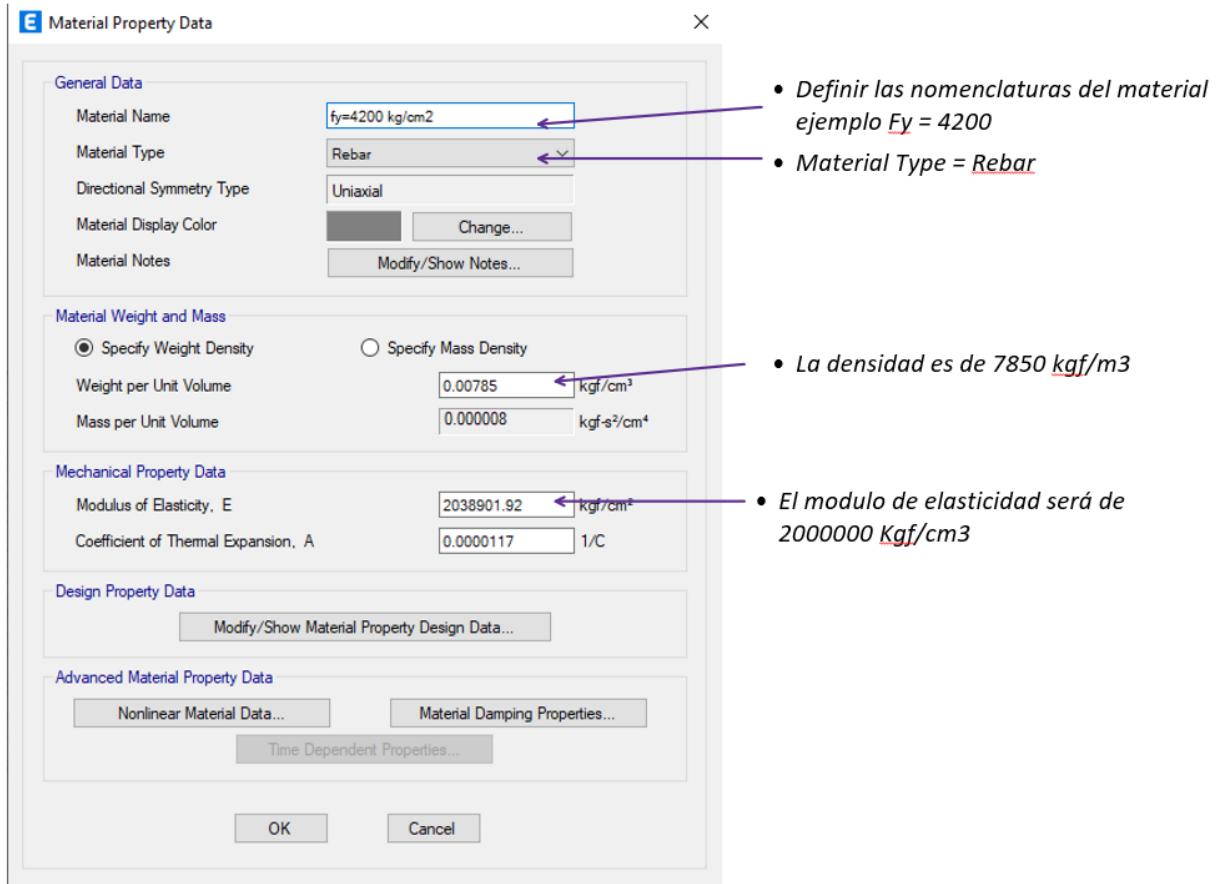
4.5 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo tiene un rol fundamental en la edificación de estructuras de concreto. Ofrece capacidad para soportar tensiones, mejora la repartición de las cargas, incrementa la vida útil de la construcción, posibilita diseños adaptables y simplifica los procesos de restauración. En colaboración con el concreto, el acero de refuerzo crea una sinergia poderosa que optimiza la capacidad de carga de las estructuras, asegurando su seguridad y durabilidad en el tiempo.

En la sección 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño en Concreto, se aborda el acero como refuerzo convencional para concreto, siendo posible utilizar barras de acero y/o mallas de alambre soldado. Las barras deben estar corrugadas, con excepciones que se detallan posteriormente, y deben cumplir con las disposiciones de las Normas NMX-C-407-ONNCCE. De igual manera, es esencial considerar las restricciones en el uso de algunos de estos tipos de acero tal como lo estipulan estas Normas. La malla, por su parte, ha de cumplir con las regulaciones establecidas en la normativa NMX-B-290-CANACERO.

Existe la opción de emplear barras lisas con un diámetro de 6.4 mm (equivalente al número 2) para estribos en situaciones específicas mencionadas en el texto de estas Normas, también como conectores en elementos compuestos y para reforzar la resistencia a la fuerza cortante mediante fricción. En lo referente al acero de preesfuerzo, se requerirá que cumpla con los estándares estipulados en las Normas NMX-B-292."(Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Se considerará que el módulo de elasticidad del acero de refuerzo convencional (E_s) es equivalente a 2×10^5 MPa (2,000,000 kg/cm²).



E Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Design Property Data

Advanced Material Property Data

- Definir las nomenclaturas del material ejemplo $F_y = 4200$
- Material Type = Rebar
- La densidad es de 7850 kgf/m³
- El modulo de elasticidad será de 2000000 Kgf/cm³

Ilustración 31. Introducción de parámetros del material, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

4.6 Elementos Placa

Los elementos placa, también conocidos como losas o muros, son componentes estructurales utilizados en la construcción para crear superficies planas y resistentes, se utilizan comúnmente en pisos, techos, cubiertas y paredes de edificios, así como en puentes y otras estructuras.

Estas pueden estar hechas de diferentes materiales, como concreto armado, acero, madera contrachapada o materiales compuestos. Su principal característica es su forma plana y delgada en comparación con su longitud y ancho, estas se utilizan para proporcionar resistencia estructural, así como para crear superficies utilizables y funcionales en la construcción.

Los criterios para saber cómo y qué elementos se deben emplear para diferentes casos son de vital importancia, para obtener elementos mecánicos más precisos y más fiables en placas, se debe entender las reglas de la teoría de placas.

4.6.1 *Shell Thin, Shell Thick y Membrane*

La principal diferencia entre la formulación de Shell Thin y Thick es la inclusión de la rigidez a la flexión. El grosor de la placa (losa) es un componente estructural que soporta un momento de flexión y cortante causado por el momento de flexión. El elemento “Membrane” se comporta como una losa de expansión pura en una dirección, mientras que los elementos de “Shell” aplica parte de su carga a las vigas de soporte, pero también se comporta en gran medida como un elemento de expansión en dos direcciones.

La discrepancia primordial entre las formulaciones de Shell delgadas y gruesas radica en la consideración de la deformación por corte transversal en el comportamiento de flexión de la placa. En la formulación de placa delgada (thin), se emplea una aproximación basada en Kirchhoff, la cual omite la consideración de la deformación por corte transversal. En cambio, en la formulación de placa gruesa, se sigue el enfoque Reissner, que aborda el comportamiento de corte. La formulación de placa gruesa no incide en la reacción en el plano de la membrana, sino que solo impacta en el comportamiento de flexión de la placa.

La deformación por corte tiende a ser importante cuando el espesor de la lámina es mayor que aproximadamente $1/5$ a $1/10$ del tramo de la curvatura de flexión de la placa. En puntos donde se generan tensiones de flexión, como en áreas próximas a cambios bruscos en el grosor o en las condiciones de apoyo, así como cerca de aperturas o esquinas interiores, el corte puede adquirir relevancia. En tales contextos, la formulación denominada 'Shell thick' se destaca como la más adecuada.

La opción de emplear la formulación de placa gruesa es recomendada en términos generales, ya que tiende a ser más precisa, aunque ligeramente más rígida. Esto aplica incluso a situaciones de flexión en placas delgadas, donde la deformación por cortante es insignificante. No obstante, la precisión de la formulación de placa gruesa se ve influenciada por distorsiones en la malla y relaciones de aspecto considerables, por lo que no se debería utilizar en esos casos en los que se conozca que la deformación por cortante es mínima.

Por lo general, la influencia de la deformación por corte se vuelve notable cuando la relación entre la longitud del tramo curvado de la placa y su espesor se aproxima a $20:1$ o $10:1$. La formulación misma resulta apropiada para relaciones de hasta $5:1$ o $4:1$. Dado que esta relación

está relacionada con el segmento curvado proyectado, el espesor de la capa en general tiende a ser mayor que las dimensiones reales del objeto cubierto.

Los elementos membrana simplemente distribuyen las cargas a sus vigas cortantes o a sus muros, en esta clasificación se descarta la rigidez lateral que aporta la losa o contemplar el diafragma rígido o flexible.

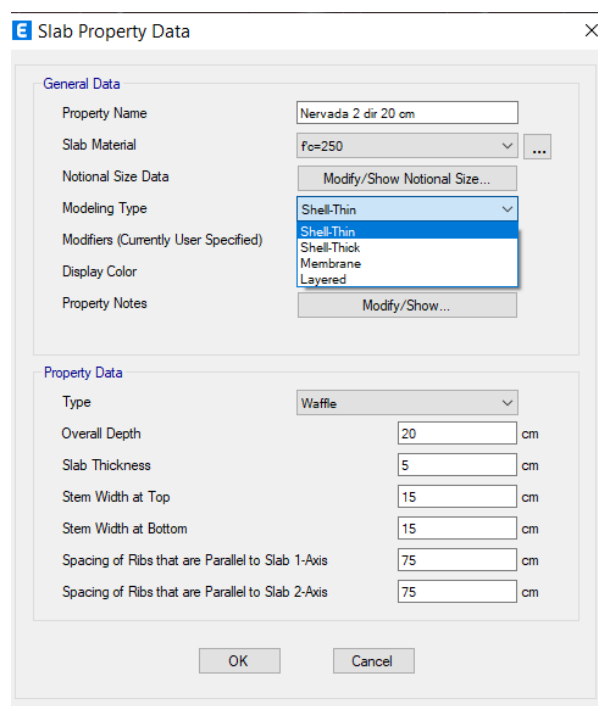


Ilustración 32. Elección del tipo de modelado, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Comentarios

Se deberán detallar perfectamente los elementos placa, ya que su implicación en las estructuras y comportamiento dependerá de la opción que uno especifique en el programa ya que cada término influye directamente en la rigidez, así como de la capacidad de carga axial y lateral, en general podemos concluir que para:

Resistencia en cargas axiales y perpendiculares al eje del elemento (shell thick) se establece una relación largo espesor menor a 10.

Resistencia en cargas axiales, pero NO perpendiculares al eje del elemento (shell thin) se establece una relación largo espesor mayor o igual a 20. Membrane es un elemento NO estructural.

4.7 Predimensionamiento de Elementos

Se ha realizado un predimensionamiento de los elementos a partir de las fórmulas planteadas por el manual ACI (tabla 7.3.1.1) desde el apartado 4 de este documento.

Se empezó por definir las cargas y condiciones de diseño, es imprescindible que se contemplen las cargas muertas (peso propio de la estructura), cargas vivas (cargas de ocupación) o cualquier otra que actúe por gravedad.

Al modelar en un software no se cuenta con las dimensiones correctas de los elementos estructurales de inicio, por ende, necesitaremos definir nuestros valores aproximados para que el programa empiece a calcular con valores pre establecidos, ya que mediante diferentes iteraciones nosotros tendremos que definir la dimensión apropiada de cada elemento.

Recordando que el predimensionamiento rápido es solo una etapa inicial del diseño y que se deben realizar análisis detallados y precisos más adelante.

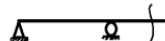
Tabla 7.3.1.1 — Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

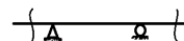
⁽¹⁾ Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.
Para otros casos, el h mínimo debe modificarse de acuerdo con 7.3.1.1.1 hasta 7.3.1.1.3, según corresponda.



Simpl. Apoyado



Un Ext. Continuo



Ambos Ext. Continuos

Tabla 11. Espesor mínimo de losas en una sola dirección, Manual ACI 318-19, ACI, 2019.

Se modelaron los elementos estructurales para hacer la primera corrida de análisis, siempre y cuando respetando las medidas del proyecto arquitectónico y los parámetros de los materiales, así como de sus secciones.

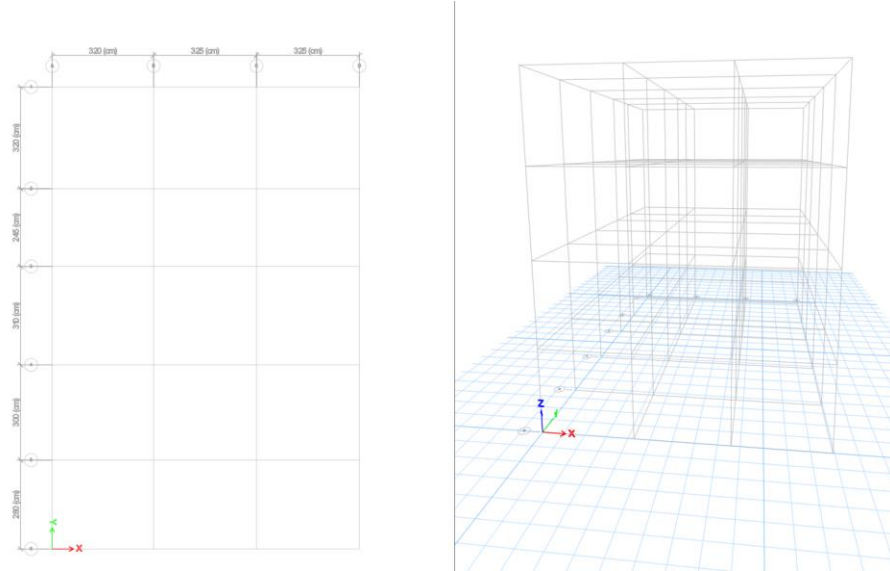


Ilustración 33. Modelado de Grillas, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

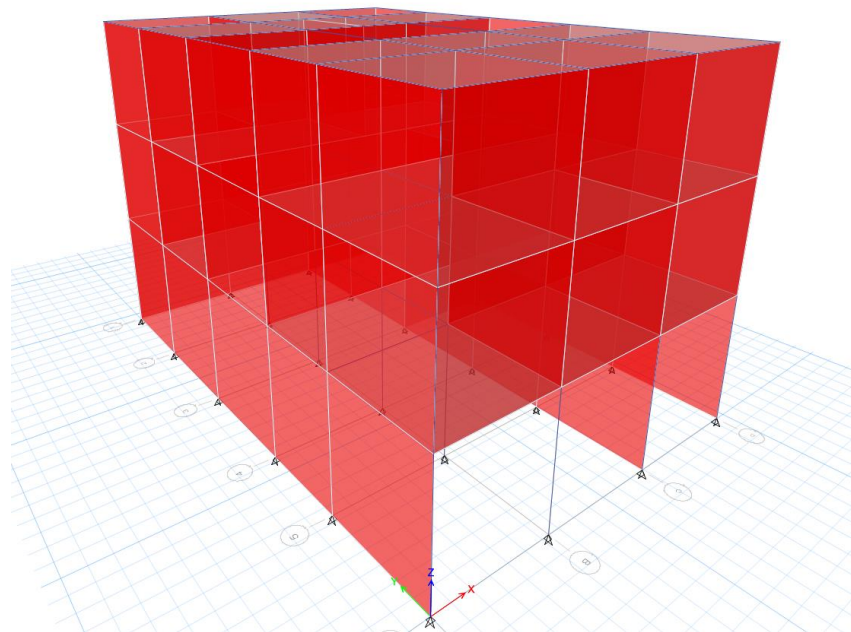


Ilustración 34. Modelado de elementos placa, vigas y columnas, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

5. Análisis Sísmico

En esta sección se lleva a cabo el análisis apoyándonos del software ETABS, que, considera que los materiales se mantienen en el rango elástico lineal y tiene en cuenta las deformaciones debido a la flexión, carga axial, corte y torsión. Esto nos permitirá comprender cómo se comportará el edificio en función de las demandas accidentales.

Se tomará el enfoque en examinar los desplazamientos que puede experimentar la estructura interactuando con las cargas que cualquier tipo. Estos serán limitados incluyendo valores máximos permitidos determinados en las normativas. Posteriormente, se analizan los períodos de vibración, las distorsiones entre pisos y el cortante basal.

El modelo numérico utilizado para el análisis estructural debe tomar en cuenta la contribución de todos los componentes de construcción que, debido a su rigidez y forma de unión, puedan ejercer un impacto relevante en la respuesta sísmica de la estructura, independientemente de si forman parte o no del sistema estructural primario. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

5.1 Factores

Al realizar un análisis sísmico de una estructura, es fundamental considerar varios factores que afectan su respuesta ante este tipo de eventos. Estas son consideraciones de vital importancia para garantizar la seguridad y la capacidad de respuesta de una estructura frente a este fenómeno. Las NTC para Diseño por Sismo especifican cómo se deben manejar estos factores, proporcionando criterios y requerimientos para su aplicación.

Los factores son;

5.1.1 Factor de Comportamiento Sísmico (*Factor Q*)

El factor “Q” considera diversos aspectos de la respuesta estructural frente a un sismo, tales como la reasignación de las fuerzas internas, la ductilidad y la rigidez de la estructura.

En términos generales, este factor se utiliza para aumentar las fuerzas sísmicas de diseño en comparación con las fuerzas estáticas. Ya que el comportamiento de una estructura durante un terremoto es más complejo que durante las condiciones estáticas. El factor Q tiene en cuenta la amortiguación, la resistencia a la deformación y la capacidad de disipación de energía de la estructura durante el evento sísmico (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

El valor del factor Q también depende de varios factores, como el tipo de estructura, la rigidez relativa de los elementos estructurales, la ubicación geográfica y la importancia de estas. Lo que le interesa al ingeniero saber el tipo de sistema estructural, ya que a partir de este y de su irregularidad podemos determinar el factor Q en la siguiente tabla: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
ii) Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
iii) Sistema dual ⁽⁴⁾ formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
iv) Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
v) Sistema dual ⁽⁴⁾ formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Sistema dual ⁽⁴⁾ formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
viii) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II	2.0	0.010
		Con columnas de ductilidad alta para zona III		
ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
xi) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
xii) Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

Tabla 12. Selección del factor de comportamiento sísmico, NTC Diseño por Sismo, Ciudad de México, 2017.

Comentarios

Como se puede ver en el recuadro rojo insertado en la tabla anterior, la elección del factor Q fue determinado de acuerdo al sistema estructural del proyecto, ya que este está conformado por un sistema de marcos de concreto y muros diafragma tipo Shell Thin.

5.1.2 Factor Reductor por Sobre-resistencia

Este factor se utiliza para considerar la capacidad adicional de resistencia y ductilidad que proporcionan ciertos elementos estructurales en comparación con otros elementos.

El Factor R se aplica a los elementos resistentes a la carga sísmica, como columnas, muros, vigas y conexiones, y se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas de diseño en estas partes de la estructura.

El objetivo es tener en cuenta la capacidad de estos elementos para deformarse plásticamente y disipar energía durante un terremoto, lo que mejora la resistencia y la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

El valor del Factor R se determina según el tipo de elemento estructural y su capacidad de deformación plástica.

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

El factor fundamental de sobre-resistencia del sistema estructural, designado como R_0 , se establecerá de la siguiente manera:

2.0 para estructuras de mampostería, así como para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplan con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q igual o superior a 3.

1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se les asigna un valor de Q menor a 3.

En cuanto al factor k_1 , que considera la corrección por hiperestaticidad, los valores serán los siguientes:

0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres tramos resistentes al sismo en la dirección de análisis y dos o menos tramos resistentes al sismo en la dirección perpendicular a la de análisis.

1.0 para estructuras de mampostería, así como para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que posean tres o más tramos resistentes al sismo en ambas direcciones de análisis.

1.25 para los sistemas estructurales duales.

Finalmente, el factor k_2 , que representa el incremento para estructuras pequeñas y rígidas, se calculará mediante la fórmula:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0$$

Comentarios

En este caso R_0 se tomará igual a 1.75 y k_1 igual a 1.

5.1.3 Factor por Irregularidad

En caso de llevar a cabo un análisis modal dinámico o un análisis estático, conforme a las secciones 6.1 y 7.1 respectivamente de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, las condiciones de irregularidad serán consideradas multiplicando el factor Q' por 0.8 si la estructura presenta irregularidades según la sección 5.2, y por 0.7 si la estructura exhibe una alta irregularidad

de acuerdo con la sección 5.3. Bajo ninguna circunstancia, el factor Q' se tomará con un valor inferior a 1.0.

Cuando el edificio es clasificado como de planta baja débil o flexible, según lo definido en la sección 5.4, el diseño del primer entrepiso deberá permitir que resista la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1. Los demás entrepisos se diseñarán para soportar las fuerzas internas resultantes del análisis con el factor de reducción Q' correspondiente al sistema estructural, sin ser afectados por los factores de irregularidad. Además, se verificará que la distorsión máxima del primer entrepiso durante el sismo de diseño no supere el valor de 0.006 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

$$\text{Estructura regular} \quad F_i = \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} = 1.00 \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$\text{Estructura irregular} \quad F_i = \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} = 1.25 \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$\text{Estructura muy irregular} \quad F_i = \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} = 1.43 \frac{c}{Q' R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Ilustración 35. Amplificación de masas, Conferencia Diseño de concreto reforzado de acuerdo a las NTC-RC-CDMX-2017, CECIC, 2021.

Sistemas de piso débil

Se llevará a cabo una evaluación para verificar si la rigidez lateral de la estructura es adecuada para cumplir con los siguientes dos criterios:

- a) Con el objetivo de limitar daños en elementos no estructurales, se verificará que las discrepancias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, causados por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, y calculados utilizando las coordenadas espectrales reducidas según lo establecido previamente, y ajustados por el factor $Q'R/7$, no excedan el valor de 0.002 veces las diferencias de elevación correspondientes entre esos pisos. Sin embargo, en situaciones donde no haya elementos vulnerables a deformaciones notables, como muros de mampostería, o si estos están separados de la estructura principal de manera que sus deformaciones no les causen daños, el límite se incrementará a 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán en relación con el periodo fundamental de la estructura (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).
- b) Para garantizar la seguridad contra el colapso, se evaluará que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, inducidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso y calculados usando las coordenadas espectrales reducidas previamente mencionadas, multiplicados por el factor QR y divididos por las diferencias de elevación correspondientes, no sobrepasen las distorsiones de entrepiso establecidas para los diversos sistemas estructurales. El valor de R se calculará en relación con el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos también serán utilizados para evaluar los requisitos de separación entre edificios adyacentes, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la sección 8.6 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).



5.2 Combinaciones de carga

El apartado 2.4 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo establece que tanto para el método estático como para el análisis dinámico modal espectral, es necesario combinar los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del suelo. En cada dirección de análisis de la estructura, se considera el 100% de los efectos del componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos del componente perpendicular a ella. Se aplican los signos que generen las condiciones más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Numerosos elementos de un sistema estructural experimentan simultáneamente los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del suelo. En muchas situaciones, la adopción de un modelo bidimensional resulta en diseños deficientes que pueden no cumplir con los objetivos y alcance establecidos. Para evitar esta situación, esta Norma requiere la utilización de modelos tridimensionales para el análisis estructural, los cuales consideran la interacción de las dos componentes horizontales del movimiento del suelo. La combinación de 100 - 30 por ciento es un enfoque respaldado por diversos códigos de diseño sísmico, ya que su implementación durante varias décadas ha producido sistemas estructurales con un rendimiento adecuado en una variedad de eventos sísmicos de diferentes intensidades. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Comentario

A través de lo anterior visto se pueden sintetizar las siguientes combinaciones de cargas sísmicas que estaremos empleando en el proyecto:

Combinaciones:

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (\text{S}_X + 0.33 \text{S}_Y)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (\text{S}_X - 0.33 \text{S}_Y)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (-\text{S}_X + 0.33 \text{S}_Y)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (-\text{S}_X - 0.33 \text{S}_Y)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (0.33 \text{S}_Y + \text{S}_X)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (0.33 \text{S}_Y - \text{S}_X)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (-0.33 \text{S}_Y + \text{S}_X)$$

$$1.1(\text{CM} + \text{CV}_{\text{inst}}) + 1.1 (-0.33 \text{S}_Y - \text{S}_X)$$

5.3 Elección del Tipo de Análisis

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, se estipula que las estructuras deben ser concebidas mediante el análisis modal espectral delineado en el Capítulo 6. En el caso de que se satisfagan los criterios establecidos en el Capítulo 7, también se considera aceptable la utilización del método estático (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Para aquellas edificaciones que excedan los límites de altura especificados en la tabla 2.1.1, se requiere realizar una verificación del diseño estructural mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Tabla 2.1.1 Límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura, en m
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy Irregular	80

Tabla 13. Límites de altura para análisis dinámico no lineal, NTC Diseño por Sismo, Ciudad de México, 2017.

Comentarios

La normativa actual ya no contempla el método estático simplificado, ya que solamente era cumplir numéricamente con los requisitos mínimos expuestos, en la actualidad se debe aplicar el método estático lo menos posible.

5.4 Análisis Dinámico Modal

Es un procedimiento de respuesta dinámica lineal que evalúa y superpone formas de vibración libre para caracterizar patrones de desplazamiento, las formas de “modos” describen las configuraciones en las que una estructura se desplaza naturalmente.

En ETABS, un caso modal es la carga que se tiene que dar de alta en un análisis modal, el cual se utiliza para determinar las frecuencias naturales y los modos.

El análisis se presenta como una herramienta beneficiosa para prever los desplazamientos y fuerzas de los elementos. El enfoque de análisis mediante combinación modal espectral asume que la respuesta dinámica de un edificio se obtiene a través de la evaluación del comportamiento de cada uno de sus modos de vibración naturales.

El análisis modal se da con la descomposición de la respuesta dinámica de una estructura en una serie de modos de vibración. Estos modos de vibración representan las formas características en las que la estructura se deforma durante un evento sísmico.

El análisis modal espectral se lleva a cabo en varias etapas, siguiendo los pasos generales a continuación:

Determinación de los modos de vibración: Se calculan los modos y las frecuencias naturales correspondientes. Estos modos surgen de la solución del problema de valores propios de la matriz de rigidez y masa de la estructura.

Asignación de coeficientes de participación: Se asignan coeficientes de participación sísmica a cada modo de vibración, que indican la contribución relativa de cada modo a la respuesta global de la estructura. Estos coeficientes se basan en la masa y las características de rigidez del modo de vibración.

Espectros de diseño: Se determinan los espectros de diseño sísmico asignados a una zona sísmica y su estructuración especificados por la normativa. Estos espectros representan la relación entre la aceleración del terreno y el periodo de vibración.

Combinación modal espectral: Se combina la reacción de los modos de vibración ponderada por sus coeficientes de participación y el espectro de diseño correspondiente. Esta combinación proporciona una estimación de la reacción sísmica general de la estructura en concordancia con del periodo de vibración.

El análisis modal espectral permite obtener una representación simplificada pero adecuada de la reacción sísmica de una estructura, considerando la reacción de múltiples modos de vibración.

5.4.1 Modos y Periodos de Vibrar de una Estructura

El periodo de vibración se refiere al tiempo necesario para que una estructura complete un ciclo de vibración después de ser excitada por una fuerza externa, como un terremoto o una carga dinámica. En otras palabras, se trata del tiempo necesario para que la estructura pase de una posición extrema a otra y regrese a la posición inicial.

Por otro lado, los modos de vibración se refieren a las diferentes formas en las que una estructura puede vibrar de manera predominante, cada uno está asociado con una frecuencia y un patrón específico de movimiento, provocando que las diferentes partes de la estructura se desplacen y deformen de manera característica.

No necesariamente existe una regla fija que establezca un orden específico para obtener el periodo de una estructura en función de sus movimientos. El orden en que se consideran los periodos de vibración en diferentes direcciones (x, y, rotacional, etc.) depende de las características y la naturaleza de la estructuración.

En algunos casos, puede ser relevante considerar los periodos de vibración en diferentes direcciones de manera secuencial para comprender mejor el comportamiento global de la estructura. Por ejemplo, se puede analizar primero el periodo de vibración en la dirección “x”, luego en la dirección “y” finalmente, el periodo rotacional.

Es importante mencionar que no todos los modos de vibración se limitan a movimientos en direcciones ortogonales. Algunos modos de vibración pueden tener componentes de movimiento en diferentes direcciones simultáneamente. Por lo tanto, el análisis del periodo de una estructura puede ser más complejo y requerir consideraciones adicionales según el caso específico.

En las siguientes imágenes se determinaron tres tipos de modos:

Modo 1 con un comportamiento unidireccional en el eje x.

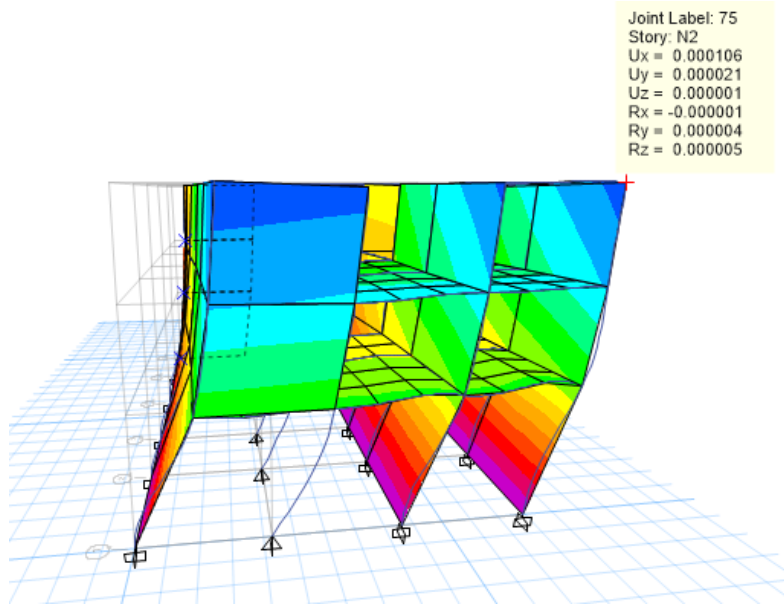


Ilustración 36. Primer modo de vibrar en dirección x, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Modo 2 con un comportamiento unidireccional en el eje y.

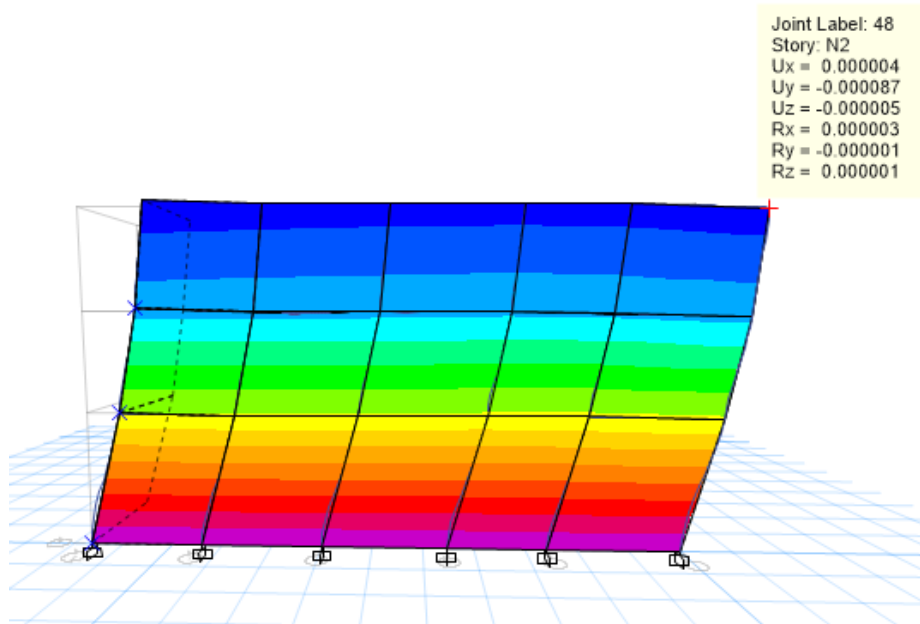


Ilustración 37. Segundo modo de vibrar en dirección y, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Modo 3 con un comportamiento rotacional.

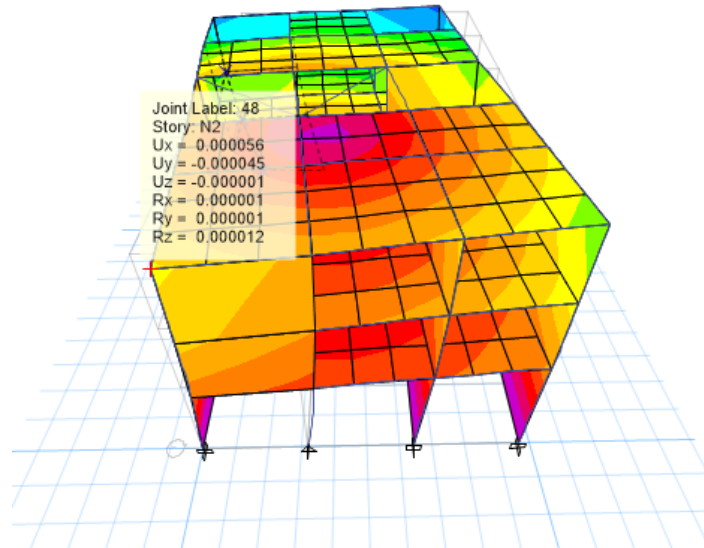


Ilustración 38. Tercer modo de vibrar en dirección rotacional, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Comentarios

Durante la interacción con la estructura podemos notar en la primera imagen como es que en el Modo 1 (movimiento en x) la estructura tiende a tener rotaciones sobre el eje 6 a lo cual podemos confirmar que debido a la falta de rigidez lateral en las fuerzas externas en “x” la estructura sufre una rotación.

En la segunda imagen podemos confirmar que el Modo 2 tiende a presentar un movimiento uniforme con el eje “y” a lo cual es completamente esperable debido a la gran cantidad de elementos en el eje que rigidizan la estructura. Este paso nos servirá para determinar a qué elementos estructurales debemos ponerles especial atención.

Podemos apreciar en la siguiente imagen los diferentes periodos de vibrar que tiene la estructura.

E Modal Periods And Frequencies [-] [□] [×]

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Periods And Frequencies

Filter: None

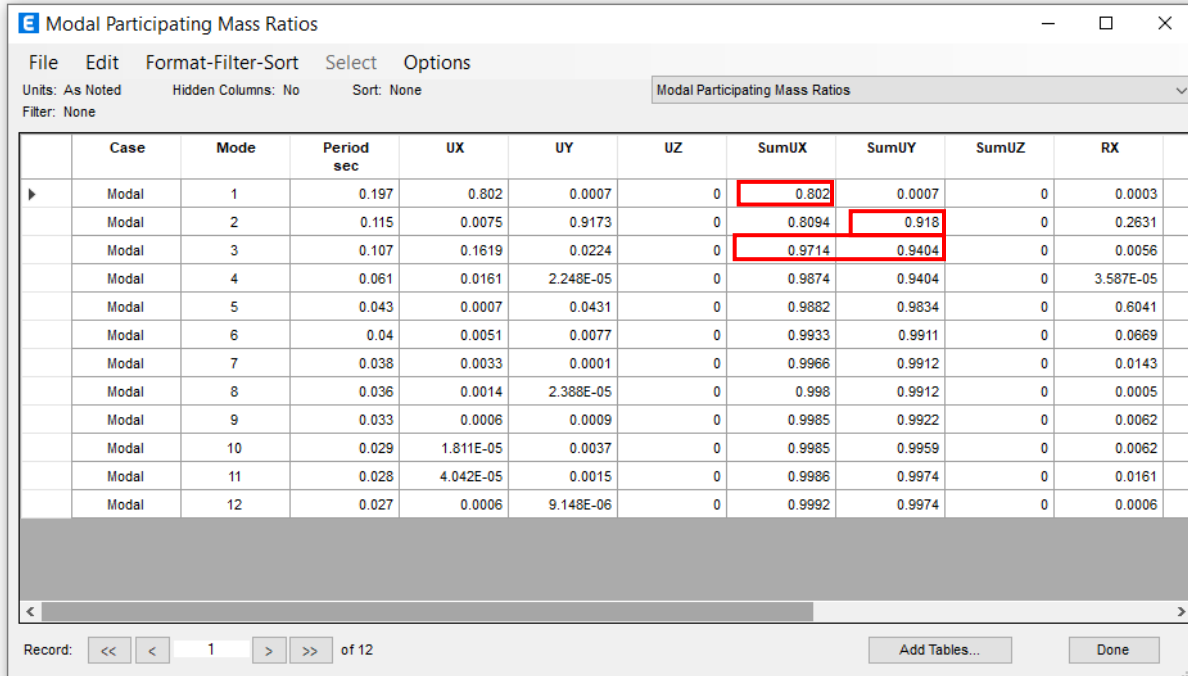
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.197	5.065	31.824	1012.7672
Modal	2	0.115	8.676	54.5125	2971.6109
Modal	3	0.107	9.313	58.5182	3424.3839
Modal	4	0.061	16.373	102.8751	10583.2787
Modal	5	0.043	23.244	146.0449	21329.102
Modal	6	0.04	24.716	155.2954	24116.6533
Modal	7	0.038	26.247	164.9155	27197.1245
Modal	8	0.036	27.478	172.6464	29806.7676
Modal	9	0.033	30.462	191.397	36632.8231
Modal	10	0.029	34.072	214.0819	45831.0649
Modal	11	0.028	35.108	220.5889	48659.4568
Modal	12	0.027	36.696	230.5709	53162.928

Record: << < 1 > >> of 12 [Add Tables...] [Done]

Ilustración 39. Tabla de periodos, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

5.4.2 Masa Participativa

El análisis basado en modos debe emplear un modelo elástico tridimensional que considere los efectos de los modos naturales. Estos modos deben estar ordenados de manera descendente según sus períodos de vibración, y se deben incluir aquellos necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis alcance o supere el 90 por ciento del peso total de la estructura (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.197	0.802	0.0007	0	0.802	0.0007	0	0.0003
Modal	2	0.115	0.0075	0.9173	0	0.8094	0.918	0	0.2631
Modal	3	0.107	0.1619	0.0224	0	0.9714	0.9404	0	0.0056
Modal	4	0.061	0.0161	2.248E-05	0	0.9874	0.9404	0	3.587E-05
Modal	5	0.043	0.0007	0.0431	0	0.9882	0.9834	0	0.6041
Modal	6	0.04	0.0051	0.0077	0	0.9933	0.9911	0	0.0669
Modal	7	0.038	0.0033	0.0001	0	0.9966	0.9912	0	0.0143
Modal	8	0.036	0.0014	2.388E-05	0	0.998	0.9912	0	0.0005
Modal	9	0.033	0.0006	0.0009	0	0.9985	0.9922	0	0.0062
Modal	10	0.029	1.811E-05	0.0037	0	0.9985	0.9959	0	0.0062
Modal	11	0.028	4.042E-05	0.0015	0	0.9986	0.9974	0	0.0161
Modal	12	0.027	0.0006	9.148E-06	0	0.9992	0.9974	0	0.0006

Ilustración 40. Tabla de masas participativas, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Comentarios

Podemos apreciar que naturalmente observamos una participación de masa al 80% en el movimiento ortogonal en x, a partir del caso modal 2 ya contamos con un 90% de participación, con esto se puede concluir que la masa participativa cumple con el 90% de participación después del Modo 4, lo que significa que cumple con la normativa.

5.5 Espectros de Diseño

El apartado 3.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo establece que los espectros de diseño presentes en el Sistema de Análisis Sísmico de Ingeniería y Diseño (SASID) siguen el formato que se describe a continuación. Este formato también se empleará para desarrollar los espectros de sitio y aquellos que sean necesarios cuando se considere

la interacción entre el suelo y la estructura de acuerdo al Capítulo 8. Las magnitudes del espectro elástico de pseudoaceleración, expresadas como una fracción de la aceleración debida a la gravedad (a/g), se calcularán basándose en el periodo de vibración de la estructura (T) y en parámetros fundamentales, conforme a las siguientes indicaciones: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

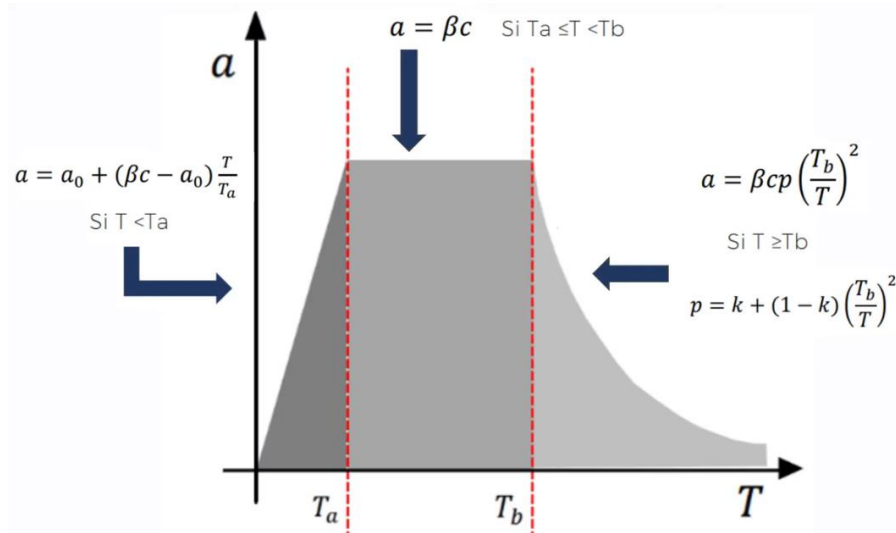


Ilustración 41. Espectro para diseño sísmico, DEMEX, YOUTUBE, 2023.

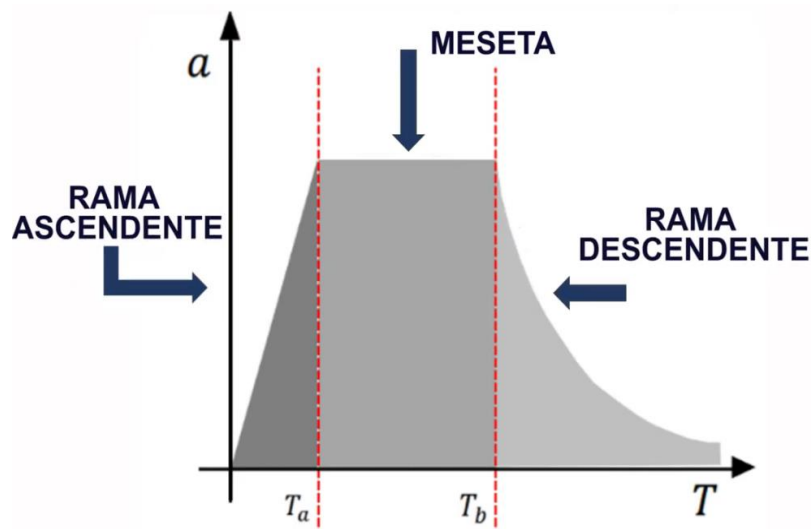
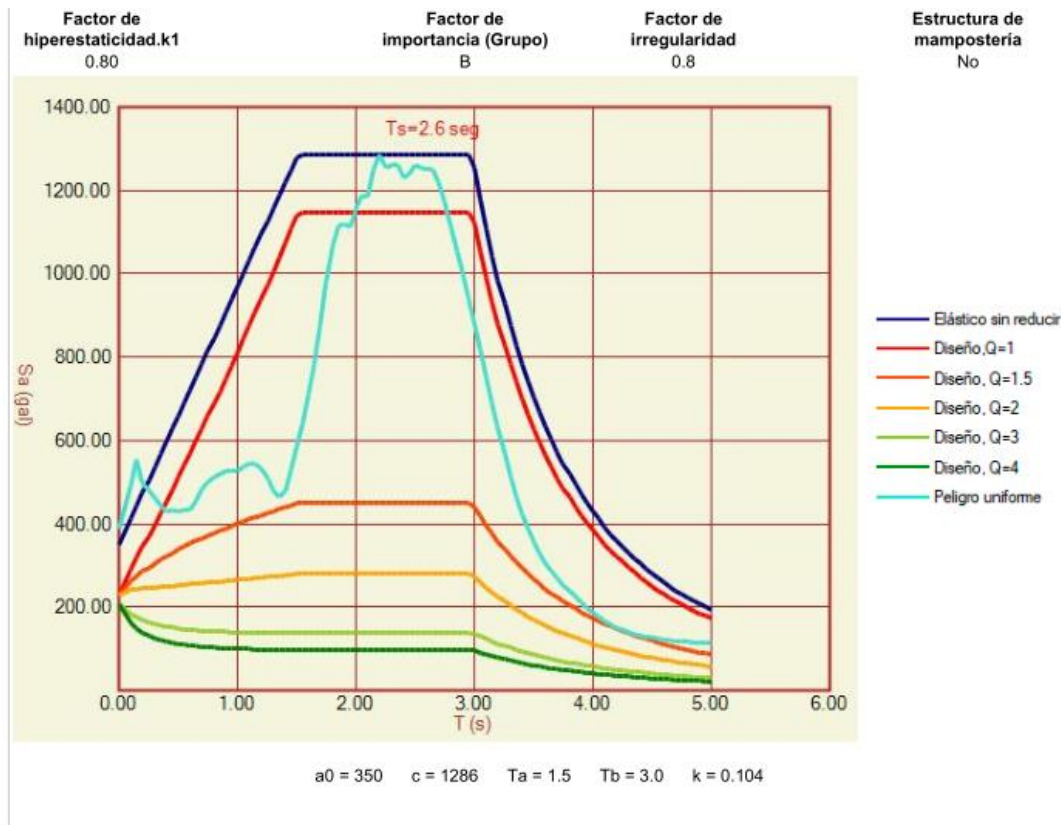


Ilustración 42. Espectro para diseño sísmico, DEMEX, YOUTUBE, 2023.

En caso de aplicar el método de análisis dinámico modal como se define en la sección 6.1, las cargas sísmicas de diseño se calcularán utilizando los espectros de diseño presentes en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, conocido como SASID, específicamente para la ubicación particular del terreno bajo estudio. Si se emplea el método de análisis estático, las cargas de diseño requeridas para evaluar el límite de prevención de colapso se obtendrán de acuerdo con las indicaciones del Capítulo 7. Para ello, los parámetros necesarios se obtendrán a partir del SASID (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).



Folio: NTCDS-CDMX-2022-6-21656, página 1 de 6

Ilustración 43. Obtención del espectro para diseño de la ubicación del proyecto, SASID, 2023.

Las pseudo aceleraciones en las curvas de espectros elásticos se representan en el eje vertical de la gráfica, mientras que el periodo de vibración se representa en el eje horizontal. Cada punto en la curva de espectro representa una combinación de aceleración sísmica y periodo de vibración. La curva de espectro elástico muestra cómo varía la aceleración sísmica con respecto al periodo de vibración de la estructura. En general, las aceleraciones sísmicas son bajas para periodos cortos y aumentan gradualmente a medida que el periodo de vibración aumenta. Esto se debe a que las estructuras más flexibles tienen periodos de vibración más largos y, por lo tanto, experimentan mayores aceleraciones sísmicas (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

- a_0 coeficiente de aceleración inicial del terreno
- c valor máximo de la meseta del coeficiente de aceleración
- T_a y T_b periodos característicos
- T_s periodo dominante del sitio

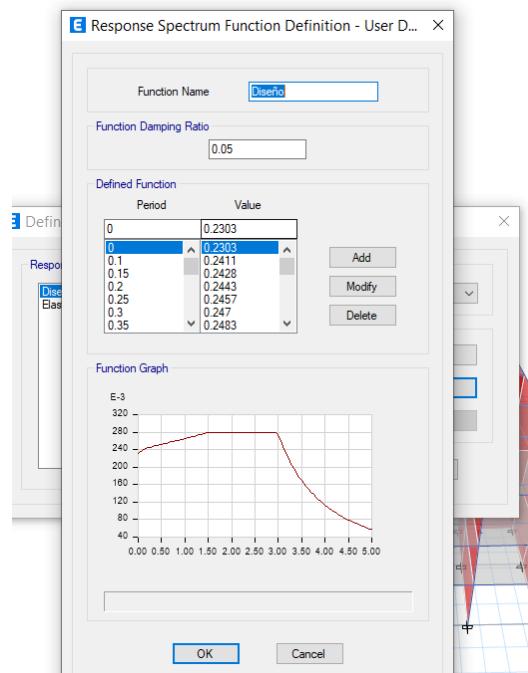


Ilustración 44. Importación de los espectros de aceleración, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

5.5.1 Tipos de Espectros

En el análisis sísmico, se utilizan diferentes tipos de espectros para representar las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura en función de su periodo de vibración. Estos son el espectro elástico, el espectro de diseño y el espectro de servicio. A continuación, se explica cada uno de ellos:

Espectro elástico: El espectro elástico es una representación gráfica de las aceleraciones máximas esperadas en una estructura en función de su periodo de vibración. Este espectro se basa en las propiedades dinámicas de la estructura y en las características sísmicas del suelo en el sitio. El espectro elástico muestra cómo la aceleración sísmica varía en función del periodo de vibración de la estructura y proporciona información sobre las demandas sísmicas esperadas en diferentes modos de vibración.

Espectro de diseño: El espectro de diseño es un espectro que se utiliza en la etapa de diseño de una estructura para determinar las fuerzas sísmicas que se deben considerar en el cálculo y dimensionamiento de los elementos estructurales. Este espectro se obtiene a partir del espectro elástico, pero se modifica para tener en cuenta los factores de seguridad, las características de amortiguamiento de la estructura y otros parámetros de diseño. El espectro de diseño proporciona las fuerzas sísmicas máximas que la estructura debe ser capaz de resistir durante un evento sísmico.

Estos espectros son herramientas importantes en el análisis sísmico y el diseño sísmico de estructuras. Cada uno de ellos proporciona información valiosa para determinar las demandas sísmicas y garantizar la seguridad y el funcionamiento adecuado de la estructura durante eventos sísmicos.

5.6 Revisiones

5.6.1 Cortante Basal

Para realizar esta revisión se tiene que cumplir con el punto 1.7 del tema Criterios generales de diseño de las NTC para Diseño por Sismo, en donde se establece que la fuerza cortante en la base de la construcción V_0 obtenida con el análisis dinámico modal deberá ser igual o mayor a la expresión $a_{min} W_0$, si el valor de V_0 es menor se deberá de incrementar todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_0 iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a $0.04/R$ cuando $T_s < 0.5s$ ó $0.06/R$ si $T_s \geq 1.0s$, recordando que nuestro $T_s = 2.6 s$ (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Adicionalmente, en la sección 6.3 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo se determina que la relación entre V_0/W_0 no deberá ser menor que el límite mínimo representado por a_{min} . En resumen, esta sección requiere la satisfacción de las siguientes ecuaciones:

$$V_0 \geq a_{min} * W_0$$

$$\frac{V_0}{W_0} > a_{min}$$

En donde

V_0 cortante basal.

W_0 peso total de la estructura.

a_{min} se tomará igual a 0.035.

Se calcula el peso de la super-estructura, posteriormente se obtienen las reacciones en la base del edificio como el peso propio de la estructura, carga muerta y carga viva (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

A continuación, se muestran los datos del menú show tables solicitando los datos de Base Reactions.

PP	LinStatic			0	0	284409.9	211570111.84	-141434691
CM	LinStatic			0	0	172525.95	109861693.38	-94547213.88
CV max	LinStatic			0	0	54741.85	34921190.13	-27094432.25
CV acci	LinStatic			0	0	28811.5	18379573.75	-14260227.5

De la tabla se obtienen los valores de las reacciones en la base, los cuales se suman para obtener W_0 .

$$\Sigma W_0 = 485,747.35 \text{ kg-f}$$

$$a_{\min} * W_0 = 17,001.1 \text{ kg-f}$$

1.1 PP+1.1CM...	Combination	Max		99944.89	39847.99
1.1 PP+1.1CM...	Combination	Min		-99944.89	-39847.99
1.1 PP+1.1CM...	Combination	Max		39311.81	101569.7
1.1 PP+1.1CM...	Combination	Min		-39311.81	-101569.7

$$V_{ox} = 99,944.89 \text{ kg-f} \rightarrow 99,944.89 \text{ kg-f} \geq 17,001.1 \text{ kg-f}$$

$$V_{oy} = 101,569.7 \text{ kg-f} \rightarrow 101,569.7 \text{ kg-f} \geq 17,001.1 \text{ kg-f}$$

Comentarios

Es evidente que el cortante basal dinámico calculado en ambas direcciones mediante el modelo tridimensional supera el valor mínimo de cortante basal estipulado por las normativas. Por consiguiente, hemos satisfecho el requerimiento delineado en el punto 1.7.

5.6.2 Distorsiones y Desplazamientos

Para llevar a cabo esta evaluación, se deben cumplir los requisitos establecidos en la sección 1.8. La distorsión de entrepiso se define como la disparidad entre los desplazamientos laterales de los pisos contiguos, dividida por la diferencia de alturas correspondiente. Será necesario examinar los desplazamientos laterales bajo las siguientes dos condiciones de diseño: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

a) Con el propósito de cumplir con el límite de prevención de colapso, se verificará que las distorsiones derivadas del espectro de diseño, multiplicadas por QR , no superen los valores establecidos para la distorsión límite γ_{max} , según el sistema estructural adoptado y el factor de comportamiento sísmico (0.010). El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibración de la estructura (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

b) Para asegurar el cumplimiento del límite de daños en sismos frecuentes, se analizará que las distorsiones entrepisos calculadas no excedan 0.002, a menos que todos los elementos no estructurales sean capaces de resistir deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de forma que no resulten dañados por sus deformaciones. En dicho escenario, el límite correspondiente será de 0.004 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

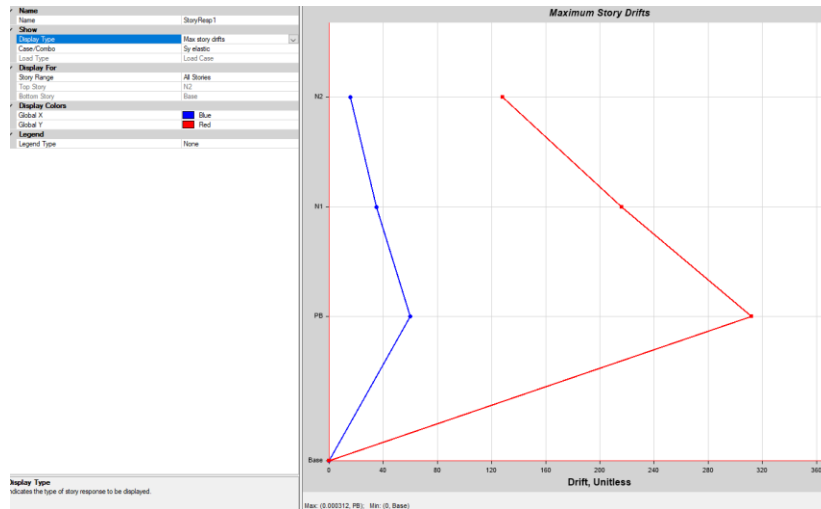


Ilustración 45. Distorsiones de entrepisos, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

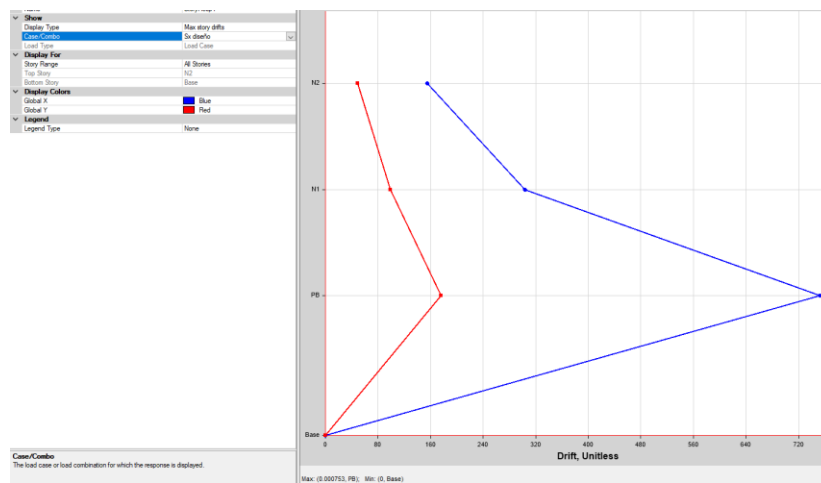


Ilustración 46. Distorsiones de entrepisos, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Las ilustraciones presentadas exhiben los diagramas derivados de las distorsiones de entrepiso ocasionadas por el espectro de colapso. En ambas direcciones, se puede apreciar que las distorsiones calculadas son inferiores al umbral establecido.

6. Diseño Estructural

Ya sea una columna, una viga, una losa o un sistema completo, se estudia cuidadosamente y se optimiza para recibir las cargas y las fuerzas a las que se expondrá a lo largo de su periodo útil. La seguridad es el aspecto primordial del diseño estructural, ya que una estructura debe ser capaz de resistir las fuerzas internas y externas a las que se somete, como las cargas gravitacionales y accidentales.

Además de la seguridad, el diseño estructural también busca la funcionalidad y la eficiencia. Una estructura bien diseñada debe satisfacer tanto los requerimientos como las demandas del proyecto, proporcionando los espacios y las funciones deseadas de manera óptima. Al mismo tiempo, se busca utilizar los materiales y los recursos disponibles de forma eficiente, minimizando los costos y el impacto ambiental.

El diseño estructural también es un campo en constante evolución, impulsado por los avances tecnológicos y los nuevos enfoques de construcción, desde la aplicación de nuevas técnicas de modelado y simulación hasta el uso de materiales innovadores y sostenibles, los diseñadores estructurales están constantemente desafiando los límites y explorando nuevas posibilidades para crear estructuras más seguras, resistentes y estéticamente atractivas.



6.1 Ductilidad

La ductilidad representa un aspecto significativo en el diseño de estructuras, ya que hace alusión a la característica de un material o sistema estructural de deformarse plásticamente antes de fallar bajo cargas extremas. En otras palabras, una estructura o material dúctil puede soportar deformaciones significativas sin romperse o colapsar de manera repentina.

La ductilidad es especialmente relevante en situaciones en las que las estructuras están sujetas a cargas sísmicas, vientos fuertes o impactos repentinos. Estos eventos pueden generar fuerzas considerables y deformaciones en la estructura. Si una estructura es lo suficientemente dúctil, puede absorber una gran fracción de la energía generada por estas cargas y redistribuirla mediante la deformación elástica, lo que reduce la probabilidad de un colapso catastrófico.

Existen varias razones por las que la ductilidad es importante en las estructuras, como:

Seguridad	La ductilidad permite que una estructura avise sobre su inminente falla a través de deformaciones visibles, como fisuras o pandeo. Esto da a los ocupantes tiempo para evacuar y tomar medidas antes de que ocurra un colapso total.
Reducción del peligro para la vida humana	Reducción del peligro para la vida humana: Una estructura dúctil reduce el riesgo de lesiones graves o mortales para las personas en su interior. Al permitir una deformación plástica, se evita la liberación repentina de grandes cantidades de energía.
Mayor resistencia a cargas sísmicas	Los terremotos generan movimientos laterales y vibraciones en las estructuras. Si una estructura es lo suficientemente dúctil, puede absorber parte de estas vibraciones a través de la deformación, lo que disminuye la carga sísmica sobre ella.
Menor vulnerabilidad a fallas por fatiga	Las estructuras dúctiles son más resistentes a las fallas causadas por ciclos repetidos de carga y descarga. La capacidad de deformarse plásticamente evita la acumulación de tensiones y reduce la propagación de grietas.
Economía en el diseño estructural	Las estructuras dúctiles pueden ser diseñadas con una mayor eficiencia, ya que se les puede permitir tener una mayor capacidad de carga y, a su vez, utilizar menos material.

6.2 Refuerzo de los Elementos

Durante el proceso de diseño, se emplean diferentes estrategias para reforzar cada elemento y garantizar su capacidad de resistir las cargas y fuerzas que puedan estar expuestos. A continuación, se explicarán los conceptos de elementos estructurales subreforzados, sobreforzados y balanceados:

Elementos estructurales subreforzados: Los elementos estructurales se encuentra en una condición de sub reforzada cuando la cantidad de refuerzo empleada es insuficiente para enfrentar por completo las cargas de diseño. En esta situación, el refuerzo resulta insuficiente para lograr la resistencia y la capacidad de carga deseada. Los elementos subreforzados son más propensos a deformarse excesivamente o fallar bajo cargas extremas. Sin embargo, puede ser aceptable utilizar elementos subreforzados con el fin de permitir ciertas deformaciones y comportamientos estructurales específicos ya que da lugar a una falla dúctil.

Elementos estructurales sobreforzados: Por otro lado, un elemento sobre reforzado es aquel en el cual se emplea una cantidad de refuerzo superior a la necesaria para contrarrestar las cargas de diseño. En esta instancia, se agrega un exceso de refuerzo con la intención de incrementar la capacidad de carga y la resistencia. Los elementos sobreforzados son menos propensos a sufrir deformaciones excesivas. Sin embargo, un exceso de refuerzo puede llevar a la rigidez excesiva de la estructura, lo que podría afectar su comportamiento y desempeño, lo que daría lugar a causar una falla frágil.

Elementos estructurales balanceados: Un elemento balanceado se diseña de forma que el refuerzo empleado sea exactamente el requerido para soportar las cargas de diseño, sin excesos ni deficiencias. En este caso, el refuerzo se calcula cuidadosamente para proporcionar una respuesta

adecuada, permitiendo una distribución eficiente de las fuerzas. Los elementos balanceados buscan alcanzar un equilibrio óptimo entre la resistencia, la rigidez y la ductilidad del elemento estructural, asegurando su desempeño adecuado bajo diferentes condiciones de carga, dando lugar generalmente a presentar una falla balanceada.

Tabla 5.1 Características de elementos con distintos índices de refuerzo.

Curva típica correspondiente de la figura 5.4	Porcentaje de acero		Índice de refuerzo ω	Tipo de elemento	Modo de falla	Grado de ductilidad
	de tensión ρ	de compresión ρ'				
A	Nulo	Nulo	Nulo	Concreto simple	Concreto en tensión	Frágil
B	Muy pequeño	Nulo	Muy pequeño	Muy subreforzado	Fractura del acero, frágil	Poco dúctil
C	Normal bajo	Nulo	Normal bajo	Subreforzado	Aplastamiento después de la fluencia	Muy dúctil
D	Normal alto	Nulo	Normal alto	Subreforzado	Aplastamiento después de la fluencia	Dúctil
E	Normal alto	Del orden del de tensión	Normal bajo	Subreforzado	Aplastamiento después de la fluencia	Muy dúctil
F	Muy alto	Nulo	Muy alto	Sobrerreforzado	Aplastamiento sin fluencia del acero	Frágil
G	Muy alto	Del orden del de tensión	Normal bajo	Subreforzado	Aplastamiento después de la fluencia	Dúctil

Ilustración 47. Características de los elementos con distintos índices de refuerzo, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Gonzales Cuevas, 2005.

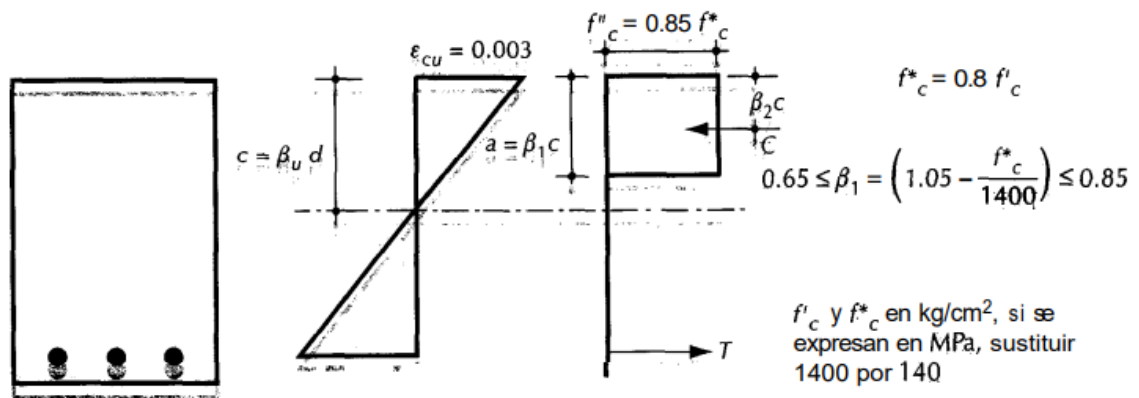
Comentarios

Se puede apreciar en la tabla del libro de Gonzales Cuevas una manera más dinámica de entender los comportamientos que sufren los elementos al tener mayor o menor refuerzo en las zonas de compresión y de tensión, o que nos da a entender que el comportamiento deseado que debe buscar el diseñador debe ser un modelo subreforzado para alcanzar la ductilidad del elemento estructural.

6.3 Hipótesis para la Obtención de Resistencias

Conforme al apartado 3.5 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño en Concreto, la evaluación de las capacidades resistentes de secciones con cualquier forma expuestas a flexión, carga axial o su combinación, se llevará a cabo siguiendo los principios del equilibrio y las siguientes suposiciones: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

- Las deformaciones unitarias longitudinales se distribuyen de manera plana en la sección transversal de un elemento.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal modo que la deformación unitaria del acero es idéntica a la del concreto adyacente.
- El concreto no posee capacidad para resistir esfuerzos de tracción.
- La deformación unitaria del concreto en compresión al alcanzar la resistencia de la sección es de 0.003.
- La distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto, al alcanzar la resistencia de la sección, es uniforme y tiene un valor de f_c'' igual a $0.85f_c'$ hasta una profundidad de la zona comprimida igual a β_1c



donde:

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c' \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 28 \text{ MPa}$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2 \right) |$$

Ilustración 48. Diagrama del bloque de esfuerzos, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Gonzales Cuevas, 2005.

A pesar de que el acero de refuerzo ordinario no exhiba un punto de fluencia claramente definido, es posible aproximar su diagrama esfuerzo-deformación mediante una línea recta que se origina en el origen y presenta una pendiente igual a E_s . Adicionalmente, se traza una línea horizontal que cruza por el valor correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En casos de aceros sin un punto de fluencia bien marcado, esta línea horizontal se ajustará al esfuerzo convencional de fluencia. Para este último, se determina su intersección con el diagrama esfuerzo-deformación unitaria a través de una línea paralela al tramo elástico, cuyo valor en el eje x es 0.002 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

El dimensionamiento de las secciones transversales que experimentan cargas de flexión, cargas axiales o una combinación de ambas (flexocompresión) debe fundamentarse en el equilibrio y la concordancia de deformaciones, siguiendo las premisas del apartado 3.5 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

La situación de equilibrio de deformaciones ocurre en una sección transversal cuando el acero de refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria equivalente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión llega a su deformación unitaria asumida como última de 0.003 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

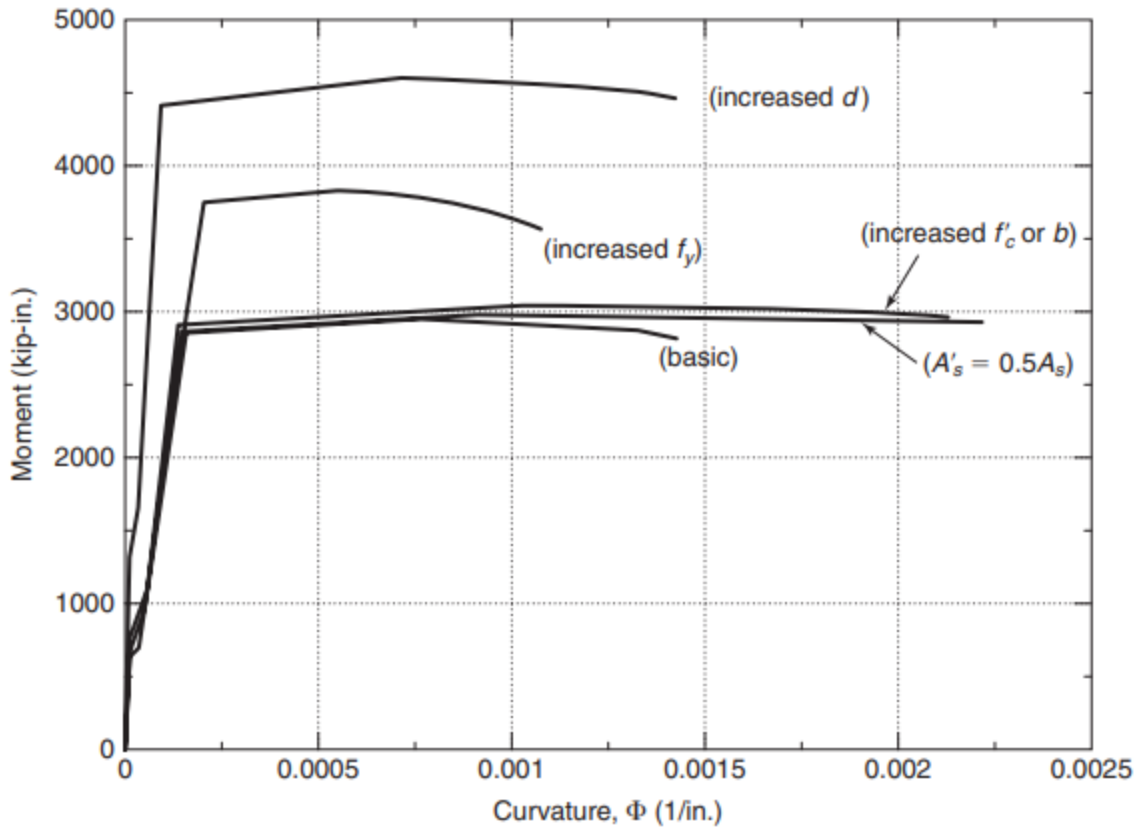


Ilustración 49. Effect of increasing f_y , d , f'_c , b , and A_s , Reinforced Concrete Mechanics and design, James G. MacGregor, 2012.

Comentarios

Podemos entender lo siguiente de la gráfica anterior del libro de diseño de concreto de MacGregor, ya que da a entender de manera clara que el incremento del área de acero, de la base y de la resistencia a la compresión del concreto NO siempre se obtiene los resultados más favorables, la única forma de incrementar la resistencia es mediante el peralte.

6.4 Factores de Reducción

Se emplean varios factores con el propósito de considerar las incertidumbres y variaciones en las cargas y propiedades que se aplican al material.

Siguiendo las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Concreto, las capacidades de resistencia deben ser ajustadas mediante un factor de reducción, FR. A menos que se establezcan exenciones específicas en las presentes normas, los valores de los factores de resistencia serán los siguientes:

- 1) $FR = 0.9$ para flexión.
- 2) $FR = 0.75$ para cortante y torsión.
- 3) $FR = 0.65$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- 4) Para flexo compresión:

$FR = 0.75$ cuando el elemento falle en tensión;

$FR = 0.75$ “cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos del inciso 6.1.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de los incisos 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4, según el valor de Q usado.” (pág. 44).

$FR = 0.65$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

- 5) Para aplastamiento: $FR = 0.65$

6.5 Diseño de Vigas

Los elementos estructurales que están sometidos a momentos de flexión serán dimensionados de manera que su capacidad de resistencia a la flexión, evaluada conforme al apartado 5.1.3, sea al menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados mediante las cargas factorizadas.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Concreto, las premisas de equilibrio y las hipótesis generales establecidas en la sección 3.5 generan las siguientes expresiones para la capacidad de resistencia a la flexión, denotada como M_R . En estas expresiones, el factor de reducción F_R se considerará igual a 0.9 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

a) Secciones rectangulares sin acero trabajando en compresión.

$$M_R = F_R b d^2 \epsilon_c'' q (1 - 0.5q)$$

O

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

b) Secciones rectangulares con acero de compresión.

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Refuerzo Mínimo

El refuerzo mínimo de tracción en secciones de concreto reforzado, a excepción de las losas con apoyos perimetrales, deberá ser suficiente para que el momento resistente de la sección sea al menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección no fisurada. Para determinar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento será calculado empleando el módulo de rotura no ajustado, definido en el apartado 2.1.3.

La cantidad superficial mínima de refuerzo requerida en secciones rectangulares de concreto reforzado con densidad estándar, puede ser aproximadamente estimada utilizando la siguiente expresión (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

$$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$\frac{14}{f_y} b_w d$$

“b” y “d” representan el ancho y la altura efectiva de la sección, respectivamente, sin reducciones. No obstante, no es obligatorio que el refuerzo mínimo sea superior a 1.33 veces el necesario según el análisis.

Cortante

El cortante es la fuerza ejercida sobre una sección transversal para equilibrar las fuerzas verticales que actúan en una viga u otro elemento estructural.

Al ejercer fuerzas verticales a una viga, como las cargas permanentes, se generan fuerzas internas que deben interactuar para otorgar el equilibrio estructural, estas fuerzas internas incluyen el momento flector y el cortante.

La fuerza cortante se simboliza como una fuerza que actúa de manera perpendicular a la orientación de la viga, operando en el plano transversal. Su intensidad cambia a lo largo de la extensión de la viga, y típicamente alcanza su valor máximo en los puntos donde las cargas se aplican o en los puntos de apoyo de la viga.

Refuerzo en vigas y columnas

El apartado 5.3.5.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Concreto establece que "este refuerzo debe consistir en estribos cerrados que sean perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También es posible utilizar malla de alambre soldado, conectándola según lo indicado en el inciso 6.6.3. Los estribos deberán finalizarse de acuerdo con las instrucciones en el inciso 6.1.4 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se empleará acero con un límite elástico f_y mayor a 4200 kg/cm². Para el diseño, el esfuerzo de fluencia del refuerzo no se considerará mayor a 4200 kg/cm². No se considerarán estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor a 45 grados, ni barras dobladas en las que este ángulo sea menor a 30 grados. La distancia

entre los elementos de refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} de la siguiente manera (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Cuando el valor de V_u sea mayor que el valor de V_{cR} , la separación, s , entre los elementos de refuerzo transversal se determinará utilizando la siguiente expresión:

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

Donde:

A_v área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia s ;

θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal calculada como:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

Si el refuerzo se compone de un único estribo o un conjunto de barras paralelas dobladas en una sección determinada, el cálculo de su área se llevará a cabo mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_{sR}}{F_R f_y \text{sen } \theta}$$

Para vigas en las cuales la relación entre el claro y el peralte total, L/h , sea igual o mayor que 5, el cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto, denotada como V_{cR} , se realizará siguiendo el siguiente criterio:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)0.3\sqrt{f'_c}bd$$
$$\left(V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'_c}bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R0.16\sqrt{f'_c}bd$$
$$\left(V_{cR} = F_R0.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

En todo caso V_{cR} deberá cumplir con

$$V_{cR} \leq F_R0.47\sqrt{f'_c}bd$$
$$\left(V_{cR} \leq F_R1.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

Comentarios

Estas ecuaciones nos permiten destacar la importancia de la resistencia a cortante de los diferentes materiales, ya que, debido a la capacidad a cortante de un solo material no asegura la estabilidad del elemento ya que ambos materiales necesitan el uno del otro para tener una buena resistencia a cortante.

A continuación, en la siguiente figura muestra a través de software un análisis y revisión de cada elemento estructural, mediante el cual podemos estimar los elementos sujetos a mayores solicitaciones de momentos y fuerzas cortantes.

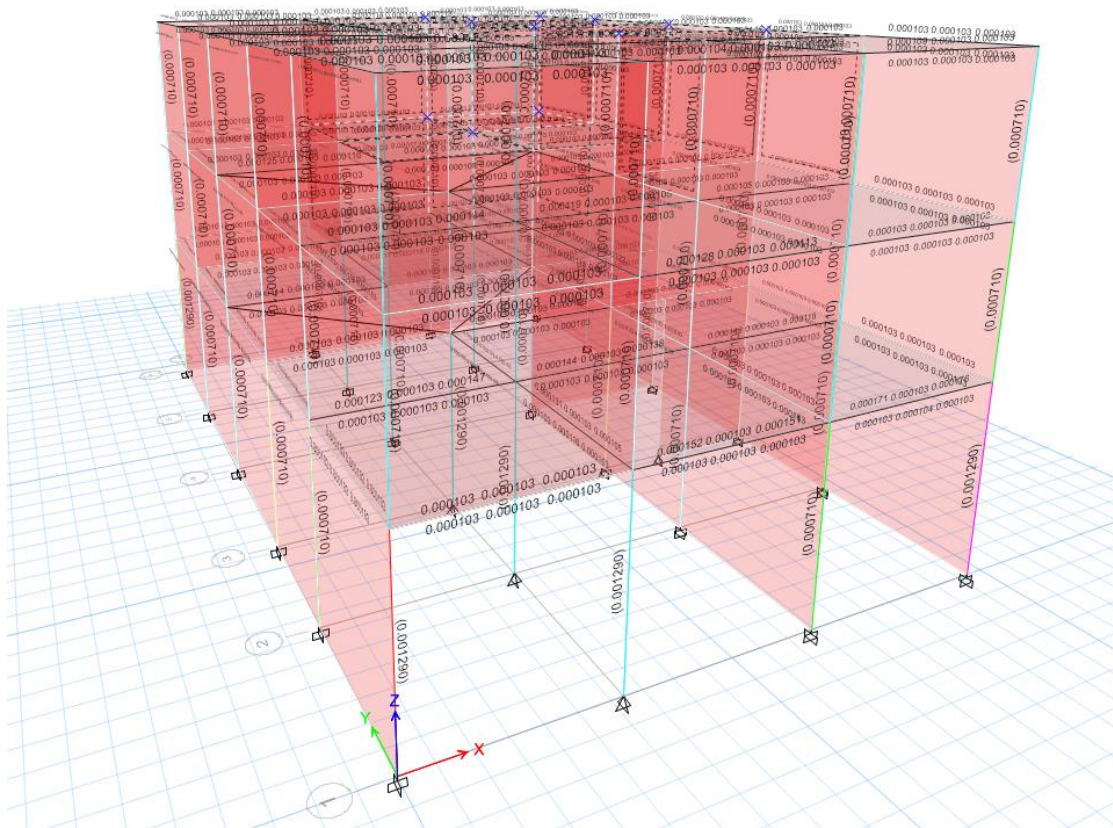


Ilustración 50. Design check del modelo, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

En el análisis de los elementos estructurales del modelo nos permite inferir las zonas que debemos poner especial atención, a partir de aquí nosotros ya podemos hacer una revisión más detallada de cómo se comportan los elementos “frame” y “Shell” ante momentos o fuerzas cortantes en cualquier combinación de carga, inclusive puede darse la posibilidad que un elemento este “sobredimensionado” para su carga requerida, pero se necesitó dar ciertas características geométricas para aportar más rigidez a ese elemento en el análisis sísmico.

Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
PB	B67	339	V-40x20	1.2PP+CM+1.6CVMAX	252	493	1	Sway Ordinary

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{cl} (cm)	d _{db} (cm)
20	40	20	0	4	4

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
238751.96	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSprial}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{cl} (cm)	d _{db} (cm)
20	40	20	0	4	4

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
238751.96	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSprial}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-253493.12		1.96	0.05	2.41	2.41
Bottom (-2 Axis)		0	0	0.05	0.06	0.06

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear ΦV _s kgf	Shear ΦV _s kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
5275.72	4527.86	1898.29	0	0.0167

Ilustración 51. Obtención de detalles de la sección de concreto, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Comentarios

Se obtuvieron los resultados de un elemento viga que está siendo sometida a un momento ultimo de 2.41 Ton, así como a un cortante de 4.527 Ton

Datos de la Viga

diseño de vigas	
Base	20 cm
Altura (H)	40 cm
Rec	4 cm
peralte	36 cm
f'c	250
fy	4200
β1	0.85
φ Flexión	0.9
M último	253943 kg-cm
V último	4527
φ cortante	0.75

Datos del elemento viga

1) Igualar MN=MU	0.043543038	Cortante que toma el concreto	
$\frac{M_U}{\phi b f' c d^2}$		$V_{cR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} b d$	3000 kg
2) Obtener ω	0.044534709	Revisar dimensiones de la viga	
$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \left(\frac{M_U}{F_R b f' c d^2} \right)}$		$V_u < F_R 2.5 \sqrt{f'_c} b d$	7885.17879 kg
3) Obtener cuantía	0.002650876		
$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y}$		Cortante que toma el acero	2685.33333
4) Obtención acero a flexión		$V_{sR} = V_u - V_{cR}$	2014
$A_s = (\rho)(b)(d)$	1.91 cm ²		
5) Revisión de acero mín	1.90	$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$	6390
$A_{s_{min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$	2.4 cm		

Comentarios

Por último, podemos confirmar que la relación de área de acero, como área de acero mínima coincide con los datos que nos arrojó el programa.

Así mismo podemos afirmar que la resistencia a cortante de los materiales en ocasiones llega a ser suficiente para el requerimiento (4,527 kg), en este caso el concreto alcanzo la capacidad a cortante, pero no significa que con eso pueda resistir el cortante necesario, ya que como la teoría lo dice, la relación entre aportaciones del concreto y del acero, marcan la diferencia de un buen diseño, en este caso se tuvo que reducir la capacidad a cortante del concreto para ambos materiales aporten resistencia.

6.6 Verificación de Deflexiones (Vigas y Losas)

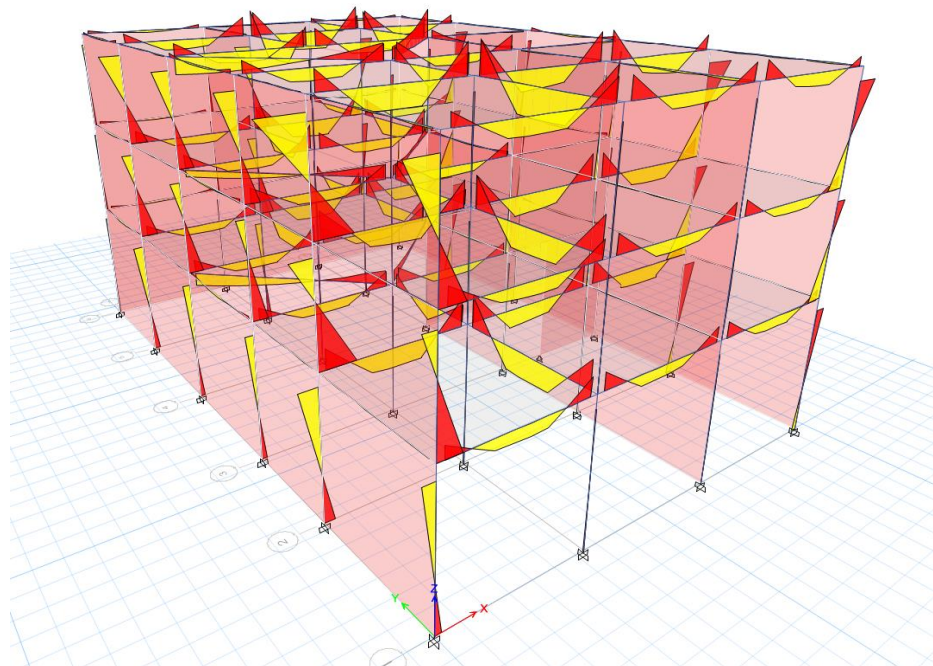


Ilustración 52. Obtención de diagramas de momentos en el modelo, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

6.6.1 Deflexiones Inmediatas y Diferidas

Las deflexiones en las estructuras se refieren a las deformaciones o desplazamientos que ocurren en respuesta a las cargas aplicadas. Las deflexiones pueden dividirse en dos categorías principales: deflexiones inmediatas y deflexiones diferidas.

Deflexiones inmediatas: Son las deformaciones que ocurren de manera instantánea cuando se aplica una carga a la estructura. Estas deflexiones se producen debido a la elasticidad de los materiales y se estabilizan rápidamente una vez que se alcanza el equilibrio. Las deflexiones inmediatas dependen de la magnitud y distribución de la carga aplicada, así como de las propiedades de los materiales y la rigidez de la estructura.

Deflexiones diferidas: Son las deformaciones que ocurren a lo largo del tiempo después de la aplicación de una carga constante. Estas deflexiones son el resultado de varios fenómenos, como la fluencia de los materiales, la relajación de tensiones y las deformaciones por contracción. Las deflexiones diferidas pueden ser significativas en estructuras de largo plazo y se incrementan con el tiempo debido a la respuesta del material a cargas sostenidas.

Las deformaciones que se presentan al aplicar la carga de manera inmediata serán evaluadas utilizando los métodos y ecuaciones convencionales para calcular deformaciones elásticas. A menos que se aplique un análisis más fundamentado o se cuente con datos empíricos, las deformaciones de los elementos de concreto de peso normal serán calculadas empleando un módulo de elasticidad coherente con lo indicado en la sección 2.1.4 de las NTC para Concreto, y el momento de inercia efectivo, I_e , será determinado mediante la ecuación. (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{f_f I_g}{h_2}$$

Donde:

- I_e inercia efectiva
- $M_{máx}$ momento flexionante máximo
- M_{ag} momento de fisuración
- h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra a tensión.
- I_g inercia de sección bruta
- I_{ag} inercia de sección fisurada
- f_f módulo de ruptura

-----PROPIEDADES DE SECCION-----

Inercia bruta de la viga = 33750[cm⁴]
 Inercia fisurada Icr = 21913[cm⁴]
 Momento de fisuración Mcr = 6.39[kN-m]
 Máximo momento solicitante en servicio = 35.21[kN-m]
 Inercia efectiva Ie =22026[cm⁴]

-----DEFLEXIONES-----

Deflexión real inmediata = 2.4[mm]
 Deflexión real diferida en el tiempo = 4.6[mm]

Deflexión máxima permitida = L/480
 Deflexión máxima permitida = 6.8[mm]

-----CONCLUSIONES -----

LA VIGA SE DEFORMA MENOS QUE EL MAXIMO ADMISIBLE
 DISEÑO --OK--

Ilustración 53. Deflexión real inmediata y máxima permitida, Marcelo Pardo, 2023.

Comentarios

La deflexión Diferida ya da los resultados totales que sufre el elemento a lo largo del tiempo. Podemos concluir que la deflexión máxima permitida es más alta que la diferida, en la siguiente imagen nos permite ver como se muestra el valor de la deflexión que sufre la viga.

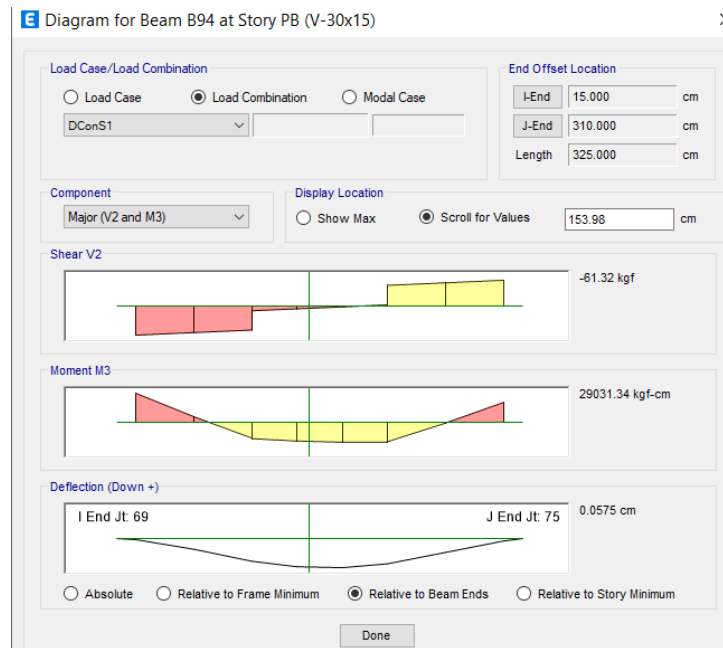


Ilustración 54. Deflexión Máxima en la viga, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

6.7 Diseño de Columnas

Durante el diseño de columnas, se consideran diferentes factores y variables para asegurar que cumplan con los requisitos de resistencia y desempeño estructural. Estos factores incluyen las cargas de diseño, la resistencia del material utilizado, la geometría de la columna, la relación de esbeltez, los detalles constructivos y los criterios de diseño establecidos por las normas.

El proceso de diseño de columnas implica determinar la carga de diseño, calcular las fuerzas y momentos internos generados por esas cargas, y luego dimensionar la columna y el refuerzo de

acuerdo con los requerimientos de resistencia y estabilidad. Se utilizan métodos y fórmulas de análisis estructural, considerando aspectos como la resistencia a compresión del material, la capacidad de carga axial y la resistencia al pandeo lateral.

Además, se debe prestar especial atención a la correcta distribución y anclaje del refuerzo de acero dentro de la columna, ya que esto contribuye a mejorar su capacidad para resistir las cargas y garantizar su integridad estructural en situaciones de carga sísmica o eventos extremos.

El diseño de columnas también implica la consideración de los aspectos constructivos, como la facilidad de construcción, la calidad de los materiales utilizados, la durabilidad y la capacidad de mantener la integridad estructural a largo plazo.

Conceptos generales

Restricción de desplazamientos laterales en los extremos de columnas

Se considerará que una columna tiene restricciones laterales en sus extremos cuando los desplazamientos relativos entre estos extremos sean insignificantes. La falta de desplazamiento significativo puede deberse a la presencia de elementos en el piso con alta rigidez lateral, como contravientos o muros, o a la capacidad de la estructura para resistir las cargas aplicadas sin experimentar desplazamientos laterales notables (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Longitud sin restricciones, H , de un componente bajo flexo compresión

Se define como la distancia despejada entre elementos que puedan proporcionar soporte lateral al componente. En columnas que sostienen sistemas de piso compuestos por vigas

y losas, H representa la separación entre el piso y la parte inferior de la viga de mayor altura que llega a la columna en la dirección considerada para la flexión. En aquellas columnas que soportan losas planas, H corresponde a la separación entre el piso y la sección en la que la columna se conecta al capitel, ábaco o losa, según corresponda (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

En la sección 3.2.2 de las NTC Concreto se establece que se permite considerar los efectos de esbeltez utilizando el método de aumento de los momentos flexionantes descrito en el apartado 3.2.2.2, o a través del análisis de segundo orden especificado en el apartado 3.2.2.3 (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Longitud efectiva, H' , de un componente sometido a flexo compresión

La longitud efectiva de componentes cuyos extremos presentan restricciones laterales puede calcularse mediante el empleo del diagrama de la figura 3.2.1. En caso de optar por utilizar dicho diagrama, la longitud válida se obtendrá como: (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

$$H' = kH$$

o:

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + \frac{1}{2}(k_A^2 + k_B^2)}$$

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación en el apartado 8.3.1 de las NTC Concreto

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g$$

donde:

a) ΣM_e se agrega al conjunto de momentos resistentes en el plano de análisis, que son calculados con un factor de resistencia de 1, de aquellas columnas que convergen en el nudo. Se seleccionará el momento resistente correspondiente a la carga axial factorizada que, en un diagrama de interacción de la columna, genere el menor momento resistente. La capacidad de resistencia a la flexión de las columnas se determinará mediante un esfuerzo en el acero de 1.25 veces f_y . Al evaluar los momentos resistentes en el plano de análisis, no se tendrán en cuenta los momentos que operan en el plano perpendicular.

b) ΣM_g se suma al conjunto de momentos resistentes calculados con un factor de resistencia de 1, provenientes de las vigas que convergen en el nudo. Las sumas antes mencionadas se llevarán a cabo de manera que los momentos de las columnas actúen en oposición a los de las vigas. Esta condición debe ser cumplida para ambos sentidos en los cuales puede actuar el sismo.

Efectos de Segundo Orden

Los análisis de segundo orden implican el cálculo de las fuerzas y momentos internos considerando el impacto de las deformaciones en estas magnitudes, la influencia de la carga axial en las rigideces, el comportamiento no lineal y la formación de grietas en los materiales, la duración de las cargas, los cambios en el volumen debido al flujo plástico, así como la interacción con la base de sustentación (Secretaría de Obras y Servicios, 2017).

Comentarios

Podemos apreciar en la siguiente imagen que el cortante de mayor importancia es el de la columna de la izquierda, debido a la naturaleza de sistema de piso débil de nuestra estructura debemos de poner especial atención al diseño de estos elementos y sobre todo que estén en los rangos permisibles.

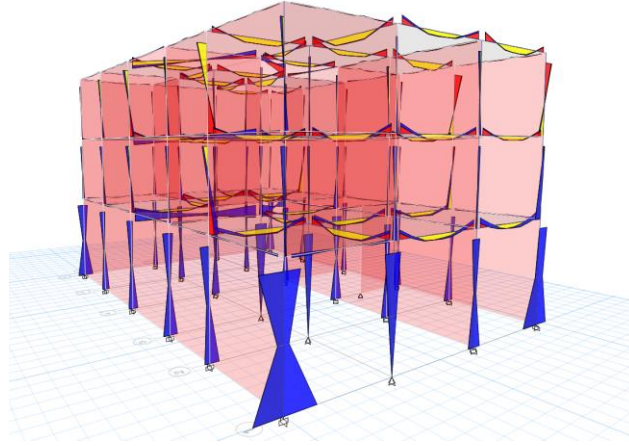


Ilustración 55. Diagramas de cortante, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

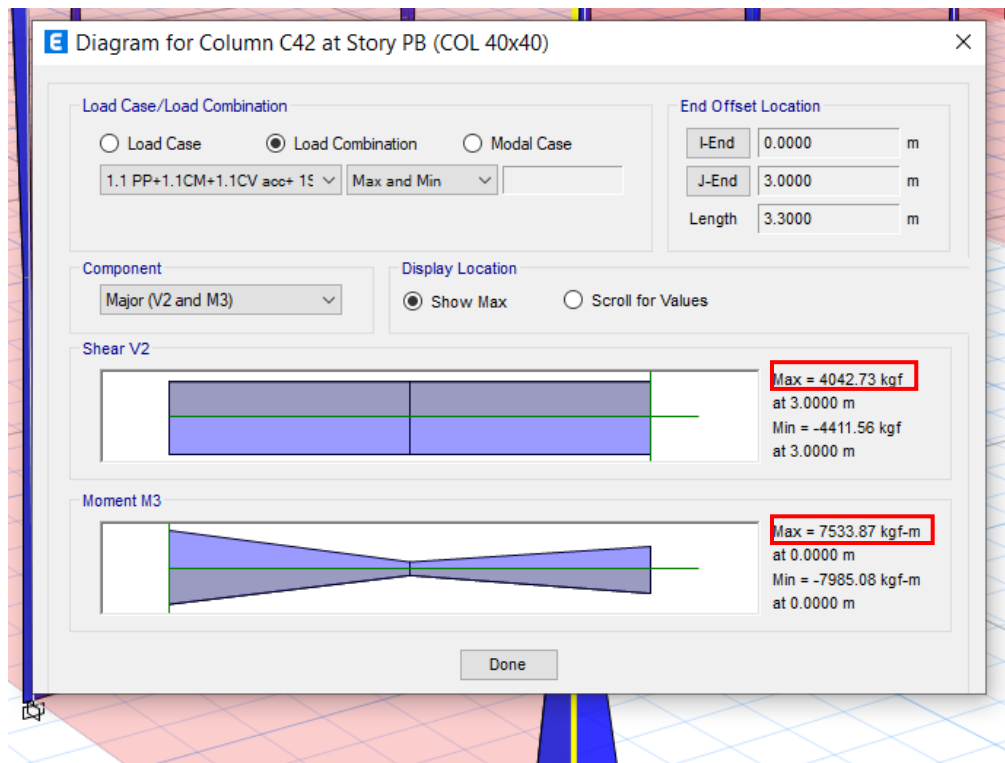


Ilustración 56. Diagramas de cortante sobre una columna sometida a una combinación de sismo y momento máximo, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

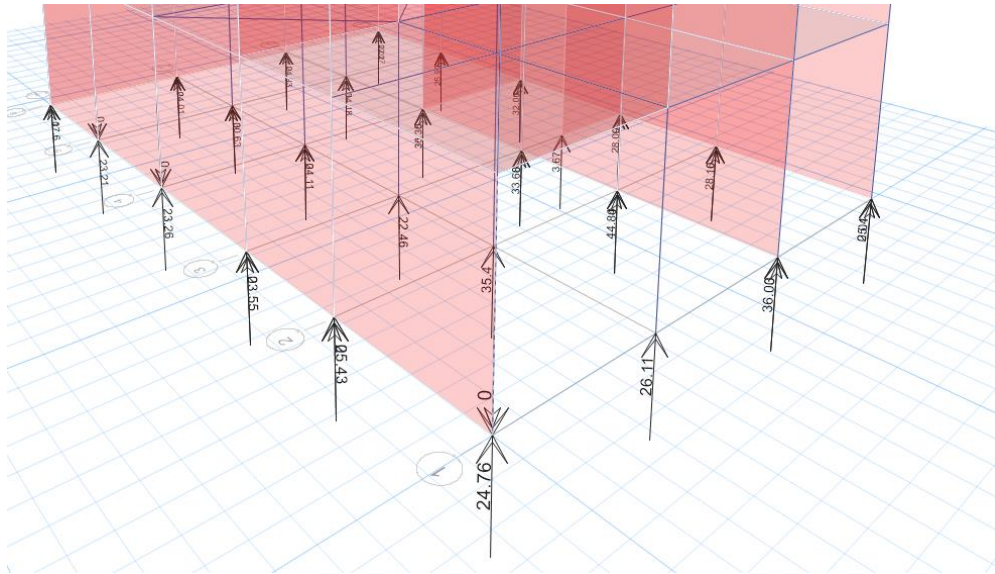


Ilustración 57. Reacciones en el eje z, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

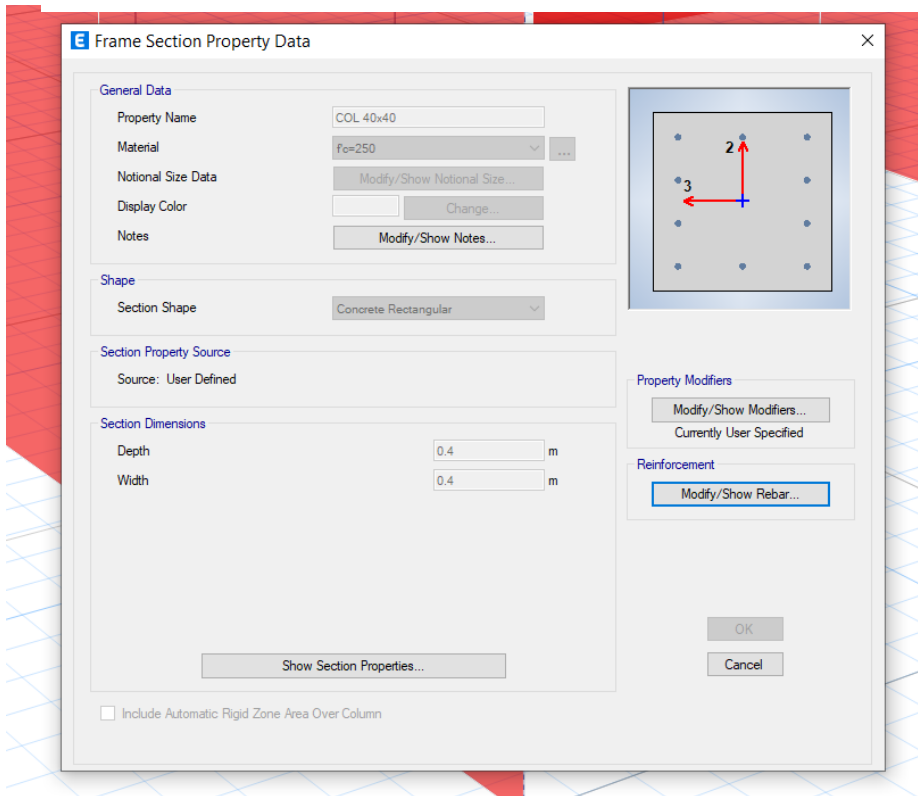


Ilustración 58. Elaboración de la columna a analizar, Elaboración propia, ETABS v19, 2023.

Comentarios

A través del software DID desarrollado por la Universidad Autónoma Metropolitana en apoyo con el ingeniero Gonzales Cuevas podemos tener un importante y especializado programa que nos permita determinar los diagramas de interacción de las columnas de una manera más realista, simplemente se tienen que conocer las dimensiones del elemento columna, así como el arreglo de acero de refuerzo propuesto para obtener los diagramas.

El software es de código abierto y se puede descargar directamente del portal del gobierno de la Ciudad de México.

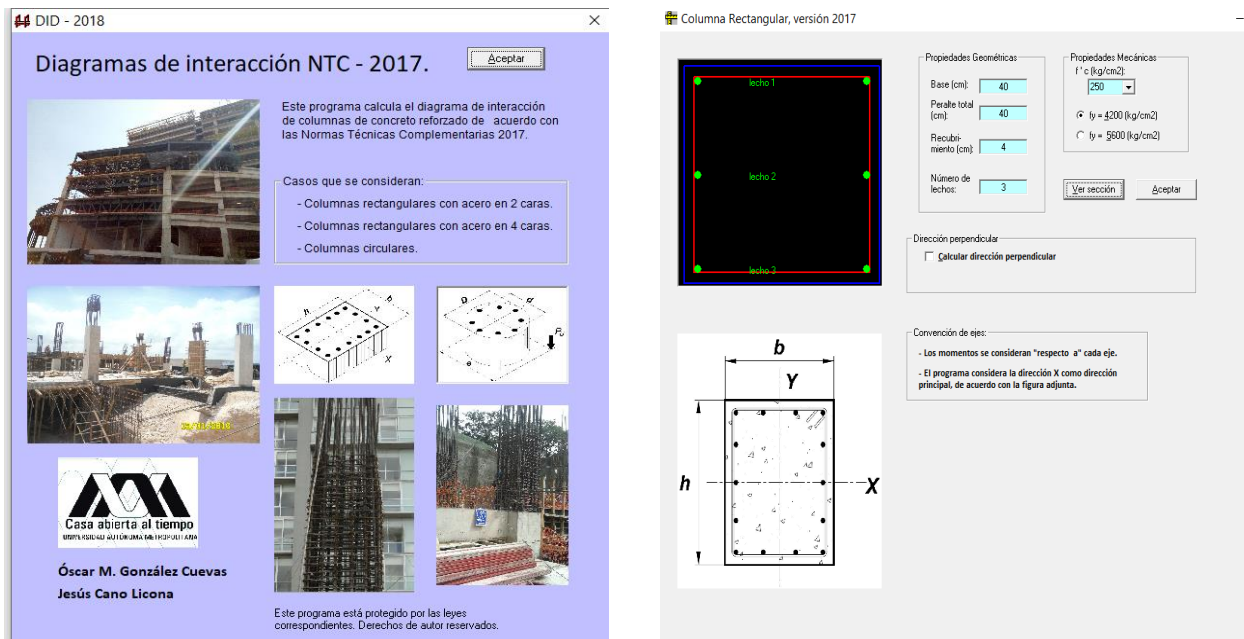


Ilustración 59 y 60. Ventana principal del software y Esquema del elemento columna, DID - 2018, UAM, 2023.

Diagrama de interacción, NTC-2017

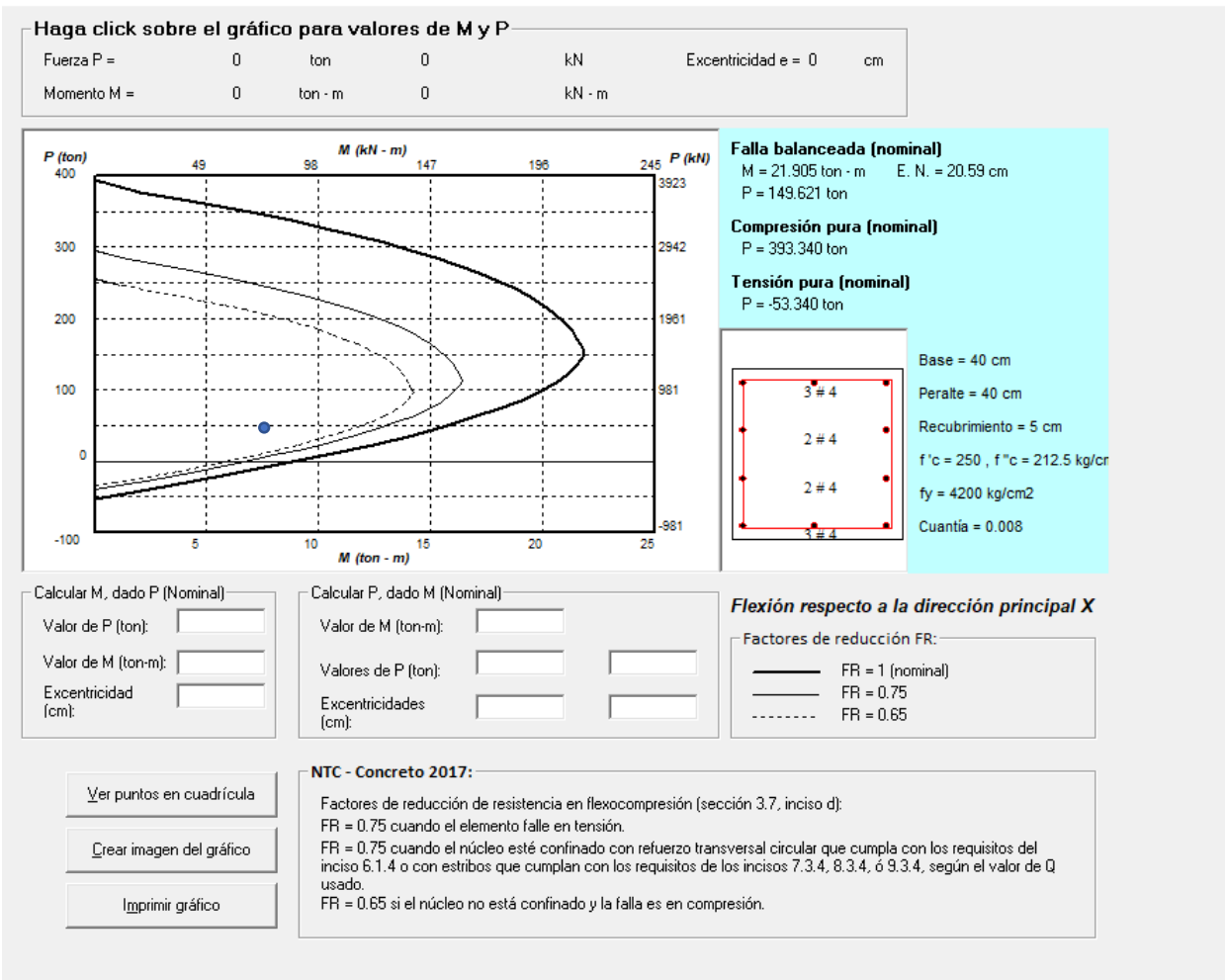


Ilustración 61. Diagrama de iteración del elemento columna, DID - 2018, UAM, 2023.

Comentarios

Podemos obtener el diagrama a partir de las resistencias y propiedades geométricas de la sección, con esto se puede observar que el elemento columna cumple con los estándares que establecen las Normas Técnicas Complementarias, estando dentro de los valores $FR = 0.65$, nuestras solicitaciones están muy cerca entre las zonas de compresión pura y flexión pura siendo esta última la zona ligeramente dominante.

Conclusiones

Recapitulación de los objetivos: Se han cumplido los objetivos establecidos al comienzo del trabajo, ya que se pudo establecer el criterio y entendimiento de lo que es diseñar una estructura segura y resistente a los sismos, asegurando el cumplimiento de las diferentes Normas Técnicas Complementarias del 2017 mencionadas en los alcances.

Cumplimiento de las NTC 2017: Se puso especial atención en la aplicación y el uso correcto de cada Norma Técnica Complementaria que fuera requerida en el análisis y diseño estructural del edificio de departamentos, resaltando todas las medidas adoptadas para cumplir con los requisitos y lineamientos establecidos para dar seguridad sísmica a la estructura.

Metodología y análisis estructural: La metodología que se usó fue lo más ordenada posible desde el planteamiento del proyecto estructural, resaltando la importancia de conocer el correcto procedimiento aprendido desde el sistema estructural a seguir, así como la modelación, carga sísmica, diseño de elementos estructurales, asignación de factores, ecuaciones, entre otros. Es importante lograr una buena metodología ya que siendo humanos nos podemos equivocar fácilmente, pero el correcto procedimiento nos puede hacer más fácil el regreso a la búsqueda de posibles errores humanos durante el proceso de diseño y análisis.

Resultados: Considero satisfactorios mis resultados debido a que el enfoque fue más multifactorial, tomando así referencias de otros tipos de normativas, así como hallazgos importantes que me ayudaron a obtener una mejor comprensión del comportamiento de las estructuras. El principal reto de este proyecto fue contar con un sistema de piso débil, lo que dificultó el proceso de análisis sísmico modal, sobreponiendo el factor del comportamiento sísmico de la región represento un



reto significativo en la distribución de las fuerzas sísmicas, las deformaciones esperadas, entre otros.

Limitantes: Mis limitaciones fueron más enfocadas al diseño estructural y a la iteración suelo estructura ya que, aunque se abordó de manera breve pero correcta el cálculo las deformaciones límites ejercidas por momentos y fuerzas cortantes, no se abarcaron por completo los requerimientos necesarios para el detallado estructural en planos. Por otra parte, en la iteración del suelo estructura no se llegó a realizar el estudio de mecánica de suelos, por lo cual solamente se pudo lograr realizar un ejemplo a través de datos aproximados, se resaltó la importancia que estos estudios conllevan en especial en la Ciudad de México, ya que aunque se realice un correcto diseño estructural, este puede fallar súbitamente debido a una mala propuesta de cimentación.

Uso de software de análisis: Cabe resaltar que durante el siguiente trabajo se lidio con la curva de aprendizaje del software ETABS, que, aunque no se note lo suficiente en este documento, el trabajo fuera de redacción del mismo también fue por aprender una nueva habilidad y corregir errores de novato. El uso de software en ingeniería nos puede ofrecer numerosos beneficios, como la eficiencia, la precisión en los cálculos, la capacidad de análisis avanzado, la visualización avanzada y la posible integración con demás ramas o programas, pero también implica validar o invalidar muchos resultados, comprender las suposiciones del software, verificar procedimientos, interpretarlos en contexto y mantenerse constantemente actualizado en la normatividad y los cambios que esta pueda sufrir. Al aplicar estas consideraciones se pueden tomar las mejores decisiones para un correcto diseño y análisis estructural.

Referencias

- *Secretaría de Obras y Servicios. (2022). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [PDF]. Ciudad de México.*
- *Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para el Proyecto Arquitectónico [PDF]. Ciudad de México.*
- *Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto [PDF]. Ciudad de México.*
- *Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones [PDF]. Ciudad de México.*
- *Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [PDF]. Ciudad de México.*
- *Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones [PDF]. Ciudad de México.*
- *Cuevas, Ó. M. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Distrito Federal: Limusa.*
- *Gaceta Oficial del Distrito Federal. (2004). REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. Distrito Federal: Procuraduría Ambiental y del Ordenamiento Territorial del D.F.*
- *INEGI. (2017). Condiciones Geográficas, Población y Desarrollo Económico del Distrito Federal y la Zona Metropolitana. Ciudad de México .*
- *Instituto de ingeniería UNAM. (2020). Actualización de la zonificación sísmica de la ciudad de México y áreas aledañas-Parte Norte. Ciudad de México: Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México.*
- *Instituto Mexicano del Transporte. (2021). Criterios básicos en la selección del tipo de cimentación superficial. Obtenido de <https://www.gob.mx/imt/es/articulos/criterios-basicos-en-la-seleccion-del-tipo-de-cimentacion-superficial?idiom=es>*
- *Pacheco, S. M. (2019). Desagüe, ambiente y urbanización de la Ciudad de México en el siglo XIX. Ciudad de México: scielo.org.mx.*