



## **2. Anteproyecto**

---

## **2. Anteproyecto.**

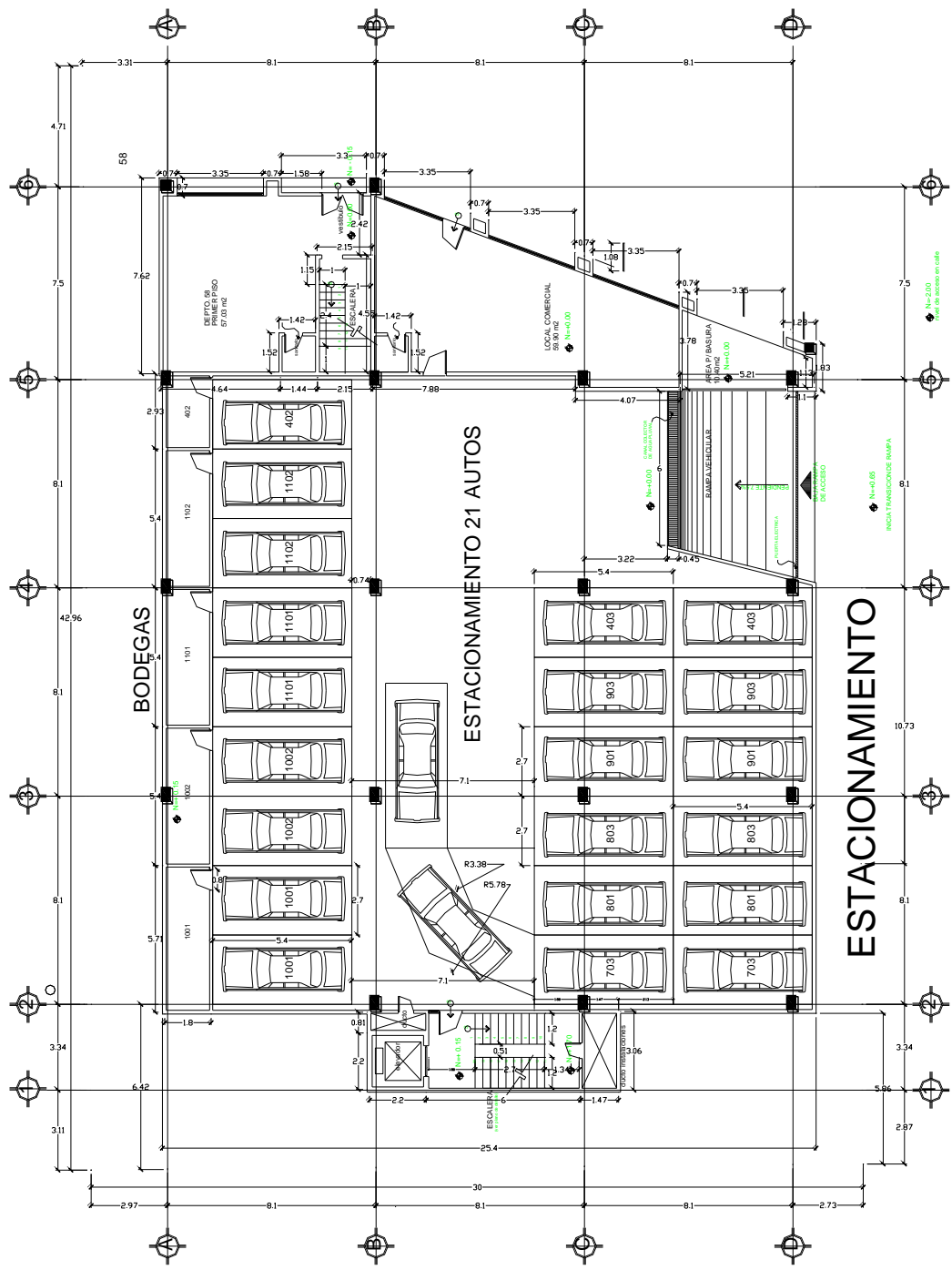
### **2.1 Proyecto Arquitectónico**

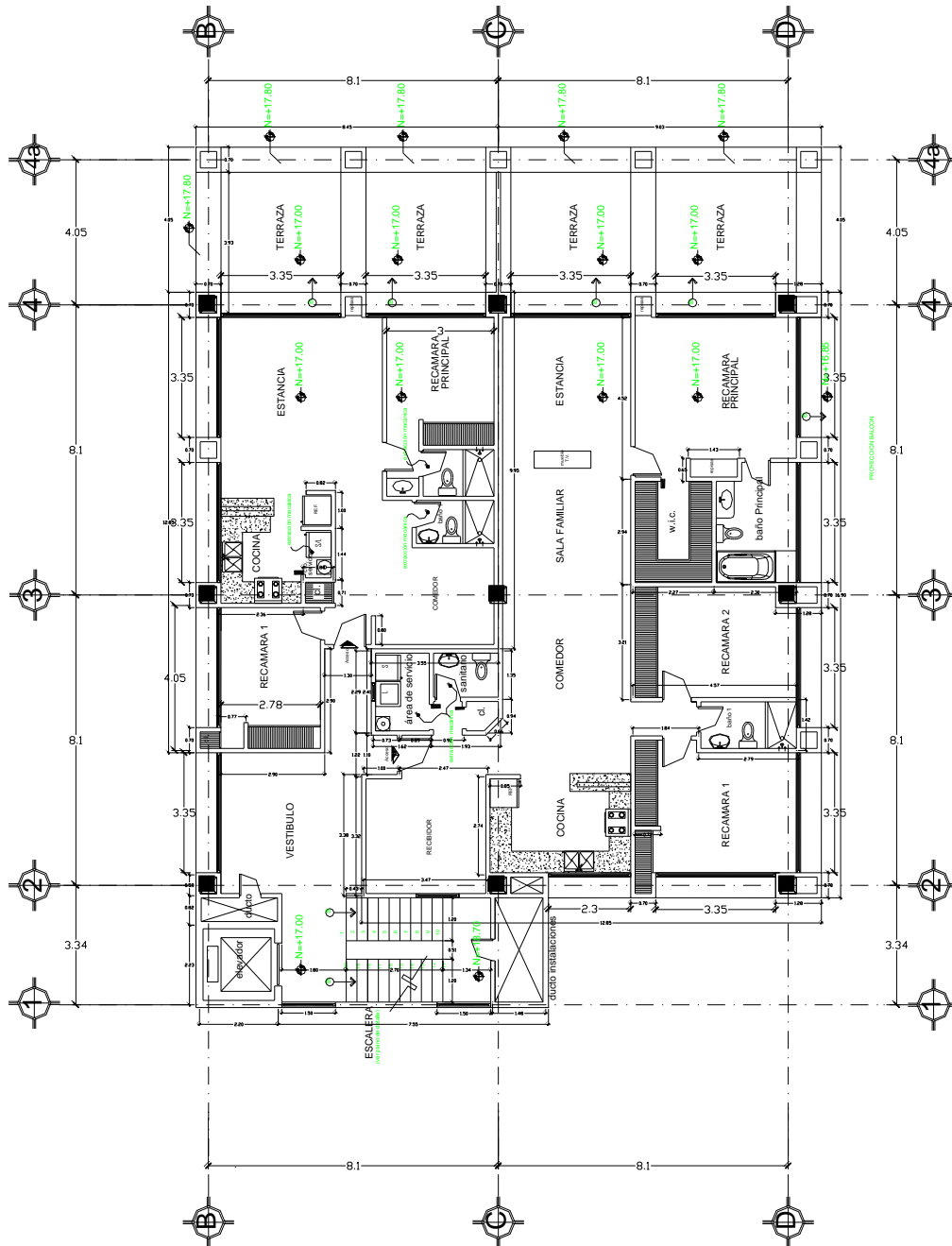
Un proyecto arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar el diseño de una edificación, antes de ser construida. El proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación y la distribución de usos y espacios. Este a su vez, está regido por la funcionalidad de la construcción.

Se representa el edificio en plantas, elevaciones o alzados, cortes o secciones y perspectivas. Todos los planos deben estar a escala y debidamente acotados según los lineamientos del dibujo técnico, marcando las dimensiones del edificio y su ubicación en el terreno así como su orientación con respecto al norte magnético. También se fijarán en el proyecto arquitectónico dimensiones generales mínimas, alturas o desniveles, distribuciones de los elementos, etc., correspondientes a un funcionamiento óptimo de la construcción, por lo que el diseño estructural tendrá que adaptarse para tomar en cuenta estas condiciones.

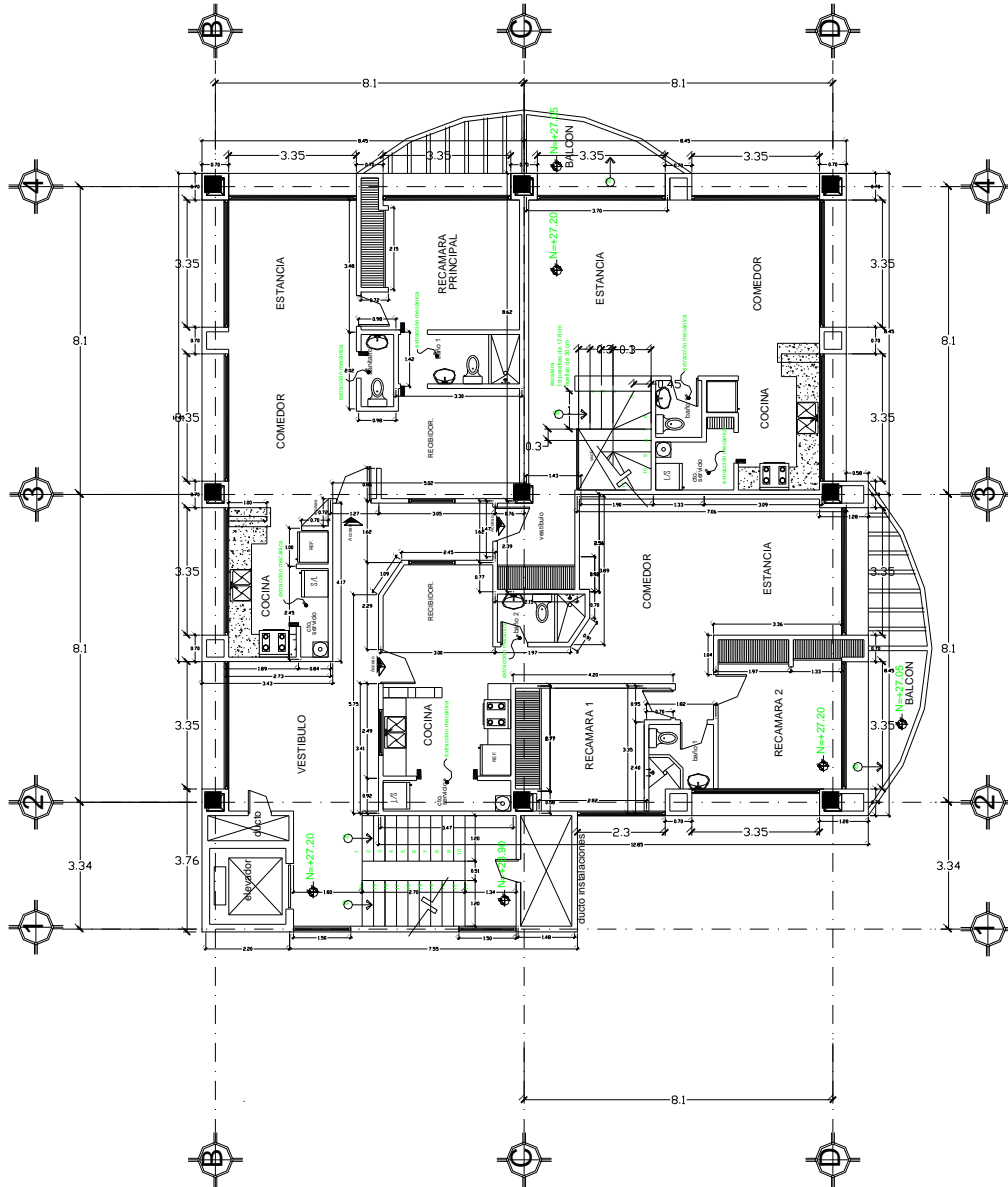
El proyecto arquitectónico también considerará la posible solución estructural, con objeto de que sea realizable dentro de ciertas condiciones óptimas. Así por ejemplo, los claros de los elementos estructurales se conservarán dentro de cierto rango, se admitirán ciertas secciones preliminares, se buscarán condiciones de estabilidad de la estructura, etc. En aquellos casos, en que una aparente estética, adopte partidos o soluciones no adecuados desde el punto de vista estructural, se requerirá de un estudio cuidadoso que pueda incluso llegar a la modificación arquitectónica.

Se presentan a continuación plantas, cortes y elevaciones del diseño arquitectónico del proyecto en estudio.

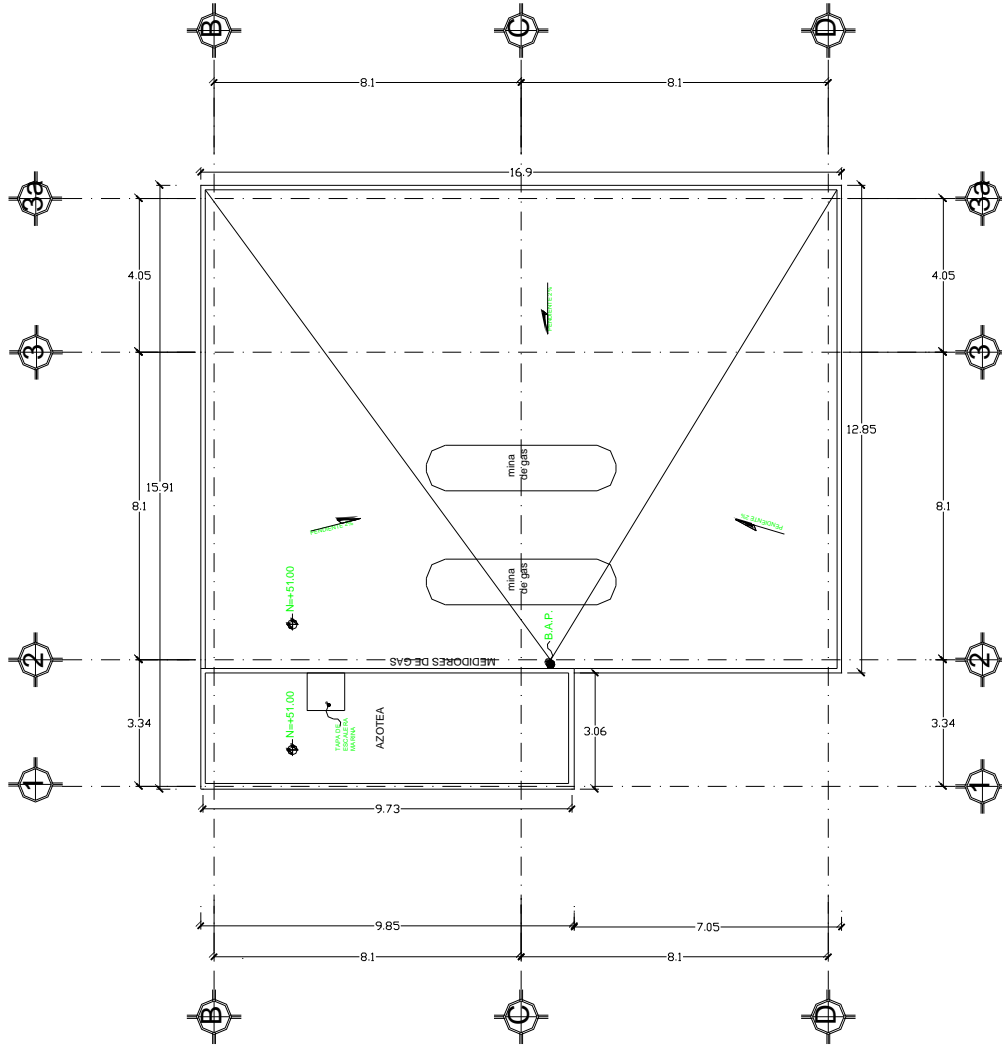




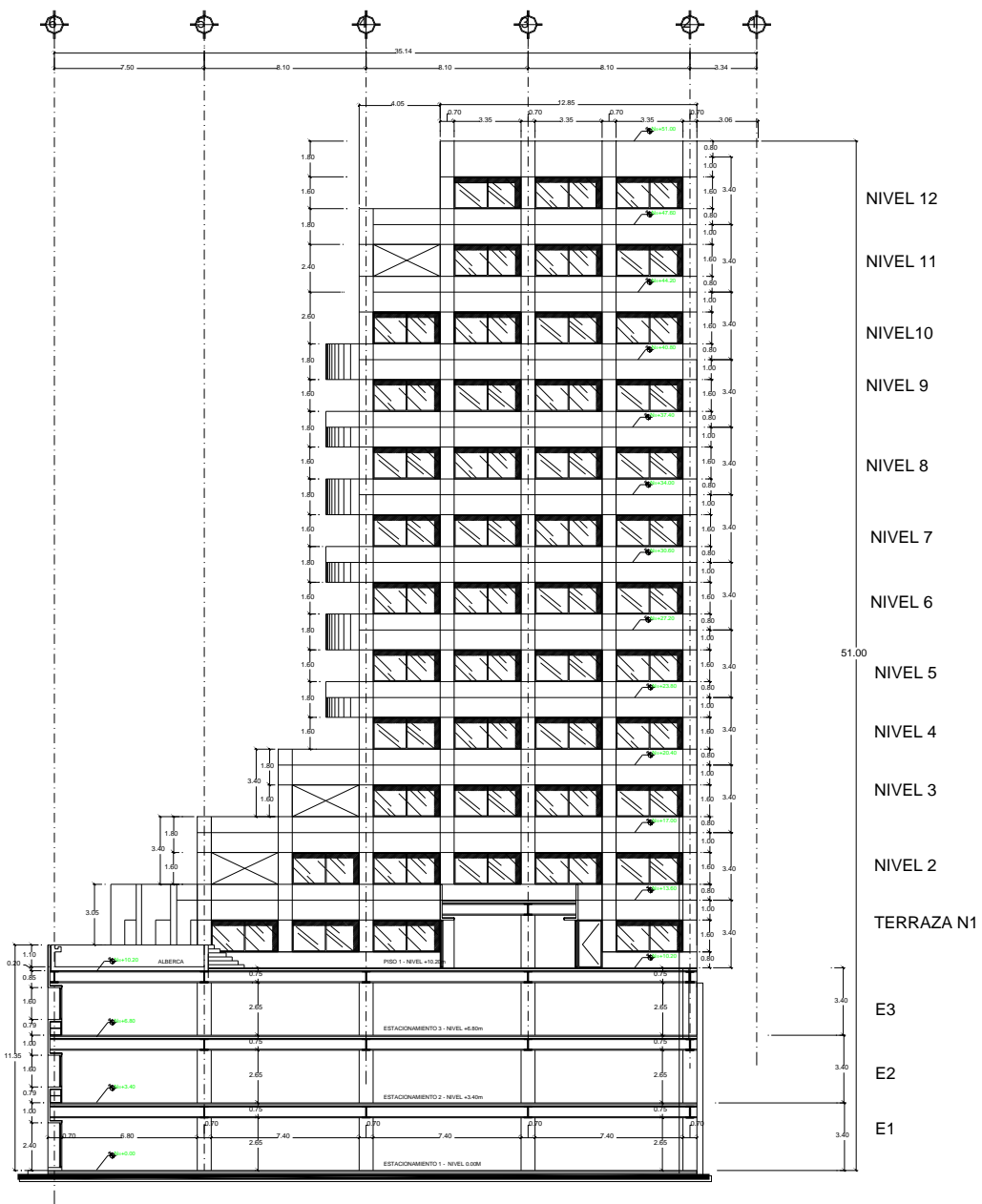
PLANTA NIVEL TIPO



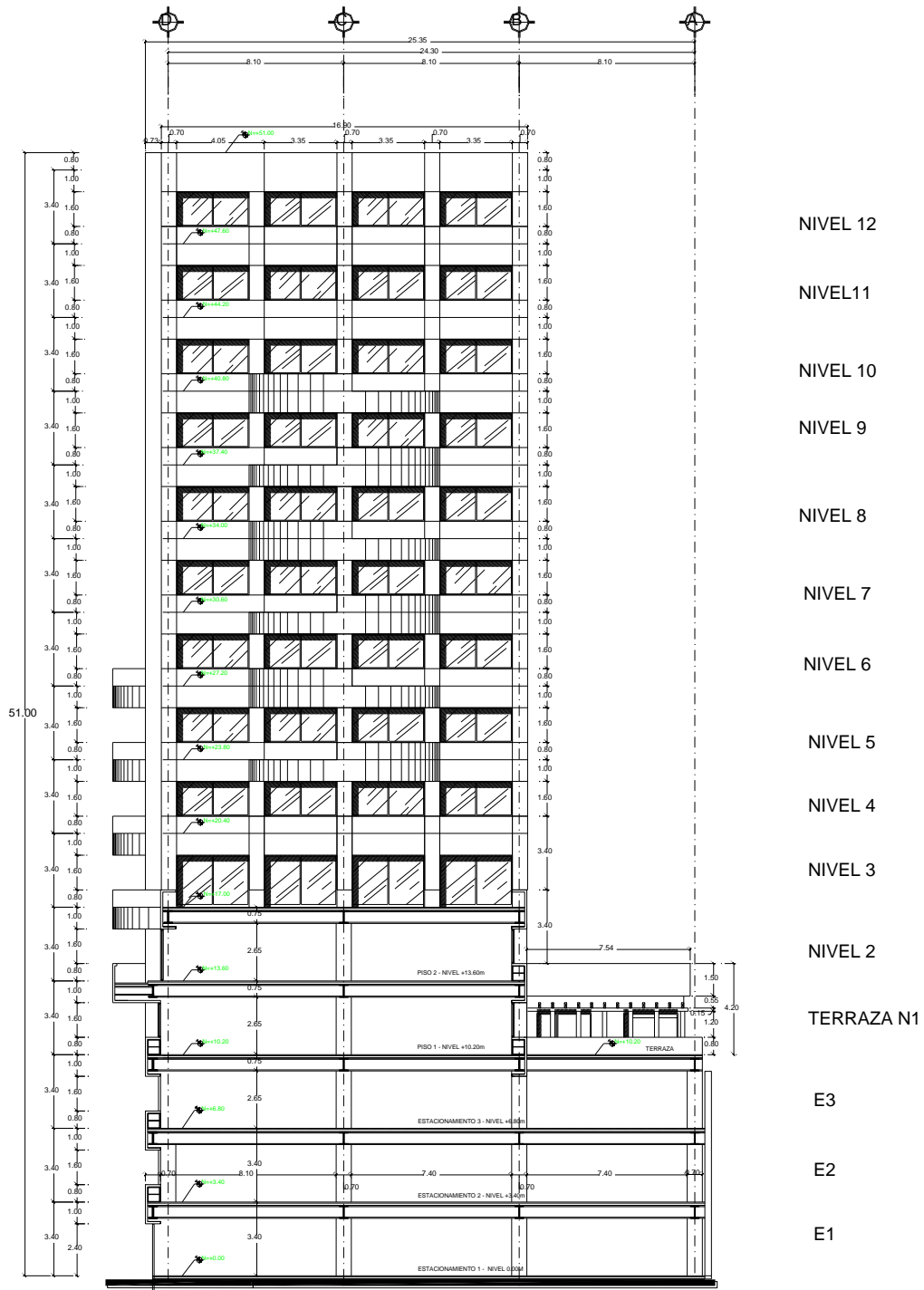
# PLANTA



# PLANTA DE TECHOS



CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL



---

## 2.2 Estructuración

La estructura generalmente cumple un fin para el hombre. Su objeto, puede ser limitar un espacio habitable, como es el caso de este edificio. Las estructuras, al cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas, van a estar sometidas a distintas sollicitaciones, las cuales deben soportar con cierto grado de seguridad.

En el proceso de estructuración se elige el material más adecuado para construir la estructura y se disponen los materiales o elementos estructurales de tal manera que se obtenga una solución óptima dentro de las fronteras fijadas al problema.

Entre los factores que intervienen en la determinación de la estructura más adecuada se considera lo siguiente:

- a) Proyecto Arquitectónico. Se describió en el punto anterior.
- b) Sollicitaciones. Dependen fundamentalmente del destino de la construcción, de la zona geográfica en la que está localizada la estructura, etc. El tipo, magnitud y distribución de las sollicitaciones definirán, en muchos casos, los materiales, la distribución de los elementos y la forma estructural.

En el diseño de la estructura se buscará el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las sollicitaciones establecidas. Una estructura además de resistir las fuerzas a que se encuentra sometida, tendrá que estar en condiciones estables por lo que habrá que evitar desplazamientos, volteos, etc. Por efecto del conjunto de fuerzas actuantes.

- c) Economía. Teniendo en cuenta todos los factores que intervienen en el proyecto estructural, habrá que optimizar la solución. Considerando los distintos materiales estructurales, posibles dimensiones de los claros, plazo de ejecución, etc., y estableciendo las consecuencias de una posible falla, se podrá obtener una solución óptima.
- d) Solución constructiva. La solución estructural por adoptar, tendrá que ser fácilmente realizable dentro de las limitaciones propias que existan para la obtención de materiales, disponibilidad de maquinaria y obra de mano, velocidad de ejecución, etc. Muchos son los proyectos que a pesar de cumplir con las condiciones de los puntos anteriores, no han podido realizarse o simplemente lo han encarecido por no haber tomado en cuenta el proceso constructivo.

El diseño de una estructura, se facilitará, si el proyectista, llega a sentir en qué forma se va a comportar la estructura, estableciendo la manera en que se transmitan las fuerzas entre los distintos elementos que lo forman.

---

Generalmente se supone, que el diseño estructural debe estar dirigido a la definición de una estructura, que a manera de esqueleto, constituye el elemento más importante de una construcción.

Se dan a continuación las características de los distintos elementos estructurales y la manera en que intervienen en el proceso de estructuración.

### **2.2.1 Elementos estructurales.**

Las estructuras están formadas por una serie de elementos más simples, que ya en conjunto comunican propiedades de resistencias, rigidez, etc., a la estructura. La labor del proyectista, consiste en seleccionar estos elementos estructurales y combinarlos entre sí eficientemente, para construir una estructura óptima. Una etapa posterior será el dimensionamiento de los miembros o elementos, a partir del comportamiento de la estructura bajo la acción de solicitaciones ya definidas.

Un factor muy importante en la selección los elementos estructurales es el tipo y la magnitud del esfuerzo a que se encuentra sometido. Indirectamente la selección está afectada por las características de las solicitaciones y por la geometría de la estructura, considerada como un conjunto.

#### **2.2.1.1 Elementos sujetos a compresión. Columnas y muros.**

Un elemento estructural sometido a una fuerza de compresión, puede fallar al alcanzar el esfuerzo de ruptura, ya sea como esfuerzo directo o como una combinación de esfuerzos. También puede fallar por pandeo de la pieza, si el esfuerzo de compresión en la misma, alcanza el valor correspondiente a la carga crítica. En este caso la falla de la pieza puede llegar a ser elástica, si los esfuerzos que se presentan son inferiores al límite elástico.

Se conocen como columnas los elementos estructurales en los que la sollicitación predominante es una fuerza de compresión. Pueden adoptar distintas formas, según las características del proyecto. Generalmente son de sección rectangular o circular y de eje vertical. La columna da idea de soporte o de apoyo en una estructura, justamente por estar destinada a recibir entre otras, las cargas verticales o gravitacionales que actúan sobre ella y transmitir las a la cimentación.

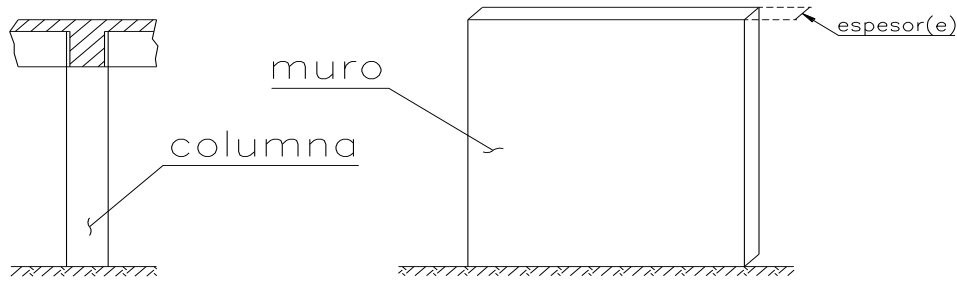


Figura 1. Elementos a compresión.

### 2.2.1.2 Elementos sujetos a flexión. Vigas.

Las vigas o trabes son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente, a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante.

En este tipo de elementos, son muy importantes las deformaciones producidas por flexión y en menor grado por esfuerzo cortante. En el diseño de vigas, deben limitarse las deformaciones por flexión y así en el Reglamento del D.F., se recomiendan valores máximos de la flecha de  $0.5 \text{ cm} + L/500$  en donde L, es la distancia entre puntos de inflexión. Estos efectos pueden reducirse si durante la construcción se deja al miembro una pequeña contraflecha.

Las variables que intervienen en el diseño de vigas son fundamentalmente:

- a) La carga, que difícilmente se puede modificar, ya que depende, principalmente, del destino de la construcción.
- b) El claro de la viga, que dentro de ciertos límites se podrá variar durante la etapa de estructuración.
- c) El material empleado. A partir del tipo de esfuerzos que se desarrollan en las vigas, se ve la necesidad de emplear materiales que resistan a tensión, esfuerzos semejantes a los de compresión, o bien emplear combinaciones de materiales para obtener un resultado semejante.
- d) La forma y dimensiones de la sección. En una viga la sección puede adoptar distintas formas, pero en general se escogerá la sección con mayor momento de inercia, siempre que se respeten las limitaciones por pandeo y las restricciones propias e la funcionalidad de la estructura. La sección así escogida será la más resistente a flexión.

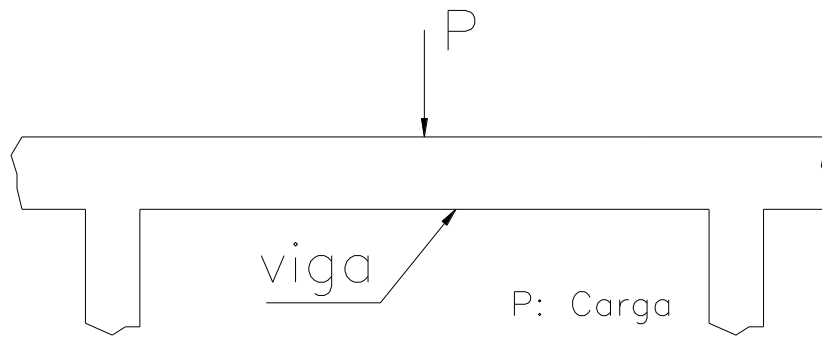


Figura 2. Viga.

### 2.2.1.3 Losas.

Son elementos estructurales con una de sus dimensiones, su espesor, muy pequeña comparada con las otras dos. Generalmente están sujetas a solicitaciones perpendiculares o contenidas en el plano definido por sus lados mayores.

Las losas no son más que placas de concreto. Con ellas se forman los pisos de los edificios o construcciones y se transmiten las cargas a las traveses de apoyo. Estas mismas losas, cuando el edificio se encuentra sometido a fuerzas laterales, se comportan como vigas diafragmas sometidos a cargas en su plano.

Principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones según las condiciones de apoyo. Así, una losa sobre dos apoyos, se comporta de manera semejante a una viga libremente apoyada. En cambio una losa apoyada en sus cuatro lados está sometida a flexión en dos direcciones y cualquier sistema de fuerzas que se aplique se transmitirá a cada uno de los apoyos.

Según el tipo de apoyo las losas pueden dividirse en cinco grupos principales:

- a) Losas sin continuidad con los apoyos. Esto ocurre en las losas soportadas en vigas de acero o muros de mampostería.
- b) Losas coladas monolíticamente con las vigas de concreto sobre las que se apoyan. Así se obtiene continuidad en los apoyos.
- c) Losas apoyadas directamente sobre columnas. Son las llamadas losas planas. En este tipo de losas es muy importante el esfuerzo cortante que se desarrolla en una sección alrededor de los puntos en que existen fuertes concentraciones de fuerzas, como es el caso de las columnas. En algunas ocasiones puede ser necesario el engrosamiento de la sección con el fin de resistir el esfuerzo cortante que se desarrolla. Este tipo de losa se puede aligerar con block hueco, o bien dejando huecos interiores, para obtener una losa con menos peso propio.
- d) Losas apoyadas sobre el terreno como es el caso de los pavimentos de concreto.

- e) Losas con lados libres. Este puede ser el caso de las losas en voladizo o en balcón. La única limitación a este tipo de losas, es que las reacciones que se desarrollan en los bordes apoyados, sean las necesarias para mantener la losa en condiciones de estabilidad. En general las losas son elementos muy flexibles pero todavía lo son más los extremos libres.
- f) Losas continuas son aquellas que se apoyan de manera continua sobre varios apoyos intermedios. En estos apoyos la losa tendrá capacidad para transmitir momento flexionante y fuerza cortante. A su vez este tipo de losa podrá ser apoyada en un sentido o perimetralmente apoyada.

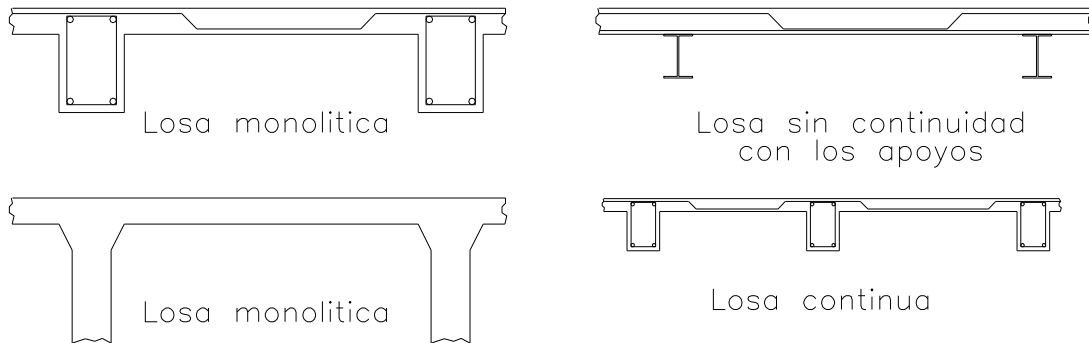


Figura 3. Tipos de losas

#### 2.2.1.4 Marcos.

El marco está formado por la combinación de una viga horizontal que forma el cabezal y las columnas laterales. Generalmente se procura que la unión o nudo entre los distintos elementos, sea rígida con el fin de que se puedan desarrollar momentos flexionantes y por lo tanto presenten características de continuidad.

Por la forma en que se emplean en la construcción, deben ser capaces de resistir fuerzas horizontales debidas a sismo o viento y las fuerzas verticales que suelen transmitir algún sistema de piso o techo apoyado sobre el cabezal el marco.

Las condiciones de apoyo o de continuidad modifican de manera importante el comportamiento de la estructura, admitiendo desde luego, que cualquiera de ellas debe garantizar estabilidad del marco.

Los marcos se pueden construir de madera, concreto, acero, etc., según las indicaciones que se dieron en el caso de vigas o columnas. En realidad el mayor problema, consiste en detallar las uniones de tal manera que se pueda lograr la continuidad del elemento.

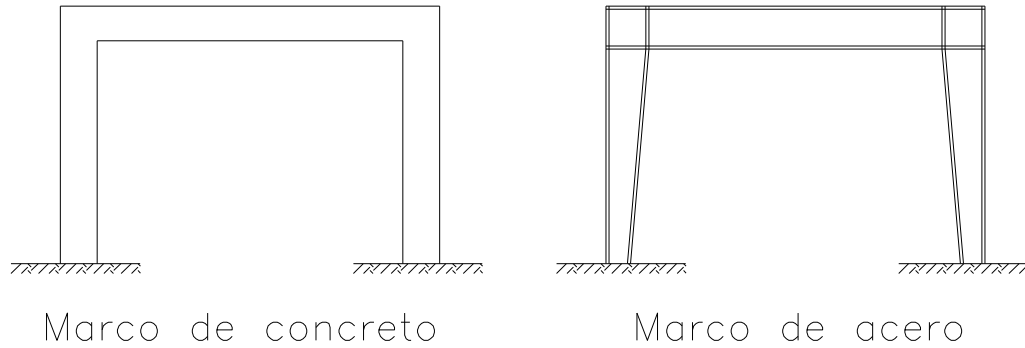


Figura 4. Tipos de marcos

### 2.2.1.5 Sistemas de piso.

Un sistema de piso es una combinación de elementos estructurales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas solicitaciones en ella aplicadas.

Los primeros sistemas de piso construidos, estuvieron formados por un conjunto de tabloncillos apoyados en vigas de madera, que a su vez transmitían las fuerzas a las columnas o muros de carga. Este tipo de piso, está limitado en cuanto a la dimensión máxima de los claros y a la magnitud de las cargas que pueden soportar, ya que dependen de las características de la madera y de las escuadrías disponibles en el mercado. Actualmente existen otros tipos de materiales que pueden sustituir con ventajas este sistema.

Mediante el empleo de perfiles de acero combinados con elementos de tabique o ladrillo, se puede obtener un piso a base de bóvedas que todavía está en uso. Sobre los elementos curvos así construidos, se aplica un relleno de tierra y un piso de cemento, para obtener una superficie horizontal.

El concreto reforzado ofrece una solución más económica y con mayores posibilidades de solución, teniendo en cuenta los distintos casos que se pueden presentar. Aunque se repite el mismo principio de los pisos de madera, tiene mayor facilidad de ejecución y una mayor capacidad de resistencia. El sistema de piso que es el más usual, está formado por una combinación de losa y traveses, colados monolíticamente, logrando por lo tanto una mayor resistencia del conjunto así formado. En este sistema de piso, para resistir un determinado tipo de carga, se dispone de las siguientes variables:

- a) Espesor y armado de la losa
- b) Separación de las vigas o traveses, modificando por lo tanto el claro de la losa
- c) Dimensiones y armado de las traveses
- d) Resistencia del concreto

Al escoger la estructuración, conviene recordar que el comportamiento de las losas se mejora notablemente si, estas son prácticamente cuadradas.

---

En concreto reforzado se puede construir el tipo de losa plana que no requiere apoyarse en traveses si no directamente sobre las columnas. Tiene la ventaja de ofrecer una superficie plana en su parte inferior, fácil de cimbrar y a la que se le puede dar un acabado económico. Además, como su peralte total es menor que el de un sistema de piso formado por losas y traveses, reduce la altura total de la estructura de la cual forma parte.

Un tipo especial de sistema de piso es el formado por dos o más sistemas de vigas paralelas que se cruzan formando una retícula. El espacio entre las vigas se cubre con una losa de concreto de dimensiones mínimas. Cuando el claro a cubrir presenta una forma rectangular puede ser más conveniente orientar las vigas según dos direcciones inclinadas con lo que se logra que todas las vigas sean de la misma longitud y rigidez, repartiéndose la carga de manera uniforme entre todas las vigas del sistema. La eficiencia de cada una de estas vigas es mayor por estar restringidos sus desplazamientos, por otra viga. Un caso particular de este sistema de piso es la tridilosa, formada por una estructura espacial de acero.

Muy usado también, es el piso formado por elementos precolados de concreto que se apoyan sobre un sistema de traveses. Permite una mayor facilidad de fabricación y un menor tiempo de construcción junto con una mayor economía en algunas etapas del proceso constructivo. En cambio requiere de una inversión inicial en equipo especial de montaje, además del inconveniente que ofrece la falta de continuidad de las losas.

Un ejemplo de este sistema de piso es el sistema llamado de vigueta y bovedilla, formado por vigas precoladas y presforzadas (viguetas) sobre las que se apoyan bloques del tipo hueco contruidos de concreto ligero o barro cocido (bovedillas). De esta manera se pueden salvar claros hasta de 12 m de longitud.

En estructuras de acero el sistema de piso usual, está formado por una losa de concreto armado apoyada en las traveses de acero que pueden ser armaduras, viguetas, etc. En este tipo de estructuras los pisos se utilizan como elementos para sujetar la zona de compresión de las traveses y como diafragmas para transmitir fuerzas horizontales.

En general es conveniente aprovechar la capacidad resistente de la losa de concreto, haciéndola trabajar en conjunto con la viga de acero. Con este tipo de construcción mixta se logra una economía importante de materiales.

Se han descrito los distintos elementos estructurales con el propósito de tener un conocimiento de ellos para poder elegir la forma en como se realizara la estructura del edificio.

Para poder decidir o elegir cual es la mejor estructuración en cuanto a desempeño estructural y optimización de costo, quizá sea necesario realizar varias propuestas y diseño de cada uno y evaluar cual es la mas ideal. Para este caso se realizan dos propuestas una en concreto y otra en acero, las cuales se comparan. Para

cada una de las estructuras solo se mostrara el diseño definitivo con el que se compararan ambas propuestas.

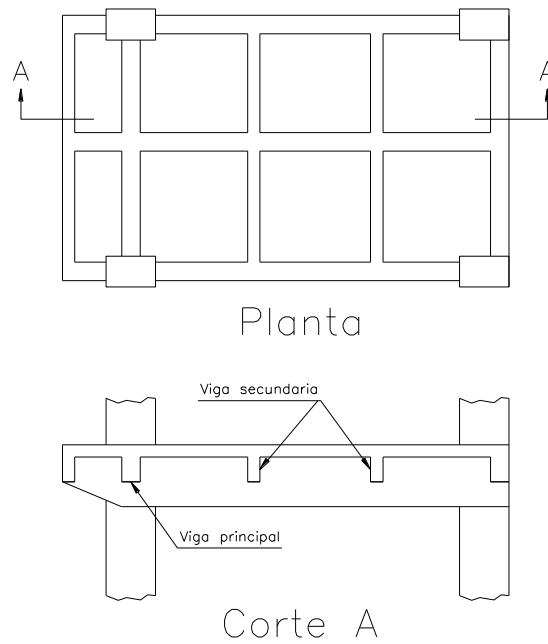
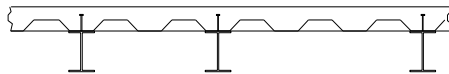
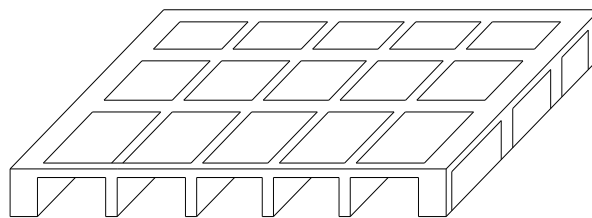


Figura 5. Sistema de piso formado por losas y trabes.



Sistema de piso sobre estructura de acero y lamina galvanizada



Sistema de piso, losa aligerada con casetones

Figura 6. Sistema de piso

### 2.2.2 Estructuración para el diseño en concreto.

La estructura será a base de marcos estructurales, una combinación de vigas y columnas de concreto, las columnas se desplantaran desde la cimentación con una sección rectangular, sus dimensiones si es necesario ese modificaran conforme vaya creciendo la altura del edificio.



Las vigas serán de sección rectangular, para que no se tengan claros muy grandes y resulten vigas con un peralte muy grande, se utilizarán vigas secundarias para reducir los tamaños de los tableros de las losas. El sistema de piso será a base de losas de concreto reforzado apoyadas perimetralmente sobre las vigas principales que formaran los marcos y las vigas secundarias.

Se muestran a continuación algunos croquis para entender mejor la estructura del edificio.

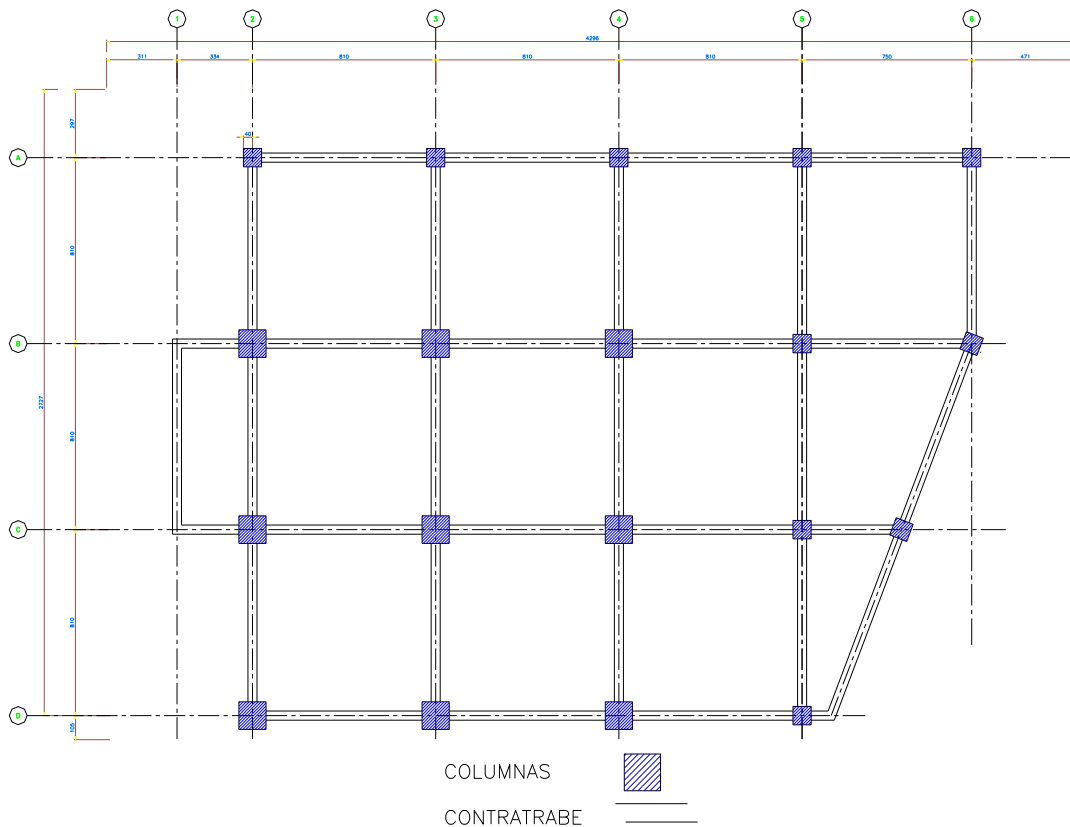


Figura 7. Distribución de columnas y contrarabes

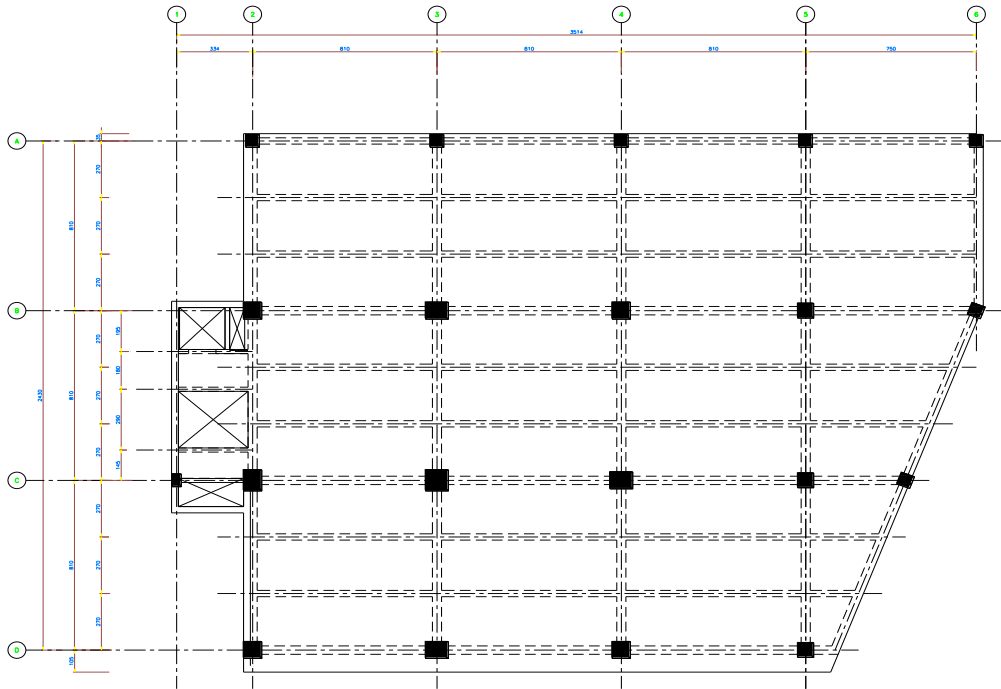


Figura 8. Distribución de traves y tableros de las losas

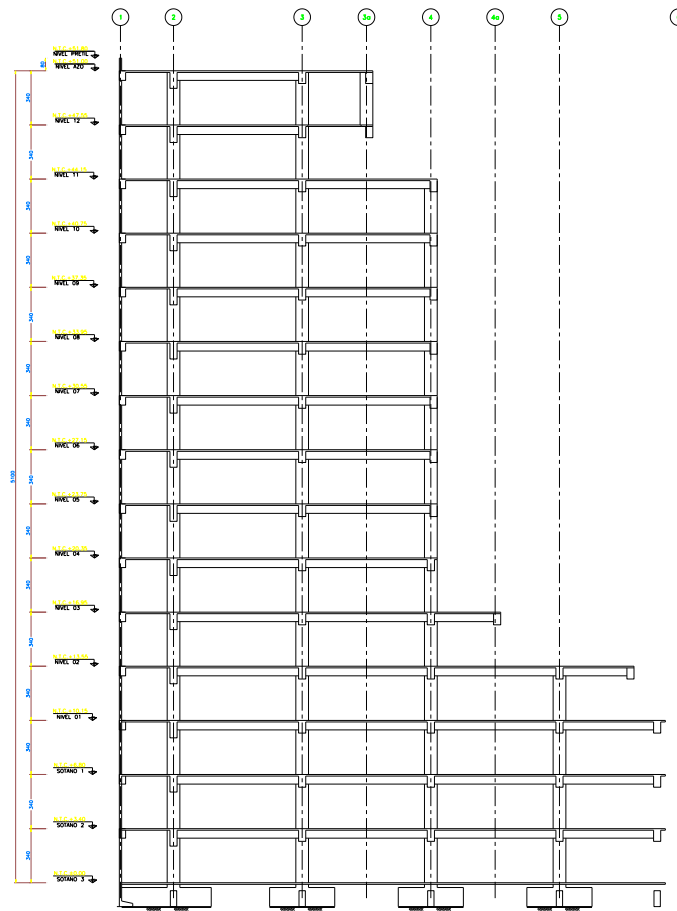


Figura 9. Elevación. Se muestran los marcos estructurales

### 2.2.3 Estructuración para el diseño en acero.

La estructura será también a base de marcos, en este caso empleando vigas y columnas de acero estructural. Sobre las vigas que formen los marcos estructurales se apoyaran perpendiculares a ellas vigas de menor peralte sobre las cuales se apoyara el sistema de piso, que será a base de una lamina galvanizada sobre la cual se colara una losa de concreto de peralte pequeño, el sistema de piso es el denominado losacero.

El sistema de piso llamado losacero, maneja el concepto de sección compuesta, este se refiere al trabajo en conjunto de una viga de acero y una losa de concreto que están unidos a traves de conectores, que son llamados de cortante, porque justamente esa es su función, tomar el cortante que se genera en la unión del perfil de acero y la losa de concreto. En la figura 10 se muestran los componentes de dicho sistema de piso.

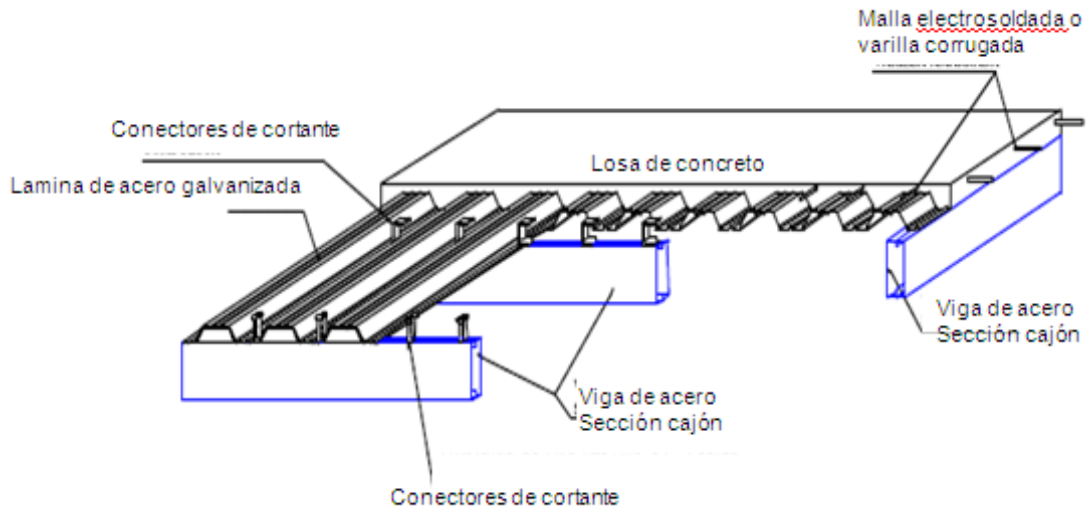


Figura 10. Sistema de piso losacero

En el capítulo 4 se mostrara de manera muy general el diseño de las losas que forman este sistema de piso.

Básicamente la estructura de acero es igual a la de concreto, en realidad solo cambian los materiales. En la figura 11 de muestra una elevación de lo que será la estructura de acero.

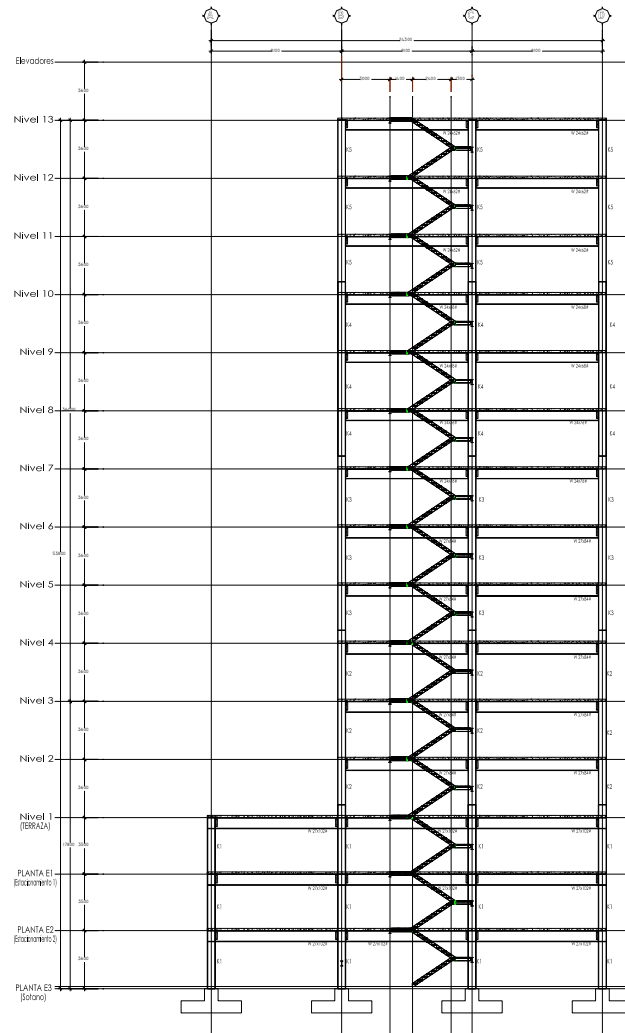


Figura 11. Elevación de un eje de marcos

### 2.3 Bases de Diseño

El diseño estructural determina la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de una estructura de manera que cumpla en forma óptima su objetivo. El objetivo de una estructura es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

La bondad de un proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los

---

efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.

Para llevar a cabo el diseño estructural es indispensable fijar antes las bases que nos permitan determinar las acciones que debemos considerar para el diseño de la estructura, de parámetros o limitaciones que se deben tener en cuenta para el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

Se enlistan las bases de diseño que nos permitirán realizar el diseño de la estructura:

1. Reglamentos de Diseño
2. Cargas
3. Materiales
4. Modelo matemático

### **2.3.1 Reglamentos de Diseño.**

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. El grado de protección que puede lograrse no es absoluto, sino que debe ser óptimo en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibles fallas y con el costo de incrementar la seguridad. Objetivos similares deben tener otros documentos como las especificaciones, normas y recomendaciones, los cuales aunque no siempre tienen valor legal, tienden a cumplir con tales objetivos.

Del sin número de reglamentos de diseño estructural que existen, la mayoría se refiere al diseño de estructuras especiales (puentes, tuberías, etc.) o son particulares de algún material (concreto, acero, madera, mampostería). Algunos son de alcance más general y tienden a establecer criterios unificados de diseño para las diferentes estructuras y materiales.

Cada país tiene sus reglamentos particulares basados en la práctica y experiencia local, aunque es notoria la tendencia a que la reglamentación de los diversos países europeos sea similar. En EE.UU., la reglamentación está muy dispersa y es poco uniforme, debido a que es elaborada por grupos distintos según el material, según el tipo de estructura y según la región donde se aplican. Sin embargo, muchos de los códigos o recomendaciones específicas elaboradas por diversas instituciones de este país representan los documentos más avanzados y de mayor divulgación a nivel internacional, de manera que son ampliamente usados también en otros países, especialmente para el proyecto de grandes obras industriales y de infraestructura en las que intervienen especialistas de distintas partes del mundo. Las normas más conocidas son el Código ACI para estructuras

---

de concreto, el AISC para estructuras de acero, el AASHTO para diseño estructural de puentes y el UBC para el proyecto de edificios en general.

En México la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para las de los estados, es la del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Este reglamento se refiere únicamente a las construcciones urbanas (edificios). Un documento que tiene un alcance mucho mayor es el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad que abarca el diseño de obras industriales y de chimeneas, tanques, torres y cimentaciones.

En número cada vez mayor los reglamentos tienden a ser de resistencia o de estados límite. Sin embargo, muchos de ellos conservan como opción, o a veces como procedimiento único, el diseño por esfuerzos admisibles. Esto más por razones de tradición y de familiaridad de los proyectistas que por defender criterios elásticos de diseño. Por ejemplo para estructuras de acero, de madera y de mampostería prevalecen métodos de esfuerzos admisibles, mientras que para las de concreto es más difundido el diseño por estado límite (o de resistencia).

Como ya se mencionó anteriormente en México, en particular para el Distrito Federal se cuenta con el Reglamento de Construcciones, este incluye un planteamiento general del problema de diseño que es aplicable a los tipos de estructuras usados en la zona. Los requisitos particulares que se derivan de la aplicación de esos principios generales a los materiales y tipos estructurales específicos se encuentran fuera del cuerpo principal del reglamento y se agrupan en una serie de Normas Técnicas Complementarias, dichas normas complementarias pueden actualizarse más fácilmente por no tener que seguir el laborioso proceso de legalización que requiere el propio reglamento.

Las recomendaciones generales del reglamento para el diseño de estructuras se incluyen en el título llamado "Seguridad Estructural de las Construcciones". Este contiene algunos capítulos iniciales relativos a los conceptos básicos del diseño según el criterio de estados límite, además, se definen procedimientos generales para el cálculo de los valores de diseño de las acciones y de la resistencia.

### **2.3.1.1 Reglamento empleado en el diseño de la estructura.**

El diseño de las estructuras que se proponen en el presente trabajo se realizara conforme a lo que especifique el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de concreto y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de Acero. Se empleara también el Manual IMCA para dar las características de los perfiles laminados del diseño en acero.

### **2.3.2 Cargas**

Una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura en cuestión,

---

ocasionando en ella efectos significativos. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la clasificación más conveniente es la que se hace en base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo este criterio se distinguen los siguientes tipos de acciones:

**a) Acciones permanentes.**

Aquellas que obran en forma continua y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al efecto del presfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.

**b) Acciones variables.**

Aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente; los efectos de cambios de temperatura y los de cambios volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.

**c) Acciones accidentales.**

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos, viento, oleaje y explosiones.

De acuerdo a lo anterior se realiza un análisis de carga, las cuales se considerarán para el diseño de la estructura del edificio en cuestión.

**2.3.2.1 Acciones permanentes.**

**Cargas Muertas**

Las cargas muertas, como se menciono anteriormente son cargas que estarán permanentemente en la estructura. El peso propio de cada uno de los elementos estructurales forma parte de la carga muerta.

Se enlistan a continuación las cargas muertas que se consideraran en el análisis de la estructura.



---

## Losa

El peso de este elemento estructural dependerá del peralte que requiera por diseño.

El diseño de la losa dependerá de las cargas que actuaran sobre ella, de las dimensiones de los tableros y del tipo de apoyo que tenga. De acuerdo a la estructuración que se planteó, el sistema de piso para la estructura de concreto se diseñó como una losa maciza apoyada perimetralmente, de concreto y de acuerdo a lo que establece el RCDF para este tipo de losas (Ver el diseño de la losa de concreto en el capítulo 3). Para la estructura de acero se realizó el diseño de una losa acero, sistema de piso anteriormente descrito, esta solo está apoyada en dos de sus orillas (ver diseño de dicho sistema en el capítulo 4).

De acuerdo al diseño que se verá más adelante, para la losa de concreto se obtiene un peralte de 10 cm, que multiplicado por el peso volumétrico del concreto, que en este caso se usa  $2.4 \text{ ton/m}^3$  resulta el siguiente peso:

$$\text{Losa maciza 10 cm} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.10\text{m} \times 1000 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Para la losa acero, su peso se obtiene también a partir del espesor:

Losacero 12.4 cm de espesor =  $320 \text{ kg/m}^2$  (Este dato se obtiene de tablas de fabricantes del sistema)

## Entortado

Es una capa de material ligero que se emplea para lograr la pendiente que sirve para encausar el agua que se pudiera acumular en la azotea hacia las bajadas pluviales.

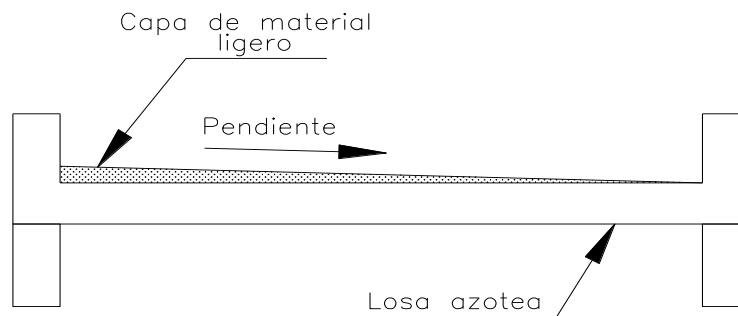


Figura 12. Entortado para dar pendiente en azotea

## Impermeabilizante

Considera el peso del material que se utilizara para colocar una capa impermeable en las losas que pudieran tener alguna acumulación de agua, para impedir

---

filtraciones. El peso puede variar dependiendo de los materiales que formen la capa impermeable. En este caso se considera un peso de  $15 \text{ kg/m}^2$ .

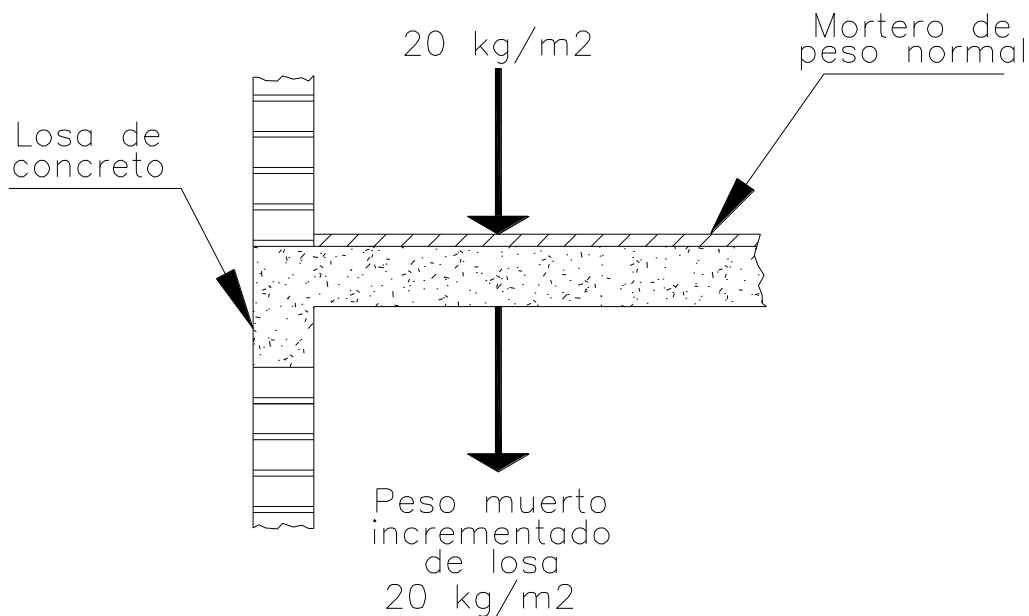
---

## Instalaciones

Se refiere a todo tipo de cables, tuberías y/o conductos que pudieran estar sobre la losa para contener todo tipo de instalaciones (eléctricas, hidráulicas, aire acondicionado, etc.). Se estima una carga de  $5 \text{ kg/m}^2$ .

## Sobrecarga

En el artículo 197 del RCDF se especifica que el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en  $20 \text{ kg/m}^2$ . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una paca de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en  $20 \text{ kg/m}^2$ , de manera que el incremento total será de  $40 \text{ kg/m}^2$ . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos. Estos aumentos no se aplicaran cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.



Total incremento  $40 \text{ kg/m}^2$   
Figura 13. Sobrecarga, especificada por el RCDF

## Firme para nivelar

Para poder nivelar el lecho superior de la losa para que esté lo más uniforme que se pueda se coloca un firme, el material que se utiliza para colocar dicho firme se puede hacer con algún mortero, en promedio se maneja un espesor de  $2 \text{ cm}$ , aunque el peralte va a depender de que tan uniforme quede la losa después de que se coló.

---

En este caso se consideró un material de peso volumétrico de  $2100 \text{ kg/m}^3$  y un espesor de 2 cm. Por lo tanto se tiene:

$$\text{Firme para nivelar} = 2100 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}^2$$

Para la zona del estacionamiento se considero un espesor de 3 cm.

$$\text{Firme para nivelar} = 2100 \text{ kg/m}^3 \times 0.03 \text{ m} = 63 \text{ kg/m}^2$$

### **Acabado de piso**

Existen varios tipos de materiales para recubrir las superficies; en el RCDF se proporciona el peso de algunos tipos de losetas que se emplean para dicho fin.

El peso del acabado dependerá del material que lo constituya, del espesor que esté tenga, el área en el que se vaya a colocar y el uso que va a tener el área donde va a ser colocado. Para este caso se consideró un acabado ligero, con un peso de  $35 \text{ kg/m}^2$  para la zona de departamentos, y para la zona de la terraza se considerará un peso de  $55 \text{ kg/m}^2$ .

### **Plafond**

Este se emplea para cubrir las distintas instalaciones que cuelguen del techo y ocultarlas. No es obligatorio su uso, pero su empleo da un aspecto más agradable a la vista.

El peso variara en función del material que lo conforme. Para este trabajo se propuso un peso de  $15 \text{ kg/m}^2$ .

### **Densidad de muros.**

En particular el diseño arquitectónico de un edificio tiene muchos muros para la división de aéreas, dichos muros muchas veces no se emplean como elementos estructurales, sin embargo se debe considerar su peso para diseñar los elementos que si formaran parte de la estructura.

En este caso, la densidad de muros se puede calcular obteniendo la longitud total de todos, incluyendo las denominadas mochetas (muros de corta longitud), que existan sobre un área, se calcula el peso de todos esos muros y se divide entre el área en la cual se distribuyen.

Para este trabajo, se obtuvo en promedio para todos los entresijos una densidad de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

En la azotea, estacionamientos y zona de terraza no se considero la densidad de muros ya que arquitectónicamente no existen.

---

## Otras cargas

Adicional a las cargas que se describieron anteriormente, existen otras que ya son particulares de cada estructura.

Las cargas adicionales que se consideraron para la estructura del edificio analizado fueron las de fachada, para las que en algunos casos se considero el peso de cancelería y cristales y para otros el peso de algún murete o muro de tabique.

Otra carga que se debe considerar en una ubicación específica es la que transmite algún equipo o instalación especial como los tanques de gas, que normalmente son ubicados en las azoteas, lo que representa una carga considerable para las estructuras y en particular para dicho nivel.

Se presenta a continuación un cuadro resumen de cargas muertas para la estructura de concreto y para la estructura de acero.

<b>ANALISIS DE CARGA ESTRUCTURA CONCRETO</b>		
<b>Cargas en Azotea</b>		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Entortado	80	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	15	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>380</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Entrepiso Departamentos</b>		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso (Cerámico)	35	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Plafond	15	kg/m <sup>2</sup>
Densidad de muros	100	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>477</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Cargas en Terraza</b>		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso (Mosaico)	55	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Plafond	15	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>397</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Cargas en Estacionamiento</b>		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 3 cm	63	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>348</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Otras Cargas</b>		
Fachadas	150	kg/m <sup>2</sup>
Fachadas h=2.85 m	427.5	kg/m
2 Tanques de Gas de 3500 lts	7	ton

<b>ANALISIS DE CARGA ESTRUCTURA DE ACERO</b>		
<b>Cargas en Azotea</b>		
Losacero	320	Kg/m <sup>2</sup>
Entortado	80	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	15	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>460</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Entrepiso Departamentos</b>		
Losacero	320	Kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso (Cerámico)	35	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Plafond	15	kg/m <sup>2</sup>
Densidad de muros	100	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>557</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Cargas en Terraza</b>		
Losacero	320	Kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso (Mosaico)	55	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Plafond	15	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>477</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Estacionamiento</b>		
Losacero	320	Kg/m <sup>2</sup>
Firme para nivelar 3 cm	63	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m <sup>2</sup>
	<b>428</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Otras Cargas</b>		
Fachadas	150	kg/m <sup>2</sup>
Fachadas h=2.85 m	427.5	kg/m
2 Tanques de Gas de 3500 lts	7	ton

### 2.3.2.2 Acciones variables

#### Cargas Vivas

Como se describió anteriormente, las cargas vivas son las acciones sobre la estructura que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones que no tienen un carácter permanente.

El RCDF propone distintos valores para la carga viva, dependiendo del destino del piso o cubierta. Las cargas vivas las divide en tres categorías, que dependiendo que condición de carga o que elemento estructural se vaya a diseñar o revisar se debe tomar la carga indicada.

- I. Carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. Carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. Carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Las cargas uniformes de la tabla de cargas vivas, se consideran distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Se muestra la tabla que propone el RCDF de las cargas vivas unitarias.

Cargas Vivas Unitarias según el RCDF

<b>Destino de piso o cubierta</b>	<b>W (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Wa (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Wm (kg/m<sup>2</sup>)</b>
a) Habitación (casa - habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, salas de juego y similares)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm
h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
i) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250



<b>Cargas en Azotea</b>		
Carga Viva	<b>100</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Carga Viva Reducida	<b>70</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Entrepiso Departamentos</b>		
Carga Viva	<b>170</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Carga Viva Reducida	<b>90</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Terraza</b>		
Carga Viva	<b>350</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Carga Viva Reducida	<b>250</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Cargas en Estacionamiento</b>		
Carga Viva	<b>250</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Carga Viva Reducida	<b>100</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

### 2.3.2.3 Acciones Accidentales

#### Sismo

En los reglamentos de diseño se proporcionan las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

En diseño por sismo debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños ante las acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

El primer y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables. Esta capacidad puede lograrse proporcionando a la estructura una resistencia muy alta que le permita resistir el sismo manteniendo su comportamiento esencialmente dentro de límites elásticos, o puede obtenerse también diseñándola para que tenga una resistencia mucho menor, pero cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas.

---

El segundo objetivo del diseño es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que pueden ocurrir varias veces durante la vida de la construcción. Este objetivo debería cumplirse revisando que la estructura permaneciera elástica y con deformaciones laterales pequeñas ante un sismo menor que el que se emplea para revisar los estados límite de falla.

Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad ante cargas laterales.

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico,  $c$ , que puede usarse directamente como fracción del peso total de la construcción,  $W$ , que constituye la fuerza cortante horizontal,  $V$ , que actúa en la base de la construcción.

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

Para fines de diseño por sismo, el reglamento divide el Distrito Federal en tres zonas.

- Zona I Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena.
- Zona II Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- Zona III Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme y muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determina a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio. En caso de

edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa que se incluye en las normas (ver figura 14).

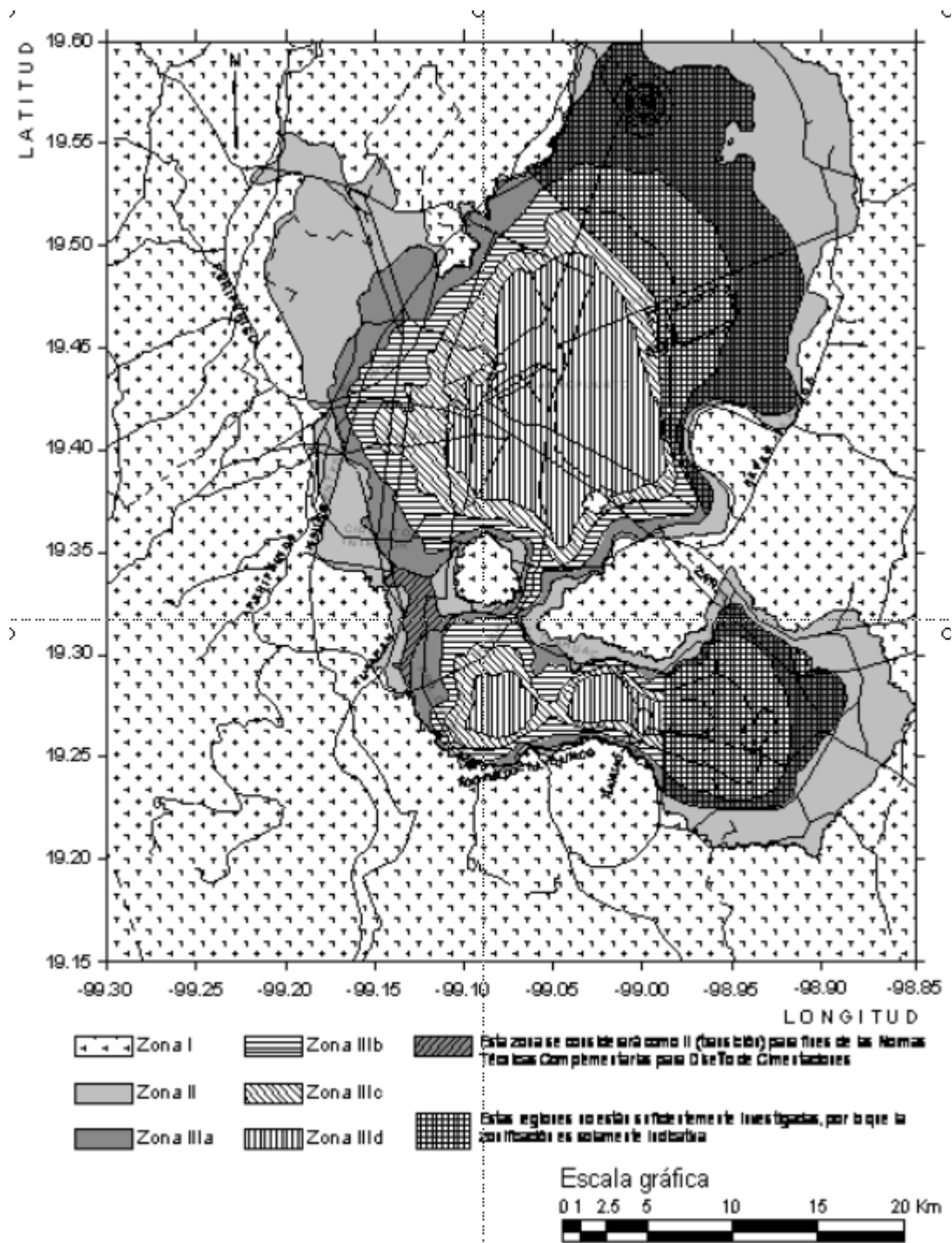


Figura 14. Zonas sísmicas del Distrito Federal según RCDF.

---

Para el caso de este trabajo, de acuerdo a la información que se tiene del capítulo 1, estudios preliminares, se determinó que el edificio está ubicado en zona I, Lomas.

Para la zona I, el coeficiente sísmico tiene un valor de 0.16.

Según la sección 2 de las NTC para diseño por sismo, se puede elegir para análisis por sismo, independientemente de las características de la estructura de que se trate, el método simplificado, método estático o uno dinámico. El método se elige a partir de las limitaciones de cada uno.

Por las características de la estructura que tendrá el edificio, los métodos que podrían aplicarse son el estático y el dinámico. De estos dos se elige el dinámico ya que las NTC para diseño por sismo en la sección 2.2, determina que el método estático es aplicable si la estructura no rebasa la altura de 40 m, como la altura total es de 54 m estamos obligados a realizar un análisis dinámico.

El método de análisis dinámico que se aplicara será el modal, implica el uso simultáneo del modos de vibrar y espectros de diseño.

En el RCDF en las NTC de diseño por sismo, especifica que cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto al un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis.

### **Espectro de diseño.**

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, su valor se determina con las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

$$\text{donde } q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en las expresiones se obtienen de la siguiente tabla.

Valores de los parámetros para calcular los  
Espectros de aceleraciones según la NTC  
Para diseño por sismo del RCDF

Zona	$c$	$a_o$	$T_a$ <sup>1</sup>	$T_b$ <sup>1</sup>	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

<sup>1</sup> Periodos en segundos

Se empleará un factor de reducción  $Q'$  para reducir las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal, que se calcula como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

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

$T$  se tomará igual al periodo natural de vibración del modo que se considere;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico

Factor de comportamiento sísmico.

Para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , a que se refiere en el párrafo anterior, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

Requisitos para  $Q = 4$

Se usará  $Q = 4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuesto de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos,

---

sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo a las NTC de sismo.

#### Requisitos para $Q = 3$

Se usará  $Q=3$  cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

#### Requisitos para $Q = 2$

Se usará  $Q=2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

---

### Requisitos para $Q = 1.5$

Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

### Requisitos para $Q = 1$

Se usará  $Q = 1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

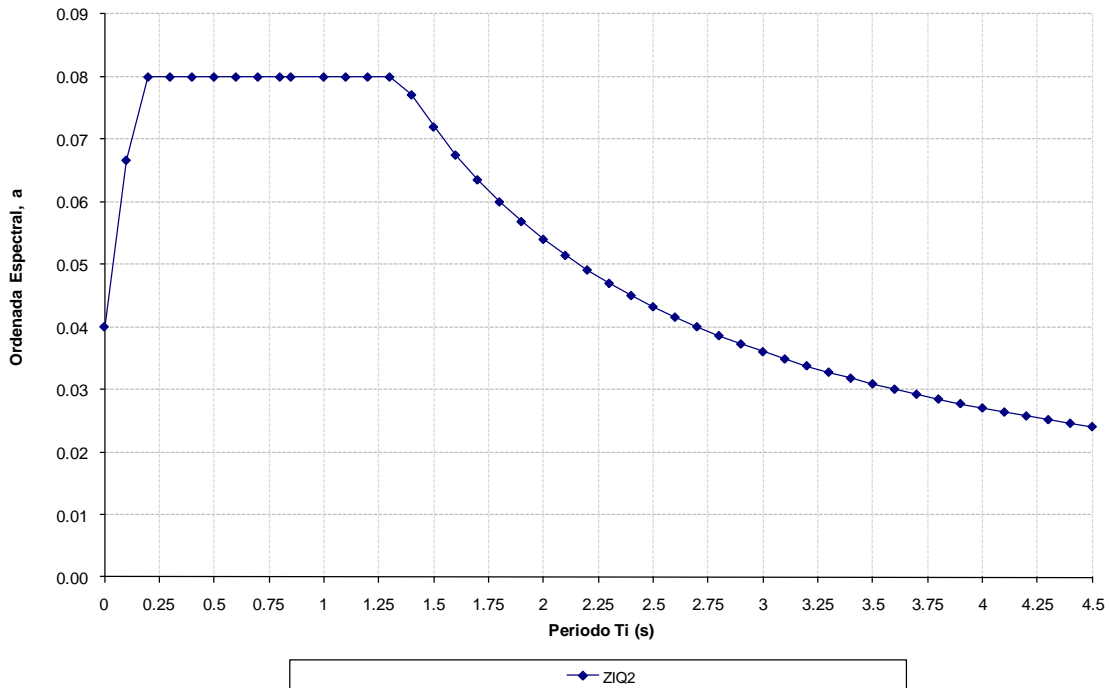
Para el diseño del edificio propuesto para este trabajo se usará un valor de  $Q=2$ .

Se muestra el espectro de diseño que resulto de acuerdo a lo descrito anteriormente para el diseño de la estructura por fuerzas laterales.

#### Datos espectro.

Q=	2
Grupo	B
Zona:	DF
Suelo:	I
c=	0.16
a=	0.04
Ta=	0.2
Tb=	1.35
r=	1

Espectros de diseño Zona I Q=2



### 2.3.3 Materiales

La estructura no suele ser un mero esqueleto resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envoltura externa y de subdividir los espacios. Frecuentemente la estructura misma debe cumplir parcialmente estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, de aislamiento térmico y acústico, y de resistencia al fuego.

No existe un material estructural óptimo, cada material tiene su curva esfuerzo-deformación particular

Las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla. Las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión o de tensión).

Las principales propiedades estructurales que se obtienen de curvas esfuerzo-deformación, se refieren a características de resistencia, de rigidez y de comportamiento inelástico.



---

Hay algunas características no propiamente estructurales que tienen una influencia relevante en el comportamiento y en el aprovechamiento que puede darse a un material dado de una estructura. Una de ellas es el peso; en materiales de gran peso volumétrico y de resistencia no muy alta, buena parte de la resistencia debe destinarse a soportar su propio peso. Propiedades también relevantes son la durabilidad, o sea la capacidad de mantener inalteradas sus características con el tiempo y ante el efecto de condiciones ambientales severas, y la de requerir poco mantenimiento para alcanzar dicha durabilidad.

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial fueron los primeros utilizados por el hombre en sus construcciones. Se caracterizan por tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia en tensión. La falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión. El material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas se denomina mampostería.

El concreto simple suele clasificarse dentro de la categoría de las mamposterías, debido a que sus características estructurales y el tipo de fabricación y empleo son semejantes. Aunque no presenta los planos débiles debidos a las uniones, su resistencia en tensión es muy baja y suele despreciarse.

El refuerzo en los materiales pétreos permite eliminar la principal limitación estructural de la mampostería, o sea su baja resistencia a esfuerzos de tensión. En general, el refuerzo consiste en barras de acero integradas a la mampostería en las zonas y en la dirección en las que pueden presentarse tensiones.

El concreto reforzado es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales.

Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y, debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan. Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras de este material y en el de las cimentaciones que las soportan.

Otro de los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero, es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de solicitaciones.

---

Las resistencias en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío. Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por ello, en las estructuras normales la resistencia de los aceros no excede de 3515 kg/cm<sup>2</sup> mientras que para refuerzo de concreto, donde no existan problemas de pandeo, se emplean con frecuencia aceros de 6000 kg/cm<sup>2</sup>. La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las solicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

Por ser un material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad. Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material. La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos.

La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso de concreto reforzado en algunas estructuras que deben quedar expuestas a la intemperie, aunque en acero podría lograrse una estructura más ligera y de menor costo inicial.

### **2.3.3.1 Materiales propuestos para el diseño de la estructura.**

#### **Concreto**

La estructura de concreto es diseñada considerando Concreto Tipo I, de acuerdo a los requisitos del Reglamento de diseño, con resistencia de  $f'c=400$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f'c=350$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo que se empleó en todos los elementos de concreto tendrá un esfuerzo de fluencia de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>, y estará constituido por barras corrugadas.

#### **Acero**

Para la estructura de acero se emplearan perfiles de acero laminado, con una resistencia  $f_y=3515$  kg/cm<sup>2</sup>.

---

### 2.3.4 Modelo matemático.

Cuando aun no se contaba con las herramientas de diseño que se tienen actualmente las estructuras se proyectaban con bases exclusivamente empíricas, a partir de la extrapolación de construcciones anteriores y de la intuición basada en la observación de la naturaleza. La naturaleza ha logrado tales resultados a partir del proceso que, en ingeniería, se llama de aproximaciones sucesivas, o de prueba y error y que, en su contexto, se conoce como evolución natural. Lo anterior implica que para llegar a los sistemas asombrosamente refinados que ahora admiramos se requirieron miles de años y millones de fallas. A otra escala, algo parecido ha sucedido con las antiguas obras del hombre: llegar a algunas de las formas que admiramos por su atrevimiento estructural implicó muchos intentos fallidos que fueron definiendo los límites dentro de los que se podrían resolver en forma segura algunos tipos de estructura con determinados materiales.

Los primeros intentos de sistematización del proceso de diseño fueron el establecimiento de reglas geométricas que debían observarse para materiales y elementos constructivos dados, con el objeto de asegurar su estabilidad. Ciertas soluciones para favorecer la estabilidad de las estructuras evidencian un claro conocimiento de la estática y de la resistencia de materiales.

Actualmente los proyectistas cuentan para apoyar sus intuiciones esencialmente en tres tipos de ayudas: los métodos analíticos, las normas y manuales, y la experimentación. Deben considerarse éstas como herramientas que ayudan y facilitan el proceso mental a través del cual se desarrolla el diseño y no como la esencia del diseño mismo que puede sustituir el proceso creativo, el razonamiento lógico y el examen crítico del problema.

Los métodos analíticos han tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas. Se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, los cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico.

La práctica del diseño estructural tiende en forma natural hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras. Es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural y su uso se está difundiendo también en la etapa de dimensionamiento, hasta llegar a la elaboración misma de los planos estructurales y de las especificaciones.

En la actualidad están disponibles sistemas de cómputo que permiten generar una gran variedad de modelos estructurales y analizar su respuesta ante una gran variedad de condiciones de carga. Estos sistemas permiten visualizar en forma gráfica los modelos y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas requeridas para el análisis. También cuentan con postprocesadores de resultados que generan representaciones gráficas de las

configuraciones de deformaciones y de esfuerzos, o aun de las formas de vibrar de las estructuras sujetas a efectos dinámicos. La mayoría de estos sistemas de cómputo están basados en la técnica de elementos finitos.

### 2.3.4.1 Método de Análisis. Método de la rigideces.

Como se mencionó anteriormente, en la actualidad es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural, para este caso se utilizó el programa ETABS para el análisis estructural y para la obtención de fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales para su dimensionamiento. Este programa utiliza el Método de las Rigideces que se describe a continuación a manera explicativa sin abundar en detalles particulares:

El método de rigidez o método de los desplazamientos, es el método más utilizado para el análisis de estructuras. Esto es debido a su fácil sistematización e implementación en computadoras, además de su versatilidad para tratar condiciones de contorno generales y distintas no-linealidades (geométricas y materiales).

En todo método de análisis las condiciones que deben cumplirse son:

1. Equilibrio entre fuerzas internas y fuerzas externas.
2. Continuidad de la estructura, interna y con los vínculos.
3. Relaciones constitutivas entre los esfuerzos internos y las deformaciones asociadas.

A continuación se hace una descripción del método de rigideces.

El método consiste en asignar a la estructura un objeto matemático, llamado matriz de rigidez, relaciona los desplazamientos de los nodos de la estructura con las fuerzas exteriores que es necesario aplicar para lograr esos desplazamientos (las componentes de esta matriz son fuerzas generalizadas asociadas a desplazamientos generalizados). La matriz de rigidez relaciona las fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos sobre los nudos de la estructura, mediante la siguiente ecuación:

$$\begin{Bmatrix} F_1 + R_1 \\ F_2 + R_2 \\ \dots \\ F_n + R_n \end{Bmatrix}_G = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}_G \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \end{Bmatrix}_G \quad (1)$$

Donde:  $F_i$  son las fuerzas nodales equivalentes asociadas a las fuerzas exteriores aplicadas sobre la estructura;  $R_i$  son las reacciones hiperestáticas

---

inicialmente desconocidas sobre la estructura;  $\delta_i$  los desplazamientos no nodales incógnita de la estructura y  $n$  el número de grados de la estructura.

#### 2.3.4.1.1 Fundamento teórico

En general, sólido deformable real, como cualquier medio continuo es un sistema físico con un número infinito de grados de libertad. Así sucede que en general para describir la deformación de un sólido necesitando explicitar un campo vectorial de desplazamientos sobre cada uno de sus puntos. Este campo de desplazamientos en general no es reducible a un número finito de parámetros, y por tanto un sólido deformable de forma totalmente general no tiene un número finito de grados de libertad.

Sin embargo, para barras largas elásticas o prismas mecánicos de longitud grande comparada con el área de su sección transversal el campo de desplazamientos viene dado por la llamada curva elástica cuya deformación siempre es reducible a un conjunto finito de parámetros. En concreto, fijados los desplazamientos y giros de las secciones extremas de una barra elástica queda completamente determinada su forma. Así para una estructura formada por barras largas elásticas fijados los desplazamientos de los nudos queda completamente determinada la forma deformada de dicha estructura. Esto hace que las estructuras de barras largas puedan ser tratadas muy aproximadamente mediante un número finito de grados libertad y que puedan ser calculadas resolviendo un número finito de ecuaciones algebraicas. El método matricial proporciona esas ecuaciones en forma de sistema matricial que relaciona los desplazamientos de los extremos de la barra con variables dependientes de las fuerzas externas.

#### 2.3.4.1.2 Descripción del método.

El método matricial requiere asignar a cada barra elástica de la estructura una matriz de rigidez, llamada **matriz de rigidez elemental** que dependerá de sus condiciones de enlace extremo (articulación, nudo rígido) la forma de la barra y las constantes elásticas del material de la barra (módulo de elasticidad longitudinal y módulo de elasticidad transversal). A partir del conjunto de matrices elementales mediante un algoritmo conocido como acoplamiento que tiene en cuenta la conectividad de unas barras con otras se obtiene una **matriz de rigidez global**, que relaciona los desplazamientos de los nudos con las fuerzas equivalentes sobre los mismos.

Igualmente a partir de las fuerzas aplicadas sobre cada barra se construye el llamado **vector de fuerzas nodales equivalentes** que depende de las acciones exteriores sobre la estructura. Junto con estas fuerzas anteriores deben considerarse las posibles reacciones sobre la estructura en sus apoyos o enlaces exteriores (cuyos valores son incógnitas).

---

Finalmente se construye un sistema lineal de ecuaciones, para los desplazamientos y las incógnitas. El número de reacciones, incógnitas y desplazamientos depende del número de nodos: es igual a  $3N$  para problemas bidimensionales, e igual a  $6N$  para un problema tridimensional. Este sistema siempre puede ser dividido en dos subsistemas de ecuaciones desacoplados que cumplen:

- Subsistema 1. Que agrupa todas las ecuaciones lineales del sistema original que sólo contienen desplazamientos incógnita.
- Subsistema 2. Que agrupa al resto de ecuaciones, y que una vez resuelto el subsistema 1 y sustituido sus valores en el subsistema 2 permite encontrar los valores de las reacciones incógnitas.

Una vez resuelto el subsistema 1 que da los desplazamientos, se sustituye el valor de estos en subsistema 2 que es trivial de resolver. Finalmente a partir de las reacciones, fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos se encuentran los esfuerzos en los nodos o uniones de las barras a partir de los cuales pueden conocerse los esfuerzos en cualquier punto de la estructura y por tanto sus tensiones máximas, que permiten dimensionar adecuadamente todas las secciones de la estructura.

#### **2.3.4.1.3 Matrices de rigidez elementales.**

Para construir la matriz de rigidez de la estructura es necesario asignar previamente a cada barra individual (elemento) una matriz de rigidez elemental. Esta matriz depende exclusivamente de:

1. Las condiciones de unión en sus dos extremos (barra bi-empotrada, barra empotrada-articulada, barra bi-articulada).
2. Las características de la sección transversal de la barra: área, momentos de área, momentos de inercia. Y las características geométricas generales como la longitud de la barra, curvatura, etc.
3. El número de grados de libertad por nodo, que depende de si se trata de problemas bidimensionales o tridimensionales.

La matriz elemental relaciona las fuerzas nodales equivalentes fuerzas aplicadas sobre la barra con los desplazamientos y giros sufridos por los extremos de la barra (lo cual a su vez determina la deformación de la barra).

#### **2.3.4.1.4 Barra recta bidimensional de nudos rígidos.**

Un nudo donde se unen dos barras se llama rígido o empotrado si el ángulo formado por las dos barras después de la deformación no cambia respecto al ángulo que formaban antes de la deformación. Aún estando imposibilitado para cambiar el ángulo entre barras las dos barras en conjunto, pueden girar respecto al nodo, pero manteniendo el ángulo que forman en su extremo. En la realidad las uniones rígidas soldadas o atornilladas rígidamente se pueden tratar como nudos

rígidos. Para barra unida rígidamente en sus dos extremos la matriz de rigidez elemental que representa adecuadamente su comportamiento viene dada por:

$$[K^{(e)}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Donde:  $L, A, I$ , son las magnitudes geométricas (longitud, área y momento de inercia).  $E$  la constante de elasticidad longitudinal (módulo de Young).

Alternativamente la matriz de rigidez de una barra bi-empotrada recta puede escribirse más abreviadamente, introduciendo la esbeltez mecánica característica:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Donde:  $\lambda_k := \sqrt{\frac{AL^2}{I}} = \frac{L}{i_{giro}}$  es la esbeltez mecánica característica.

#### 2.3.4.1.5 Barra recta bidimensional con un nudo articulado y otro rígido.

En este caso cuando se imponen giros en el nudo articulado no se transmiten esfuerzos hacia el nudo no articulado. En ese caso la matriz de rigidez, usando la misma notación que en la sección anterior, es:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 3L & 0 & -3 & 0 \\ 0 & 3L & 3L^2 & 0 & -3L & 0 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -3 & -3L & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

Donde se ha supuesto que el nudo articulado es el segundo. Si fuera el primer, habría que permutar los elementos de la matriz anterior para obtener:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 0 & 0 & -3 & -3L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -3 & 0 & 0 & 3 & 3L \\ 0 & -3L & 0 & 0 & 3L & 3L^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

#### 2.3.4.1.6 Barra recta bidimensional con dos nudos articulados.

Puesto que una barra recta de nudos articulados sólo puede transmitir esfuerzos a lo largo de su eje, la correspondiente matriz de rigidez de esa barra sólo tiene componentes diferentes para los grados de libertad longitudinal. En ese caso la matriz de rigidez, usando la misma notación que la ecuación (5), viene dada por:

$$[K^{(e)}] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} +1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & +1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6)$$

#### 2.3.4.1.7 Barra recta tridimensional de nudos rígidos.

Una barra recta tridimensional tiene 6 grados de libertad por nudo (3 de traslación y 3 de rotación), como la barra tiene dos nudos, la matriz de rigidez es una matriz de 12x12. Además una barra tridimensional puede transmitir torsiones, y también flexión y esfuerzo cortante en dos direcciones diferentes, esa mayor complejidad de comportamiento estructural es lo que hace que una barra tridimensional requiera más grados de libertad y una matriz de rigidez más compleja para describir su comportamiento, esta matriz está compuesta de 3 sub matrices:

$$[K^{(e)}] = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_1 & \mathbf{B}^T \\ \mathbf{B} & \mathbf{A}_2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

Donde las submatrices son:



$$[\mathbf{A}_i] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \epsilon_i \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & -\epsilon_i \frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\epsilon_i \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \epsilon_i \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[\mathbf{B}] = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & +\frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Y las magnitudes geométricas y mecánicas asociadas a la barra son:

$L, A; I_y, I_z; J$  son las magnitudes geométricas: longitud de la barra y su área transversal, momentos de área en las direcciones  $y$  y  $z$  y módulo de torsión, respectivamente.

$E, G$  el módulo de elasticidad longitudinal y el módulo de elasticidad transversal.

$\epsilon_1 = +1, \epsilon_2 = -1$  son signos relativos.

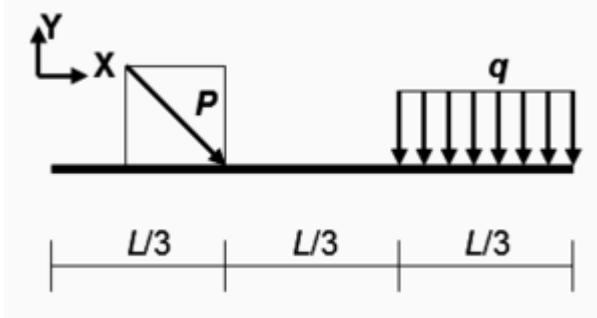
#### 2.3.4.1.8 Fuerzas nodales.

Para cada barra se define un vector elemental de fuerzas nodales generalizadas, que sea estáticamente equivalente, a las fuerzas aplicadas sobre la barra. El tamaño del vector de fuerzas nodales depende de la dimensionalidad de la barra:

$$\{\mathbf{F}^{(e)}\} \in \begin{cases} \mathbb{R}^6 & \text{bidimensional} \\ \mathbb{R}^{12} & \text{tridimensional} \end{cases}$$

Las componentes de ese vector conforman un sistema de fuerzas y momentos de fuerza, tal que la fuerza resultante y el momento resultante de las mismas coinciden con la fuerza y momento del sistema de fuerzas original sobre la barra.

## Ejemplo



Una carga sobre una viga, \$P\$ es una carga puntual, y \$q\$ representa una carga por unidad de longitud.

Para las cargas mostradas en la figura, sobre la barra o viga bidimensional el vector de fuerzas nodales consiste en dos fuerzas verticales (\$F\_{vd}\$, \$F\_{vi}\$) aplicadas en cada uno de los dos extremos, dos fuerzas horizontales (\$F\_{Hd}\$, \$F\_{Hi}\$) aplicadas en cada uno de los extremos y dos momentos de fuerzas (\$M\_d\$, \$M\_i\$) aplicados en cada uno de los extremos. Esas seis componentes forman el vector de fuerzas nodales. Es sencillo comprobar que la fuerza y el momento resultante de estas seis componentes son estáticamente equivalentes al sistema de fuerzas original formado por \$P\$ y \$q\$ y si se toman los siguientes valores:

$$\{\mathbf{F}^{(e)}\} = \begin{Bmatrix} F_{Hd} \\ F_{Vd} \\ M_d \\ F_{Hi} \\ F_{Vi} \\ M_i \end{Bmatrix} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix}$$

### 2.3.4.1.9 Cálculo de desplazamientos.

Una vez encontrada la matriz de rigidez global y el vector de fuerzas nodales global se construye un sistema de ecuaciones como (1). Este sistema tiene la propiedad de que puede descomponerse en dos subsistemas de ecuaciones:

1. El primero de estos sistemas relaciona únicamente los desplazamientos incógnita con algunas de las componentes del vector de fuerzas nodales global y constituye siempre un sistema compatible determinado.
2. El segundo subsistema contiene también las reacciones que son incógnitas y una vez resuelto el primer subsistema es de resolución trivial.

Resolviendo el primer subsistema compatible determinado, se conocen los desplazamientos de todos los nudos de la estructura. Insertando la solución del primer subsistema en el segundo resultan las reacciones.

Podemos ilustrar el cálculo de desplazamientos con un ejemplo. Por ejemplo, si consideramos la flexión en el plano XY de la viga recta del ejemplo anterior considerando que se trata de una viga biarticulada unida en sus extremos a dos rótulas fijas tendríamos que el sistema general (1) tendría la forma para este caso particular:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ 0 \\ R_{H2} \\ R_{V2} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta_1 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

Las filas 3 y 6 contienen los giros (desplazamientos) de los extremos de la viga y tomadas en conjunto conforman el primer subsistema para los desplazamientos. Ignorando los términos nulos y reescribiendo en forma matricial el subsistema de ecuaciones para los desplazamientos es:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} -\frac{4}{27}PL \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\frac{1}{108}qL^2 \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

Cuya solución nos da el valor del ángulo girado por el extremo derecho e izquierdo de la viga bajo esas cargas:

$$\theta_1 = -\frac{5}{81\sqrt{2}} \frac{PL^2}{EI} - \frac{7}{1944} \frac{qL^3}{EI} \quad \theta_2 = +\frac{4}{81\sqrt{2}} \frac{PL^2}{EI} + \frac{5}{1944} \frac{qL^3}{EI}$$

Una vez conocidos estos valores e insertados en la matriz las filas 1, 2, 4 y 5 nos proporcionan en valor de las cuatro reacciones hiperestáticas desconocidas previamente.

### 2.3.4.1.10 Cálculo de reacciones.

Una vez calculados los desplazamientos resolviendo un sistema de ecuaciones, el cálculo de las reacciones es sencillo. A partir de la ecuación (1) tenemos simplemente:

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \dots \\ R_n \end{Bmatrix}_G = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}_G \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \end{Bmatrix}_G - \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \dots \\ F_n \end{Bmatrix}_G$$

Tomando el mismo ejemplo, el cálculo de reacciones sobre la viga biarticulada con carga P y q sería:

$$\begin{pmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ 0 \\ R_{H2} \\ R_{V2} \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta_1 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_2 \end{pmatrix} - \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{pmatrix}$$

Introduciendo los valores de los giros en los extremos y multiplicados la matriz de rigidez por el vector de desplazamientos se tiene finalmente que:

$$\begin{pmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ R_{H2} \\ R_{V2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{6EI}{L^2}(\theta_1 + \theta_2) \\ 0 \\ \frac{6EI}{L^2}(\theta_1 + \theta_2) \end{pmatrix} - \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{2}{3\sqrt{2}}P \\ \frac{18}{27\sqrt{2}}P - \frac{20}{81}qL \\ \frac{1}{3\sqrt{2}}P \\ \frac{5}{27\sqrt{2}}P + \frac{46}{81}qL \end{pmatrix}$$

Esto completa el cálculo de reacciones.

#### 2.3.4.1.11 Cálculo de esfuerzos.

El cálculo de esfuerzos se realiza examinando en coordenadas locales de las barras el esfuerzo axial, los esfuerzos cortantes, los momentos flexionantes y los momentos de torsión generados en cada una de las barras, conocidos los desplazamientos de todos los nudos de la estructura. Esto puede hacerse usando las matrices de rigidez expresadas en coordenadas locales y los desplazamientos nodales expresados también en coordenadas locales.

Todo lo anterior justifica el uso de un programa de cómputo para el análisis estructural para la obtención de fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales para su dimensionamiento. En este caso se hará uso del programa ETABS que funciona bajo los conceptos anteriormente descritos.