



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ACERO DE TRES NIVELES PARA USO DE ESCUELA, UBICADO EN EL COLEGIO LA PAZ EN LA CIUDAD DE URUAPAN MICHOACÁN.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Jorge Eloy Ramos Fernández

Asesor: M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo

Uruapan, Michoacán, a 01 de junio del 2023.



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.

DEDICATORIAS

A mi madre Laura Fernández Rodríguez, la cual me brindó toda la ayuda, atención, comprensión y amor a lo largo de toda mi vida, enfatizando en mi trayectoria universitaria, ya que sin su ayuda no sería la persona y profesionista que soy actualmente.

A mi padre Jorge Eloy Ramos Mendoza, que sin su incontable esfuerzo tanto como figura paterna y profesionista no tendría la oportunidad de haber concluido mis estudios como futuro profesionista.

A mi hermano, Aldo Daniel Ramos Fernández que pese a las adversidades y diferencias que tuvimos y tendremos como hermanos, su apoyo y preocupación por mí a lo largo de mi vida como estudiante es algo que atesoraré siempre.

A mi abuelo paterno Jorge Eloy Ramos Hernández el cual a pesar de sus ocupaciones siempre estuvo para mí al apoyarme con proyectos o trabajos de índole escolar.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis amigos y compañeros de la carrera, a pesar de la poca o estrecha relación que tuve con ellos, siempre es bueno atesorar lo mejor de cada una, para poder mejorar como persona día a día.

Agradezco también a mis amigos: Marco Abraham Montañez Espinosa, Brian Peñaloza Barriga y Víctor Manuel Rodríguez López por su compañerismo y amistad imprescindible durante mi etapa universitaria, ya que sin ellos no sería la persona, amigo y futuro profesionalista que soy actualmente.

A mis profesores de la carrera ya que sin sus enseñanzas y atención brindada no tendría los conocimientos y fundamentos para enfrentar las adversidades que se presenten en el mundo laboral.

Especialmente agradezco a mi profesor, el ingeniero Carlos Alberto Caballero García, ya que sin sus enseñanzas tanto como profesor y como ser humano no tendría la perspectiva y herramientas para hacer frente al mundo hoy en día.

Agradezco a mi asesor, el ingeniero Luis Arturo Muñoz Galindo por sus enseñanzas durante mi formación académica y ayuda durante la realización de la presente investigación.

ÍNDICE

Introducción.	.10
Antecedentes.	.10
Planteamiento del Problema.	.11
Objetivo.	.12
Pregunta de investigación.	.12
Justificación.	.13
Marco de referencia.	.14
Capítulo 1. Bases y criterios del análisis estructural.	.16
1.1. Antecedentes del análisis estructural.	.16
1.2. Aspectos generales del análisis estructural.	.18
1.2.1. Definición de estructura.	.19
1.2.2. Etapa de planeación.	.19
1.2.3. Diseño estructural preliminar.	.20
1.2.4. Determinación de las cargas.	.20
1.2.5. Análisis estructural.	.21
1.2.6. Comprobación de seguridad y servicio.	.21
1.2.7. Revisión de diseño estructural.	.22
1.3. Acciones en la estructura.	.23
1.3.1. Acciones permanentes.	.24
1.3.2. Acciones variables.	.24

1.3.3. Acciones accidentales.25
1.3.4. Combinaciones de acciones.25
1.3.4.1. Acciones permanentes y variables.26
1.3.4.2. Acciones permanentes, variables y accidentales.26
1.4. Tipos de cargas.27
1.4.1. Cargas muertas.28
1.4.2. Cargas vivas.29
1.4.2.1. Cargas vivas en edificios.29
1.4.2.2. Cargas vivas en puentes.30
1.4.2.3. Cargas vivas en estructuras industriales.31
1.4.2.4. Cargas de impacto.33
1.5. Análisis estructural.34
1.5.1. Generalidades.35
1.5.1.1. Apoyos en elementos estructurales.35
1.5.1.2. Equilibrio en una estructura.38
1.5.1.3. Compatibilidad en una estructura.39
1.5.1.3.1. Estructuras isostáticas e hiperestáticas.39
1.5.2. Generalidades de los métodos de flexibilidades y rigideces.40
1.5.3. Método de las flexibilidades.40
1.5.4. Método de las rigideces.42
Capítulo 2. Diseño estructural.46
2.1. Generalidades del diseño estructural.46
2.1.1. El proceso del diseño estructural.47

2.1.1.1.	Estructuración.47
2.1.1.2.	Análisis.48
2.1.1.3.	Dimensionamiento.48
2.1.2.	Fases del diseño estructural.49
2.2.	Criterios de diseño estructural.51
2.2.1.	Criterio de diseño por resistencia última (LRFD).52
2.2.2.	Criterio de diseño por esfuerzos permisibles.53
2.2.3.	Comparación entre el diseño por esfuerzos permisibles y el diseño LRFD.54
2.3.	Estados límite.56
2.3.1.	Estado límite de falla.56
2.3.2.	Estado límite de servicio.57
2.4.	Tipos de estructuras.57
2.4.1.	Estructuras en tensión.58
2.4.2.	Estructuras a compresión.60
2.4.3.	Estructuras sujetas a cortante.62
2.4.4.	Estructuras de flexión.63
2.5.	Reglamentos de diseño.65
2.5.1.	Generalidades de los reglamentos de diseño.66
2.5.1.1.	Reglamentos funcionales.66
2.5.1.2.	Reglamentos prescriptivos.67
2.5.2.	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.68
2.5.2.1.	Normas Técnicas Complementarias.69
2.5.3.	NTC para diseño y construcción de estructuras de acero.70
2.5.3.1.	Miembros en tensión.70

2.5.3.2.	Miembros en compresión.71
2.5.3.3.	Miembros en flexión.72
2.5.3.4.	Miembros en cortante.75
3.	Capítulo 3. Resumen de macro y micro localización..76
3.1.	Generalidades.76
3.1.1.	Objetivo.77
3.1.2.	Alcance del proyecto.77
3.2.	Resumen ejecutivo..77
3.3.	Entorno geográfico..78
3.3.1.	Macro y micro localización.78
3.3.2.	Geología regional y de la zona en estudio.84
3.3.3.	Hidrología regional y de la zona en estudio.85
3.3.4.	Uso de suelo regional y de la zona en estudio..87
3.4.	Informe fotográfico.89
3.4.1.	Problemática.92
3.4.2.	Estado físico actual.93
3.5.	Alternativas de solución.96
3.5.1.	Planteamiento de alternativas.97
3.6.	Procesos de análisis.97
	Capítulo 4. Metodología.99
4.1.	Método empleado.99
4.1.1.	Método matemático.102
4.2.	Enfoque de la investigación.103

4.2.1. Alcance de la investigación.105
4.3. Diseño de la investigación.106
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.107
4.5. Descripción del proceso de investigación.108
Capítulo 5. Cálculo, análisis e interpretación de datos.110
5.1. Descripción de proyecto.110
5.2. Diseño de sistema de entrepiso (losacero).113
5.2.1. Peso volumétrico del concreto.114
5.2.2. Peso de la sección de acero y peso volumétrico.114
5.2.3. Cálculo de carga muerta.115
5.2.4. Carga viva.115
5.2.5. Cálculo de la sobrecarga y comprobación de la sobrecarga admisible.115
5.3. Diseño de trabes secundarias.116
5.3.1. Propuesta de trabes secundarias.122
5.3.2. Cálculo de trabes secundarias (edificio 1).122
5.3.3. Cálculo de trabes secundarias (edificio 3).124
5.4. Diseño de trabes principales.125
5.4.1. Cálculo de trabes principales (edificio 1).126
5.4.2. Cálculo de trabes principales (edificio 2).129
5.4.3. Cálculo de trabes principales (edificio 3).132
5.5. Diseño de columnas.135
5.5.1. Cálculo de columnas (edificio 1).136
5.5.2. Cálculo de columnas (edificio 2).138

5.5.3. Cálculo de columnas (edificio 3).139
5.6. Diseño de conexiones.143
5.6.1. Diseño de placas de momento para traves principales.143
5.6.1.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1).143
5.6.1.2. Cálculo de conexiones (Edificio 2).144
5.6.1.3. Cálculo de conexiones (Edificio 3).145
5.6.2. Diseño de placas de cortante para traves principales.146
5.6.2.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1).147
5.6.2.2. Cálculo de conexiones (Edificio 2).148
5.6.2.3. Cálculo de conexiones (Edificio 3).149
5.6.3. Diseño de placas para traves secundarias.150
5.6.3.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1).151
5.6.3.2. Cálculo de conexiones (Edificio 3).153
Capítulo 6. Conclusión.156
Bibliografía..160
Anexos.164

Introducción

Antecedentes

La ciudad de Uruapan, perteneciente al estado de Michoacán de Ocampo, ha sufrido varios cambios en cuanto al incremento poblacional y por consecuencia una expansión en la mancha urbana. Esto debido al crecimiento económico y de infraestructura, producto de diversas actividades comerciales, principalmente en el sector agrícola.

Parte de la población de dicha ciudad ejerce trabajos en interiores (ajeno al sector antes mencionado), ya sea para ofrecer algún bien o servicio en la comunidad. Al existir un incremento en la mancha urbana, se deben implementar nuevas construcciones para satisfacer la demanda en la sociedad.

La ciudad de Uruapan se caracteriza por tener mayoritariamente edificaciones de concreto (independientemente del uso que se tenga para estas), ya sea por decisión del contratista, por cuestión económica, o por sugerencia del ingeniero a cargo del proyecto.

Partiendo de lo anterior, las edificaciones de acero con casi inexistentes en la ciudad, debido a los aspectos señalados previamente, aunque, este tipo de edificaciones han tenido una auge en la localidad en la última década.

Planteamiento del problema

Se pretende que, a través del análisis y posteriormente el diseño estructural se garantice la seguridad y estabilidad de una estructura elaborada de acero.

A lo largo de la presente investigación se buscará demostrar la seguridad y estabilidad, desde una perspectiva técnica y con fundamentos teóricos y matemáticos, (los cuales serán mencionados y descritos en el presente documento) de una estructura de acero en la ciudad.

Una vez que se indicó la finalidad de la investigación (a partir de un punto de vista estructural), se mencionará la población de estudio la cual se beneficiará de la presente investigación. Se pretende que la población pueda hacer uso de la edificación de acero (destinada al uso escolar) para poder brindar un servicio a la población.

Objetivo

Demostrar la seguridad y estabilidad de una edificación de acero, mediante un punto de vista teórico y matemático, es decir, a través del análisis y diseño de los elementos que conforman la edificación.

Se pretende también que la investigación cumpla con:

- Demostrar el adecuado comportamiento ante las diversas acciones que estará sujeta la estructura.
- Mostrar la eficiencia de una edificación de acero
- Verificar el correcto comportamiento de la edificación a través de un software de computadora.

Pregunta de investigación

Se plantea la siguiente pregunta de investigación:

¿Una edificación de acero podrá garantizar la seguridad y estabilidad de manera satisfactoria?

Es necesario mencionar que, para poder dar solución a dicha interrogante, es necesario recurrir a conocimientos en el campo de la ingeniería estructural, así como el uso de software para demostrar que cumple con los criterios de seguridad y estabilidad estipulados de acuerdo con una normatividad.

Justificación

La presente investigación, tiene la finalidad de demostrar a través del sustento teórico y matemático la estabilidad y seguridad de una edificación de acero ante las diversas acciones que se le puedan presentar, de la misma manera con la que cumpliría dichos criterios una edificación de concreto.

De igual manera. La finalidad de la construcción de dicha edificación beneficiará de manera directa a los empleados que ejerzan en dicho sitio, y de manera indirecta, a los usuarios que interactúen con el inmueble en cuestión.

Se pretende también que, una vez se haya comprobado la eficacia de dicha edificación, influya de manera significativa en los futuros proyectos de la ciudad de Uruapan. Se espera que exista un aumento en los proyectos de edificación los cuales sean a partir construcciones de acero. Tomando como fundamentos los resultados proporcionados en la presente investigación.

Marco de referencia

A continuación, se abarcarán algunos aspectos sobre la ciudad de Uruapan.

De acuerdo con la página www.michoacan.gob.mx/Regiones/Region_Uruapan (2009), la ciudad de Uruapan, conocida formalmente como: Uruapan del Progreso, es la segunda ciudad más importante y con mayor población en el estado de Michoacán. Se localiza al oeste del estado, concretamente en las coordenadas 19° 25´ de latitud norte y 102° 03´ de longitud oeste, además de encontrarse a una altura de 1,620 metros sobre el nivel del mar. Dicha ciudad limita con otros municipios como es el caso de: Charapan, Paracho, Tingambato, Taretan, Gabriel Zamora por nombrar sólo algunos.

El lugar donde se llevará a cabo el presente proyecto será en el Colegio La Paz, ubicado en la ciudad de Uruapan, específicamente en la calle Cananea, aunque esta no fue su primera ubicación. Para ello es necesario remontarse algunas décadas atrás.

En el año de 1879, el cura Ramón paz, en compañía de algunas hermanas de una congregación religiosa se instalaron en una pequeña casa situada en la calle 5 de febrero, en dicho sitio acudían alumnas interesadas por el estudio. Posteriormente, para el año de 1896, la institución fue reubicada a un nuevo sitio con la finalidad de albergar más niñas que tuvieran deseo por aprender.

En 1920 se presentó una nueva comunidad de hermanas, la cual se formó en la calle Paz (Nombre actual de la institución). Durante esa época sólo las mujeres podían ingresar a esa escuela, ya que sólo se contaba con el nivel primaria. Al cabo

de unos años se optó por incluir el nivel medio en la institución, con la diferencia de que ahora, tanto hombres como mujeres podía tener acceso a la educación.

Para el año de 1967, se implementó el nivel de bachillerato en la institución con la finalidad que los jóvenes pudieran continuar con sus estudios. Tras ver que el inmueble de aquella época (localizado en la calle Emilio Carranza) no era suficiente para satisfacer la demanda de estudiantes, fue reubicado a un nuevo sitio (lugar donde se encuentra actualmente la escuela).

Dicho acontecimiento tuvo lugar en el año 2000, dicha construcción fue concluida en el año 2001, lo que permitió dar pie a un nuevo ciclo escolar. En la actualidad, dicha institución cuenta con educación de nivel básico hasta nivel bachillerato, donde los estudiantes pueden crecer como personas y buenos cristianos. Ideales que pertenecen vigentes hoy en día en el colegio.

CAPÍTULO 1.

BASES Y CRITERIOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Dentro del campo de la ingeniería estructural, se encuentra uno de sus pilares fundamentales, el análisis de estructuras, partiendo desde la planeación de esta, hasta la representación matemática donde la finalidad de esta es garantizar la seguridad del inmueble.

En el presente capítulo se pretende abordar generalidades como la etapa de planeación en la cual se involucra el análisis de estructuras, las acciones que se manifiestan en un inmueble, así como las cargas y combinaciones de estas que pueden obrar en un edificio y finalmente algunos métodos representativos para la determinación de este análisis.

1.1. Antecedentes del análisis estructural

A lo largo de la historia de la humanidad, la ingeniería estructural se ha encontrado presente puesto que, esta ha permitido el desarrollo de diversas actividades enfocadas en las acciones humanas. Partiendo desde métodos simples, basados en la prueba y error, hasta los avanzados procesos matemáticos que se conocen hoy.

Los primeros indicios que se tienen acerca de ello son las pirámides egipcias (3000 A.C.), así como los acueductos construidos en Roma (200 A.C. – 200 D.C.) ya que estas estructuras eran realizadas con base a la experiencia obtenida, así como la prueba y error de éstos durante su realización.

En seguida, según lo indica Kassimali (1993) se encuentra el trabajo realizado por Galileo Galilei (1564-1642) donde presenta una teoría mayormente fundamentada, ejemplo de ello fue su obra publicada en 1638 denominada *Dos nuevas ciencias* en la cual se analizaba la falla en estructuras, específicamente las vigas en voladizo.

La publicación realizada por Galileo permitió asentar las bases para el análisis de estructuras, partiendo desde un punto de vista teórico, tomando en cuenta principios fundamentales de la mecánica y resistencia de los materiales en el ámbito estructural.

Durante el desarrollo del siglo XVIII surgieron importantes investigadores que continuaron con el trabajo de Galilei, de acuerdo con Kassimali (1993) uno de ellos fue Robert Hooke (1635-1703) quien demostró una relación entre la fuerza y deformación de los materiales, mostrando un comportamiento lineal entre estos; dicho acontecimiento dio pie a lo que hoy en día se conoce como “Ley de Hooke”.

Kassimali (1993) menciona que, también, vale la pena destacar el trabajo realizado por Navier (1785-1836) el cual realizó una publicación acerca del comportamiento elástico de las estructuras, considerado uno de los primeros textos en la era moderna relacionados a la ingeniería estructural.

A finales del siglo XIX y principios del siglo XX surgieron diversos investigadores enfocados en el análisis estructural, entre los cuales se encuentran: Otto Mohr (1835-1918) quien desarrolló el método del “Círculo de Mohr” enfocado al cálculo de esfuerzos y deformaciones, de igual manera se resalta el trabajo realizado por G.A

Maney (1888-1947) quien es considerado un iniciador del método matricial para el cálculo de las rigideces.

De acuerdo a lo expuesto por Kassimali (1993) otro investigador de suma importancia dentro de este campo fue Hardy Cross (1885-1947) quien logró desarrollar el método de distribución de momentos en el año de 1924. Dicho procedimiento resultó de suma importancia puesto que permitió a los ingenieros estructuristas de la época poder comprender con facilidad el análisis de estructuras hiperestáticas, así como el análisis de edificios de varios niveles mediante el método de distribución de momentos.

A raíz de los métodos y teorías mencionados previamente, y con la aparición de equipos de cómputo en el año de 1950, se tuvo un mejoramiento en el área del análisis estructural, puesto que, dicho equipo permitía la resolución de complejos sistemas de ecuaciones (a través de softwares) simultáneamente ya que, dichos sistemas tomaban días o inclusive semanas en poder darles solución.

El análisis estructural ha estado presente desde épocas antiguas, partiendo de conocimientos burdos, mismos que fueron puliéndose hasta obtener fundamentos teóricos como se conocen hoy, y con ayuda de los programas de computadora, permiten una mayor eficiencia y simplicidad en el análisis de estructuras.

1.2. Aspectos generales del análisis estructural

“La ingeniería estructural es la ciencia y el arte de planear, diseñar y construir de manera segura y económica estructuras que servirán para dichos propósitos” (Kassimali; 1993: 5).

De acuerdo con Kassimali (1993) el análisis estructural representa un pilar fundamental en cualquier proyecto de ingeniería estructural, esta comienza con la predicción del comportamiento del edificio en cuestión. Para posteriormente realizar un diseño y finalmente llevar dicho diseño a su construcción, considerando 2 factores de suma importancia, la seguridad y la economía de esta.

Enseguida se presenta el proceso para llevar a cabo un proyecto de ingeniería estructural de manera general.

1.2.1. Definición de estructura

“Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir una determinada función” (Piralla; 1985: 15).

Tal como lo indica Piralla (1985) una estructura u obra se refiere a un sistema compuesto por diversos subsistemas, entre los cuales se encuentra el subsistema estructural, que corresponde al conjunto de elementos estructurales cuya finalidad de soportar y transmitir cargas a través de estos elementos, garantizando así, seguridad y estabilidad a la estructura.

La presente investigación tiene como finalidad abordar únicamente el subsistema estructural, los demás subsistemas que conforman una construcción son: arquitectónico, instalación eléctrica y sanitaria, aire acondicionado y elevadores.

1.2.2. Etapa de planeación

Según Kassimali (1993) la planeación dentro de un contexto estructural corresponde a los requisitos funcionales de la estructura, es decir, la disposición

general, las dimensiones de la estructura en cuestión (dentro de ello se incluye el tipo de estructura a considerar) y finalmente el material con el que será elaborado en cuyo caso se habla de acero estructural o concreto reforzado.

Esta etapa involucra también aspectos ajenos al ámbito estructural, como los aspectos estéticos de la estructura, y el impacto ambiental que tendrá una vez construida.

La planeación se refiere a una esquematización general acerca de la estructura que se pretende construir, misma que será profundizada y detallada en cada uno de los pasos mostrados enseguida.

1.2.3. Diseño estructural preliminar

En esta etapa, se estima las dimensiones que tendrán los elementos estructurales seleccionados previamente, partiendo de un análisis tentativo. Se requiere también de experiencia previa por parte del ingeniero, así como requerimientos establecidos por un código o normatividad.

Según lo indica Piralla (1985) el prediseño permite hacer un análisis de manera burda acerca de los elementos estructurales predefinidos, lo que otorga comparar diversos resultados preliminares, y se tome como punto de inicio para posteriormente realizar un análisis más formal.

1.2.4. Determinación de las cargas

Una vez que se ha realizado un predimensionamiento de los elementos estructurales involucrados en el proyecto, es conveniente realizar la estimación de

cargas, es decir, determinar todas las cargas que puedan actuar en el comportamiento de la estructura.

De acuerdo con la información prevista por Piralla (1985) hace hincapié en tener las dimensiones de los elementos involucrados en la estructura, lo que permite calcular el peso propio de cada uno de estos y determinar las acciones correspondientes a la carga muerta.

1.2.5. Análisis estructural

Dentro de esta etapa, las cargas obtenidas previamente son empleadas para desarrollar el análisis estructural del proyecto en cuestión para determinar los esfuerzos que se verán involucrados en los elementos estructurales, así como las deflexiones (también llamadas “pandeos”) que se puedan presentar en distintos sitios en la estructura.

De acuerdo con Piralla (1985) en esta etapa se analiza la respuesta estructural que tendrá el edificio, es decir, los efectos (llámese esfuerzos y deformaciones) que tendrá la estructura ante la aplicación de diversas acciones externas.

1.2.6. Comprobación de seguridad y servicio

En esta etapa se determina si la edificación, una vez se hayan obtenidos los resultados del análisis estructural cumple con los requisitos de seguridad y diseño, es decir, las normativas en las cuales se está desarrollando el proyecto en cuestión.

Si dichos requerimientos son cumplidos de manera satisfactoria, se puede proceder a la realización de los planos de diseño, indicando las especificaciones constructivas iniciando la etapa constructiva del proyecto.

1.2.7. Revisión de diseño estructural

Este proceso, sólo es llevado a cabo cuando los requisitos estructurales no han sido cumplidos de acuerdo con las especificaciones provistas por una normatividad o código en específico. Entonces, el ingeniero debe revisar las medidas y realizar un nuevo dimensionamiento de los elementos estructurales que lo ameriten.

Posterior a ello, se revisa nuevamente las etapas correspondientes a la determinación de cargas, el análisis estructural y finalmente la comprobación de seguridad y servicio.

En caso de que no sean satisfechas las condiciones de seguridad y servicio tras el nuevo dimensionamiento y todo lo que comprende, se proponen nuevas dimensiones de los elementos, hasta que dichas condiciones sean cumplidas.

Las etapas de un proyecto de ingeniería estructural, se muestra el siguiente diagrama.

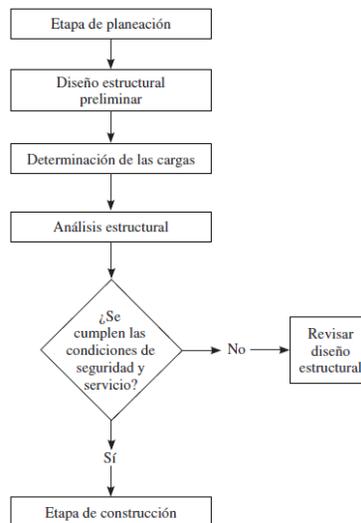


Fig 1. Diagrama acerca de las etapas de un proyecto de ingeniería estructural

Fuente: Kassimali, 1993: 6

Cada uno de los procedimientos en la etapa de un proyecto es de suma importancia, ya que con ello se garantiza que el proyecto en cuestión cumpla con cada uno de los requisitos mencionados con anterioridad.

Además, independientemente de que el proyecto cumpla con las condiciones de seguridad y de servicio, se debe de analizar el impacto económico que tendrá el proyecto, es decir, garantizar la seguridad y estabilidad de este, pero sin excederse económicamente.

1.3. Acciones en la estructura

Como parte del análisis y diseño en una estructura es necesario determinar todas las acciones que pueden actuar durante la vida útil de la misma, si bien, la determinación de este tipo de acciones suele determinarse fácilmente con ayuda de normativas y reglamentos constructivos. También se debe de considerar las combinaciones de todas estas y determinar así cuál es la más desfavorable respecto al comportamiento de la estructura.

De acuerdo a lo señalado por Piralla (1985) define a las “acciones” como la interacción de fenómenos físicos complejos en una estructura los cuales aplican modelos simplificados para poder evaluarlas.

Este conjunto de acciones no sólo engloba a los tipos de cargas, sino también a las sobrecargas, variaciones en la temperatura, asentamientos del suelo entre otros factores.

La clasificación de las acciones contempla diversos criterios, un método conveniente es agrupar a las acciones con base a la duración de estas, por lo que el

Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) ordena las acciones en tres categorías: acciones permanentes, variables y accidentales, mismas que se describen a continuación.

1.3.1. Acciones permanentes

El RCDF (2017) define a las acciones permanentes como aquellas que actúan de manera continua en la estructura y la intensidad de estas tiene pocas variaciones respecto del tiempo.

Los principales tipos de acciones permanentes son: cargas muertas (peso propio de la estructura), empuje estático de los suelos, deformaciones y desplazamientos impuestos a la edificación, estos últimos debidos al preesfuerzo o a los movimientos diferenciales de los apoyos, así como equipos y maquinaria fijos.

1.3.2. Acciones variables

De acuerdo a la información recopilada del RCDF (2017) describe a este tipo de accione como aquellas que obran sobre la estructura y la intensidad de estas tiene variaciones considerables respecto del tiempo.

Las acciones variables que comúnmente se encuentran en este rubro son: carga viva (personas e inmobiliario), efectos de la temperatura, deformaciones impuestas, hundimientos diferenciales, así como los impactos dinámicos por maquinaria y equipos los cuales ocasionan vibraciones en el comportamiento de la estructura.

1.3.3. Acciones accidentales

Según lo indica el RCDF (2017) este tipo de acciones son aquellas que no se deben al comportamiento de la estructura como tal, las intensidades que pueden presentarse en la edificación tienen un impacto significativo.

Dentro de las acciones accidentales se encuentran: acciones sísmicas, efectos del viento, sobrecargas por granizo, explosiones e incendios, entre otros fenómenos cuya aparición es únicamente en caso extraordinarios.

Además, ante la aparición repentina de los mismos, el ingeniero debe de tomar tomas las medidas correspondientes (de acuerdo con lo que dictamine las normativas y códigos de construcción) para evitar un comportamiento catastrófico en la edificación.

1.3.4. Combinaciones de acciones

Además de la determinación y aplicación de las diversas acciones descritas, se debe conocer la combinación de estas, es decir, cuál conjunto de acciones causa un comportamiento mayoritariamente desfavorable en la estructura.

“La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente” (NTC; 2017: 691).

La combinación de acciones se puede clasificar en 2 tipos:

1.3.4.1. Acciones permanentes y variables

En esta combinación se deben considerar todas las acciones permanentes que estén obrando en la estructura. Para las acciones variables se considerará primordialmente aquella que sea más desfavorable (la que presente una mayor intensidad) y el resto de las acciones variables se tomarán con una intensidad instantánea.

Para la suma de carga muerta más carga viva, se deberá de considerar la carga viva máxima (W_m) como una carga uniformemente repartida. Por el contrario, si se va a considerar la distribución de cargas vivas más desfavorables, se considerarán los valores de la carga instantánea (W_a).

1.3.4.2. Acciones permanentes, variables y accidentales

Para este tipo de combinaciones, se considerarán todas las acciones permanentes, las variables se tomarán en cuenta únicamente con sus valores instantáneos y exclusivamente una acción accidental por combinación.

Las Normas Técnicas Complementarias de 2017 (NTC) indican que, en este tipo de combinación, todas las acciones deberán de multiplicarse por factores de carga (F_c), los cuales son los siguientes:

- a) Para las combinaciones descritas en el subapartado 1.3.4.1 se empleará un factor de carga de 1.3 para cargas permanentes y 1.5 para cargas variables. Además, si se trata de una edificación tipo A, se emplea un factor de carga de 1.5 para las permanentes y 1.7 para las variables.

- b) Para la combinación de cargas del subapartado 1.3.4.2 se considera un factor de carga de 1.1 aplicado a todas las acciones que se presenten en esta combinación.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto beneficie a la estabilidad o resistencia de la estructura se hará uso de un factor de carga de 0.9.

1.4. Tipos de cargas

Parte del análisis de estructuras lo constituye el conocimiento y determinación de las cargas que actuarán en el edificio, para determinar el comportamiento estructural que tendrá el proyecto en cuestión.

Una carga se puede definir como una fuerza o un conjunto de fuerzas que actúan directamente sobre un elemento estructural; dichas cargas pueden presentarse de manera puntual (también llamadas concentradas) o de manera distribuida (por una unidad de superficie).

La información proporcionada por McCormac (1999) indica que la determinación de las cargas que actuarán en una estructura no es sencilla, puesto que, a pesar de que existen diversas especificaciones y códigos constructivos que establecen cómo se deben de estimar cada uno de ellos, es necesario considerar todas las cargas que puedan llegar a presentarse en la estructura.

El ingeniero debe investigar cuál es la combinación más desfavorable de todas las cargas estimadas, y a partir de ello realizar el análisis estructural para garantizar que cumpla con los requisitos descritos.

McCormac (1999) clasifica las cargas en función a su naturaleza (comportamiento) y a la duración de estas. Las cargas se clasifican en: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

1.4.1. Cargas muertas

Este tipo de cargas de gravedad son de magnitud constante, permanecen fijas en un mismo sitio y actúan de manera permanente en la estructura. Este tipo de cargas son atribuidos al peso propio de la estructura.

En ella se incluyen todos los elementos estructurales (losas, vigas, trabes, cimentación, muros de carga, marcos) y no estructurales pertenecientes a esta (muros divisorios, instalaciones, acabados, pisos, escaleras, plafones).

“El peso de la estructura no se conoce con antelación al diseño y normalmente se asume con base en la experiencia. Después de que la estructura se analiza y el tamaño de los elementos es determinado, se calcula el peso real usando el tamaño de los elementos y el peso por unidad de longitud de los materiales” (Kassimali; 1993: 29)

De acuerdo a lo señalado por Kassimali (1993) al no tener un conocimiento exacto acerca del peso de la estructura, se realiza una estimación de este para que, una vez se haya hecho el análisis y el dimensionamiento de los elementos estructurales se pueda comparar el peso real que tiene la estructura con el peso propuesto en un principio.

De acuerdo con McCormac (1999) en caso de que exista una discrepancia considerable entre el peso real obtenido a partir del análisis con el peso estimado

previo a este, será necesario realizar nuevamente el análisis y diseño de los elementos hasta que la diferencia entre ambos sea mínima (considerando un grado de tolerancia).

1.4.2. Cargas vivas

Este tipo de cargas son consideradas por tener una magnitud variable respecto del tiempo (cambio de posición) ocasionado por la ocupación, uso y mantenimiento de una estructura previo a que haya concluido su etapa constructiva.

La carga viva comprende entonces al peso del inmobiliario, mercancías, equipos y seres vivos (seres humanos o animales) que estén interactuando en la estructura. Las cargas vivas son la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Además, la posición de la carga viva puede cambiar, por lo cual cada elemento estructural debe ser diseñado para la posición de la carga donde presenten el máximo esfuerzo dichos elementos. Las magnitudes de diseño para las cargas vivas suelen indicarse en los códigos de diseño.

De acuerdo con Piralla (1985) menciona que, la carga viva es específica en cada uno de los usos para el cual se destina la construcción, es decir, este tipo de carga puede variar dependiendo del grupo constructivo. En este grupo de construcciones se encuentran los edificios, puentes y estructuras industriales.

1.4.2.1. Cargas vivas en edificios

En el caso de los edificios, las cargas vivas se caracterizan por encontrarse uniformemente distribuidas en unidades de fuerzas entre unidades de área (Kg/m^2).

En los códigos constructivos y reglamentos suele expresarse las cargas vivas para edificios. En la tabla 1 se presentan las cargas vivas aplicadas a diversas edificaciones.

Destino del piso	MÉXICO RCDF	U.S.A. ANSI - 81	URSS SNIP - 74	JAPÓN AJJ	ALEMANIA DIN - 61	G. BRETAÑA CP3 - 67
Habitación en casas y departamentos	190	195	150	180	150	153
Hoteles	190	195	150	180	150	204
Hospitales	190	195	200	180	---	204
Oficinas	250	244	200	300	200	255
Escaleras	350	488	300	---	---	300 a 500
Lugares de reunión con asientos fijos	350	293	400	300	500	408
Lugares de reunión sin asientos fijos	450	488	500	360	500	510
Balcones y terrazas al exterior	300	488	400	300	500	153
Garajes para automóviles	250	244	---	550	350	255
Comercios	> 350	488 (366)	400	300	500	408

Todas las cargas en kg/m²

Tabla 1. Cargas vivas para edificios según diversos reglamentos

Fuente: Piralla, 1985: 137

1.4.2.2. Cargas vivas en puentes

Se encuentran concentradas y son de magnitud variable ocasionadas por el peso propio de los vehículos que circulan en el mismo. Según lo indica Piralla (1985) la determinación de este tipo de cargas depende netamente del peso de los vehículos, así como las características de estos.

Además, se debe pensar en la distribución más desfavorable de cargas que se presente cuando el puente se encuentre en operación es decir en caso de que el tráfico se detenga en el puente lógicamente los vehículos pueden ocupar todos los carriles del puente y generar una carga estática máxima.

En el caso que se presente dicha situación, el ingeniero debe analizar todas las combinaciones posibles de cargas vivas que se susciten en la estructura, determinar la más desfavorable y posteriormente realizar su análisis respectivo. Sin embargo, los

códigos de construcción ya establecidos incluyen cargas equivalentes cuya finalidad es cubrir los efectos más críticos de tráfico que puedan generarse.

Uno de los principales códigos aplicados a la determinación de cargas vivas en puentes es el *American Association of State Highway and Transportation Official* (AASHTO). Conocido normalmente como Norma AASHTO.

La norma AASHTO indica que la carga viva más pesada que puede presentarse en un puente se debe generalmente al peso de los camiones, por lo cual, se establecen dos sistemas de camiones, los camiones tipo H, y los camiones tipo HS.

Los camiones tipo H (cargas H) son referidas a los camiones de dos ejes, para ello se les designa la letra "H", enseguida se indica la carga expresada en toneladas (20 ton), y finalmente el año en que se especificó dicha normativa (1944). Dando como resultado: H20-44, lo cual representa un código referido a este tipo de vehículos.

El caso de los camiones tipo HS (carga HS) son asociados a un tractor de dos ejes con un semirremolque de un eje. La determinación del código para esta clase de vehículo se encuentra igualmente regida a la que se demostró previamente en el caso de los camiones H. Por lo tanto, el código para este vehículo es: HS20-44.

Independientemente de los tipos de cargas a emplear (H o HS) para el análisis, se deben considerar otros factores como: separación de ejes del camión, la influencia de otros vehículos, carriles. Por lo que es necesario consultar la norma AASHTO.

1.4.2.3. Cargas vivas en estructuras industriales

Las cargas vivas constituyen cargas variables respecto del tiempo, siendo una de estas el inmobiliario o equipo. En las estructuras referidas a actividades industriales

emplean equipo y maquinaria, desafortunadamente, no se pueden generalizar este tipo de cargas debido a que las actividades en dichos recintos pueden variar. Por lo que este tipo de acciones deben ser determinadas en cada caso, considerando instalaciones, maquinaria, equipo y productos empleados en el sitio.

De acuerdo con la información establecida por Piralla (1985) los equipos que produzcan acciones más intensas (más desfavorables) deben permanecer en una posición fija, ya que permite que se absorban los esfuerzos locales, sin embargo, estos cambian de posición debido a las actividades para las cuales se emplean, lo que dificulta el diseño y análisis del inmueble, ya que se debe considerar una carga viva desde 400 hasta 3,000 kg/m^2 .

Otro aspecto que considerar dentro de este tipo de estructuras y su relación a los aparatos destinados a diversas actividades son las vibraciones o impactos producto de los equipos; ya que, la carga viva en un edificio destinado al uso de oficina difícilmente llegará a producir vibraciones o impactos considerables que repercutan en esta.

Por el contrario, al tratarse de una estructura destinada al uso industrial, las cargas vivas producidas por equipos (elevadores, grúas, máquinas, etc) producirán vibraciones o impactos de suma importancia en el comportamiento del inmueble.

“La operación de números equipos produce efectos dinámicos debidos a vibraciones o a impactos que incrementan notablemente las solicitaciones en la estructura. Estos efectos son, como puede imaginarse, muy complejos ya que dependen del funcionamiento de la máquina” (Piralla; 1985: 169).

Como lo indica Piralla (1985) el comportamiento referido a los equipos es complejo, ya que cada uno de estos opera de manera diferente, añadiendo que, influye también la manera en la cual la máquina se encuentra anclada o apoyada sobre la estructura.

Por otro lado, si las cargas producidas por los equipos no son excesivas, en comparación al efecto generado por otras acciones, se puede recurrir al empleo de factores de impacto (estos se deben de multiplicar por el peso estático del equipo) para los efectos producidos por la maquinaria. Piralla (1985) propone la siguiente tabla considerando estos factores:

<i>Tipo de máquina</i>	<i>Factor</i>
Elevadores y sus maquinarias	2.0
Máquinas reciprocantes y unidades de potencia	1.50
Grúas eléctricas (Factor aplicado a la carga vertical de cada rueda)	1.25
Grúas de operación manual (Factor aplicado a la carga vertical en cada rueda)	1.10
Maquinaria ligera	1.25

Tabla 2. Factores por impacto y vibración en materiales y equipo

Fuente: Piralla, 1985: 169

1.4.2.4. Cargas de impacto

La vibración actuante en una estructura ocasionada por diversos factores como puede ser: la vibración de equipos industriales, un camión que rebota en un puente colgante o arrojar un bulto al piso de un almacén, entre otros.

Este tipo de cargas, al aplicarse de manera rápida e inesperada genera mayores esfuerzos a la estructura en comparación si estos son aplicados de manera suave y

gradualmente, dando como resultados vibraciones o impactos, los cuales repercuten directamente en el comportamiento de la estructura.

Kassimali (1993) define el “impacto” como el efecto dinámico generado por la carga viva la cual causa un incremento del esfuerzo el cual repercute en la estructura.

Con la finalidad de considerar el aumento de esfuerzo, las cargas vivas deben incrementarse de acuerdo con un cierto porcentaje de impacto, ya que se espera que estas ocasiones un comportamiento dinámico en la estructura.

La norma ASCE-7 indica el porcentaje en el cual se debe de aumentar la carga viva respectivamente para considerar este incremento de esfuerzo.

Si la maquinaria a emplear trata de un elevador o una maquinaria impulsada por motores, se deberá de incrementar el factor de impacto en un 100%. Por otro lado, si se refiere a una máquina rotativa (empleo de cilindro o émbolo) se considera un factor únicamente del 50%.

1.5. Análisis estructural

Anteriormente se han mencionado los factores que influyen en el análisis de una estructura (llámese acciones y tipos de cargas), los cuales permiten determinar el comportamiento estructural. Pero, la elaboración de un análisis de tipo estructural engloba más especificaciones.

Dichas especificaciones van fundamentadas a partir de un punto de vista matemático, por lo cual, en este subapartado se abordará a detalle el análisis estructural de una manera técnica.

“El análisis estructural es un paso intermedio en el proceso que se debe seguir para la construcción de cualquier obra civil, cuya finalidad es determinar el comportamiento de la estructura que soportará dicha construcción” (Rojas; 2009: 13).

Tal como lo indica Rojas (2009) el comportamiento de la estructura se puede manifestar mediante deslizamientos, reacciones y fuerzas internas (elementos mecánicos).

Las fuerzas internas permiten determinar la resistencia de la estructura para poder soportar las cargas a las que estará sujeta, los desplazamientos permiten revisar las condiciones de servicio del inmueble y finalmente, los desplazamientos involucrados en la estructura estarán regidos a una normatividad específica (NTC-2017). De no cumplirse esta condición, se replanteará el dimensionamiento de los elementos hasta satisfacer dicho requisito.

1.5.1. Generalidades

Previo a la descripción de los métodos empleados para el análisis estructural, será necesario abordar algunos conceptos generales para facilitar la comprensión de estos.

1.5.1.1. Apoyos en elementos estructurales

Un apoyo es la representación gráfica del número de reacciones que están interactuando en un punto (en un elemento estructural) donde se localiza dicho apoyo, esto permite la determinación del diagrama de cuerpo libre en la estructura. Aunado a esto, es necesario conocer los diversos apoyos que obran en una estructura ya que, independientemente, de las condiciones de carga a las que se encuentra solicitada la

estructura, las condiciones de apoyos representan un comportamiento diferente en esta.

Rojas (2009) establece que la determinación de las condiciones de apoyo está en función de la continuidad de los elementos estructurales o de la manera en que estos se conectan. Esto se explica a continuación.

Como se puede observar en la figura 2 el elemento se encuentra apoyado de manera directa sobre otro. Los desplazamientos horizontales y angulares pueden representar un valor diferente de cero; sin embargo, el desplazamiento vertical se encuentra restringido por otro elemento, lo que da origen a una reacción vertical (R_v). A este tipo de reacción se le denomina apoyo libre o directo.

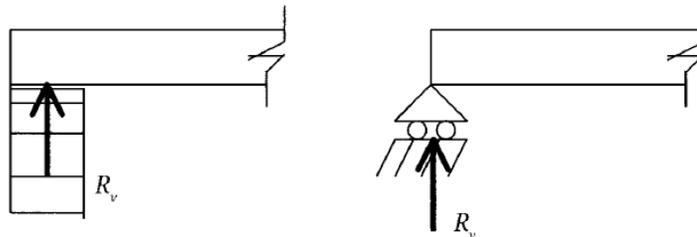


Fig 2. Apoyo directo expresado de manera real (izq) y teórica (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 14

Por el contrario, si el mismo elemento presentado anteriormente, se encuentra sujeto como en la figura 3, el desplazamiento horizontal se restringe, dando pie a una nueva reacción en este plano (R_h). A este apoyo se le conoce como “Articulación”.

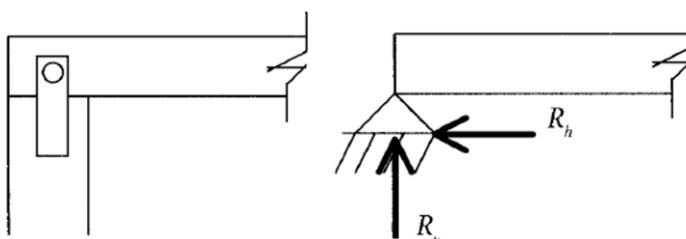


Fig 3. Articulación móvil expresada de manera real (izq) y teórica (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 14

Si a ese mismo elemento horizontal se conecta con otro de manera que el desplazamiento angular sea igual a cero, (considerando que el resto de las reacciones previamente descritas sean cero igualmente) permite la determinación de una nueva reacción, denominada como “momento” (M); a este tipo de apoyo se le conoce como “empotramiento”.

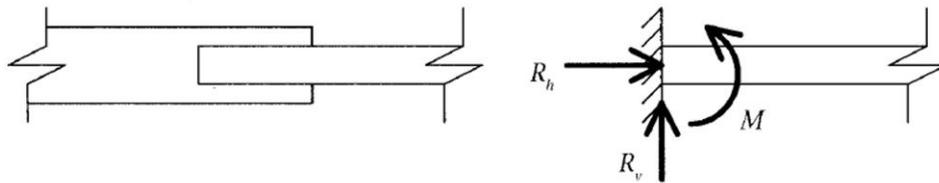


Fig 4. Empotramiento representado de manera real (izq) y teórico (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 15

Finalmente, a partir del caso anterior, si es que estos elementos se conectan se obtiene lo que se conoce como “Apoyo guiado” el cual, al restringir el desplazamiento vertical y angular, permite la determinación de las reacciones de estas.

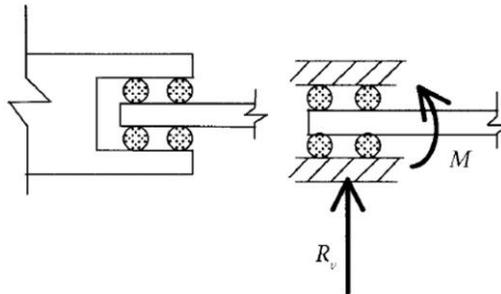


Fig 5. Apoyo guiado representado de manera real (izq) y teórica (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 15

Rojas (2009) establece que relación entre reacción-desplazamiento está netamente determinada por la manera en la cual se encuentran apoyados los elementos estructurales, por consiguiente, la manera en la cual se manifiestan los apoyos.

Dicho de otra manera, si existen desplazamientos en el apoyo no se presenta una reacción. Por el contrario, si hay una reacción en los apoyos no se genera un desplazamiento.

1.5.1.2. Equilibrio en una estructura

Parte del análisis estructural es establecer un equilibrio (llamado también equilibrio estático) en la estructura a partir de los apoyos y las reacciones que se producirán en esta.

Ahora, al aplicarse a la realidad, en un espacio tridimensional, todos los vectores fuerza (F) deben de tener un valor igual a cero, así como sus componentes deben tener el mismo valor, lo que permite dar pie a las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F_x = 0, \sum F_y = 0, \sum F_z = 0 \text{ (Ecuación 1)}$$

De acuerdo con Rojas (2002) expresa que, en estas ecuaciones se indican las sumas algebraicas de los componentes expresados en 3 dimensiones (componentes X, Y, Z) los cuales representan a los todos los vectores que actúan en el cuerpo libre, en este caso, una estructura. Además, se deben incluir los momentos que se presentan alrededor de estos ejes, ya que, como se recordará, en los apoyos se encuentran involucrados los momentos (M). Dichas ecuaciones son las siguientes:

$$\sum M_x = 0, \sum M_y = 0, \sum M_z = 0 \text{ (Ecuación 2)}$$

De igual manera que la ecuación 1, la ecuación 2 manifiesta la suma algebraica de los momentos que se puedan presentar en un cuerpo libre en sus 3 dimensiones, donde, la sumatoria de estos, debe ser igual a cero.

1.5.1.3. Compatibilidad en una estructura

Otro punto que considerar dentro del análisis estructural es la compatibilidad o equilibrio en un sistema de ecuaciones. La ecuanimidad entre estas depende del número de incógnitas y de la cantidad de ecuaciones de equilibrio estático. Si ambas son iguales, se garantiza un equilibrio.

Los valores de cada una de las reacciones, así como las fuerzas internas presentes en la estructura se podrán determinar directamente para lograr una igualdad entre estas.

“Hay estructuras que tienen más incógnitas que ecuaciones de equilibrio estático, por tanto hay la necesidad de plantear ecuaciones adicionales para poder determinar todas las incógnitas” (Rojas; 2009: 17).

Tal como lo indica Rojas (2009) cuando existen más incógnitas que ecuaciones de equilibrio es necesario plantear ecuaciones adicionales que permitan obtener una solución en estas incógnitas. Esta adición de nuevas ecuaciones está en función de los nodos de la estructura (que como se recordará son aquellos que dan pie a las reacciones previamente descritas).

1.5.1.3.1. Estructuras isostáticas e hiperestáticas

Al existir una cantidad igual tanto de incógnitas como ecuaciones de equilibrio, la determinación del equilibrio en un sistema o estructura se puede realizar de manera directa, sin la necesidad de plantear nuevas ecuaciones que imposibiliten la obtención del equilibrio en la edificación de manera rápida.

Para el caso anterior, las estructuras donde el número tanto de incógnitas como ecuaciones de equilibrio son exactamente iguales, se denominan “isostáticas”. Por el contrario, cuando no se permite ofrecer una solución debido a una mayor existencia de incógnitas sobre ecuaciones de equilibrio se clasifica como una estructura “hiperestática”.

1.5.2. Generalidades de los métodos de flexibilidades y rigideces

De acuerdo con Rojas (2009) una de las formas para efectuar el análisis en una estructura es hacer una modificación temporal de manera que se obtenga una “solución simple”, es decir, considerar únicamente las cargas que estén interactuando en el edificio. Ahora, si se añaden nuevamente los desplazamientos y elementos mecánicos (producidos por los apoyos) se denomina “solución particular”.

La restauración de la estructura a su estado original ocasiona la aparición de nuevos desplazamientos y elementos mecánicos adicionales lo que se denomina como “solución complementaria”, para ello; se emplean los métodos de las flexibilidades o método de rigideces para dar solución al sistema.

1.5.3. Método de las flexibilidades

Según lo indica Rojas (2009) este método tiene la finalidad de eliminar temporalmente las redundantes (R), es decir las incógnitas que exceden las ecuaciones de equilibrio en el sistema (hablando de una estructura hiperestática). De tal manera que se obtenga una solución particular (o primaria) y posteriormente

obtener una solución complementaria para determinar las redundantes previamente descartadas.

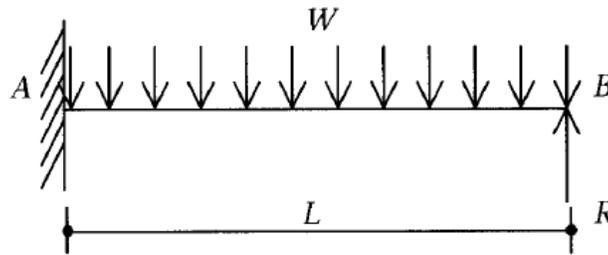


Fig 6. Elemento horizontal apoyado mediante un empotramiento y un apoyo directo

Fuente: Rojas, 2009: 30

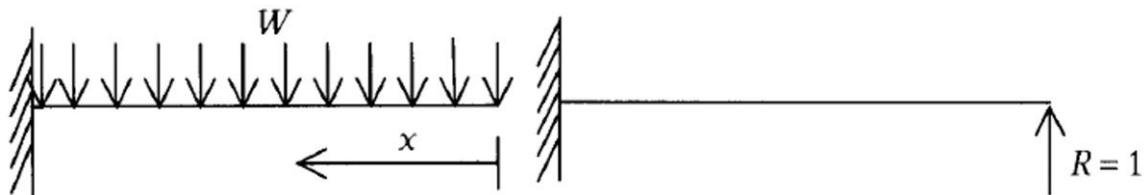


Fig 7. Solución primaria (izq) y solución complementaria con $R=1$ (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 31

Este método, comenzando por la solución primaria se centra en determinar todas las reacciones involucradas, posteriormente realizar la respectiva suma de fuerzas y momentos, enseguida se realiza el mismo procedimiento en la solución complementaria, con la diferencia de que el valor de la redundante (R) se asigna el valor de uno, puesto que no se conoce el valor real que este tiene.

Tras suprimir las redundantes para determinar la solución primaria y reincorporarlos nuevamente, estos producen deslizamientos adicionales, los cuales dan pie a la solución complementaria. Por lo cual, ahora será necesario determinarlos mediante nuevas ecuaciones.

Los desplazamientos ($U_{n,n}$) están expresados en términos de fuerza-desplazamiento, mediante coeficientes de flexibilidad. De acuerdo con Rojas (2009) define los coeficientes de flexibilidad ($f_{r,s}$) como el desplazamiento ocasionado por una carga unitaria, de manera que la redundante R generará flexibilidades en puntos específicos del sistema estructural.

Lo anterior se puede expresar a través de la siguiente ecuación:

$$U_{r,s} = f_{r,s}R_s$$

A raíz de la ecuación planteada, esta puede manifestarse mediante una matriz, conocida como “Matriz de flexibilidades”, la cual contempla los resultados de la solución particular $\{U_o\}$, las flexibilidades producidas por las redundantes $[f]$, y las redundantes expresadas como vectores $\{R\}$.

$$\begin{Bmatrix} U_{1,0} \\ U_{2,0} \\ U_{3,0} \\ \vdots \\ U_{n,0} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{1,1} & f_{1,2} & f_{1,3} & \dots & f_{1,n} \\ f_{2,1} & f_{2,2} & f_{2,3} & \dots & f_{2,n} \\ f_{3,1} & f_{3,2} & f_{3,3} & \dots & f_{3,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{n,1} & f_{n,2} & f_{n,3} & \dots & f_{n,n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ \vdots \\ R_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Fig 8. Matriz de flexibilidades

Fuente: Rojas, 2009: 99

1.5.4. Método de las rigideces

“El método de las rigideces consiste en establecer a través del equilibrio y la compatibilidad, la relación que hay entre las cargas y los desplazamientos que estas generan en la estructura” (Rojas; 2009: 133).

Según Rojas (2009) dicho método se basa en restringir los desplazamientos en la estructura, de manera que cada elemento se pueda analizar individualmente, lo anterior constituye a la solución primaria. La restricción de dichos desplazamientos ocasiona un desequilibrio en el sistema estructural, por lo que será necesario reestablecer dicha estabilidad en el sistema a través de una solución complementaria.

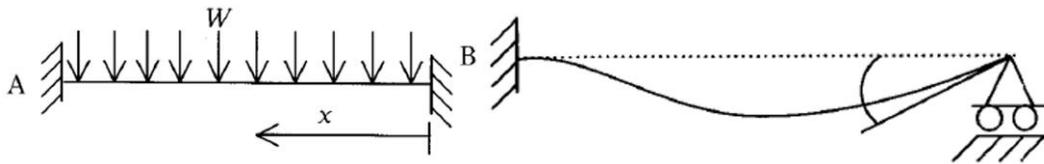


Fig 9. Estructura restringida en B (izq) y viga sujeta a giro unitario (dcha)

Fuente: Rojas, 2009: 34

Para ejemplificar el método, se tomará nuevamente la figura 6, en la cual se puede observar que en el extremo en B existe una rotación, por lo cual, esta se restringe, enseguida se obtienen las reacciones (R_n) y momentos (Rm_n) en el elemento.

A continuación, se puede apreciar que en el extremo B tiene una rotación libre (ver fig 9), lo que indica que se ha roto el equilibrio en el sistema, por lo que será necesario restaurar el mismo. Para ello, la solución complementaria consiste en encontrar el giro necesario para satisfacer lo antes descrito.

Para determinar el giro necesario que restaure el equilibrio en el sistema, hay que determinar los desplazamientos producidos por las restricciones impuestas al principio del método. Haciendo uso de la ecuación fuerza-desplazamiento, la cual, matricialmente se explica de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} v_1 \\ m_1 \\ \vdots \\ v_n \\ m_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} dy_1 & dm_1 & \dots & dy_n & dm_n \\ dy_1 & dm_1 & \dots & dy_n & dm_n \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ dy_1 & dm_1 & \dots & dy_n & dm_n \\ dy_1 & dm_1 & \dots & dy_n & dm_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dy_1 \\ dm_1 \\ \vdots \\ dy_n \\ dm_n \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} R_1 \\ Rm_1 \\ \vdots \\ R_n \\ Rm_n \end{Bmatrix}$$

Fig 10. Ecuación fuerza-desplazamiento matricialmente representada

Fuente: Propia

En la figura 10, se indican los datos necesarios para la solución complementaria, en la cual se expresan los valores obtenidos tanto para momentos (m_n) cortantes (v_n) y las reacciones (R_n) resultantes de la solución simple.

Enseguida, los valores para dy_n y dm_n obtenidos a raíz de la ecuación fuerza desplazamiento serán empleados en la matriz de rigideces. De acuerdo con Rojas (2009) la rigidez de un elemento se puede definir como la magnitud de fuerza requerida para generar un desplazamiento unitario.

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{2,1} \\ K_{2,1} & K_{2,2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix}$$

Fig 11. Matriz de rigideces

Fuente: Rojas, 2009: 136

Como se puede apreciar en la figura 11, la matriz de rigideces comprende el vector de cargas $\{P_n\}$, el cual está en función de las barras presentes en el elemento, continuado con las rigideces $[k_{m,n}]$ las cuales estarán determinadas por la cantidad de valores producto de dy_n y dm_n (obtenidas en la matriz fuerza-desplazamiento), estas se multiplicarán por los vectores de desplazamiento $\{d_n\}$.

Una vez se hayan obtenido los valores para v_n y m_n producto de la matriz de rigideces, estos se suman con los resultados conseguidos en la solución simple para poder dar solución al método, dicho en otras palabras, reestablecer el equilibrio en el sistema.

Para concluir el presente capítulo, es imprescindible la realización del análisis estructural en cualquier edificación, ya que esta permite conocer el comportamiento que tendrá el inmueble ante las diversas acciones que puedan presentarse, en adición de la combinación de cargas, donde siempre es necesario contar con la más desfavorable, y tener un apoyo en las normativas y reglamentos constructivos para tener conocimiento de los parámetros que se deben cumplir.

CAPÍTULO 2.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Otro de los procesos importantes dentro de la ingeniería estructural es el diseño, proceso que se lleva a cabo posterior al análisis del inmueble.

La presente investigación tiene la finalidad de hacer hincapié en el diseño estructural en acero.

Este capítulo abarcará algunos temas como el proceso y fases del diseño estructural, así como los criterios empleados enfocados en el diseño en acero, pasando por los estados límite implicados, los tipos de estructuras comúnmente empleados y finaliza con los reglamentos y códigos constructivos referidos al diseño en general.

2.1. Generalidades del diseño estructural

“El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura” (Piralla; 1985: 15).

Tal como lo indica Piralla (1985) el diseño estructural corresponde a un conjunto de actividades cuya finalidad es determinar las propiedades físicas en una edificación, las cuales garanticen que dichos elementos estructurales podrán soportar las diversas solicitaciones a las cuales estará comprometida.

Parte del diseño estructural tiene la función de garantizar que los elementos estructurales involucrados en el inmueble cumplan de manera adecuada sus funciones, para evitar la presencia de fallas o un mal comportamiento debido a su ineffectividad para soportar cargas.

2.1.1. El proceso del diseño estructural

A continuación, se presenta en proceso correspondiente al diseño de una estructura, pese a que ambos compartan ciertos criterios, este apartado corresponde netamente al diseño de elementos estructurales.

De acuerdo con Piralla (1985) el diseño corresponde a un proceso creativo cuya finalidad es determinar las características de un sistema estructural y que este cumpla con el objetivo planteado anteriormente, evitando un colapso o mal comportamiento.

Es deber del proyectista satisfacer esta necesidad, de manera creativa, establecer un diseño satisfactorio, económico y con tiempos de ejecución eficientes y que dicho objetivo no interfiera con otros subsistemas (arquitectónico, instalaciones, entre otros).

2.1.1.1. Estructuración

Para comenzar con el proceso de diseño, el primer paso para llevarlo a cabo comienza desde la estructuración, es decir, la determinación de los materiales con los cuales estarán constituidos los elementos estructurales, con la finalidad de poder conocer el peso y la resistencia de estos, así como la forma o diseño, al igual que las dimensiones de los elementos y características esenciales de estos.

El proyectista debe de tener cierta experiencia y creatividad para la correcta elección del tipo de sistema o estructura a emplear, cumpliendo con los criterios antes mencionados al final del apartado 2.1.1.

2.1.1.2. Análisis

De acuerdo con Piralla (1985) la parte del análisis corresponde a la determinación de la respuesta de la estructura ante la aplicación de diversas acciones, específicamente los efectos producidos por las cargas que influirán en el inmueble, el análisis corresponde a los siguientes incisos.

- a) **Modelado de la estructura:** Se lleva a cabo un diseño preliminar de los elementos (columnas, vigas, losas) que permita conocer el comportamiento del sistema en conjunto, considerando factores internos y externos.
- b) **Determinar las acciones de diseño:** Se consideran todas las acciones que puedan obrar en una estructura, y se determina la combinación más desfavorable para el inmueble de acuerdo con una normatividad específica.
- c) **Determinar los efectos de las acciones:** Se determinan las fuerzas internas y deformaciones que actúan en la estructura con la ayuda de métodos de análisis estructural para determinar el comportamiento del edificio y garantizar la seguridad de este.

2.1.1.3. Dimensionamiento

De acuerdo con Piralla (1985) el dimensionamiento corresponde a la revisión detallada de la estructura, con la finalidad de ver si esta cumple con los requisitos de seguridad establecidos, de acuerdo con una normativa específica.

Los resultados producto del dimensionamiento son plasmados en los planos constructivos, indicando detalladamente las especificaciones constructivas, a fin de evitar malinterpretaciones durante la construcción de los elementos del sistema.

Los códigos y procesos constructivos son específicos de acuerdo con el tipo de material que se está empleando para los elementos del sistema, sin embargo, los criterios de seguridad y procedimientos de diseño estructural son ajenos al material.

2.1.2. Fases del diseño estructural

Dentro del proceso del dimensionamiento, se presentan “etapas” o procesos, las cuales corresponden desde el planteamiento de los elementos estructurales hasta su supervisión durante el proceso constructivo, dichas fases son las siguientes:

- a) **Planteamiento de soluciones preliminares:** En este apartado se debe esclarecer cuál será la función del sistema estructural, dicho en otras palabras, el propósito de esta. Para ello, se deben considerar factores como el entorno físico, condiciones ambientales a partir de datos preliminares y requisitos de proyecto.

Además, el proyectista debe interactuar con los demás especialistas de los otros subsistemas, analizar las necesidades de cada uno y proponer una solución general que satisfaga todas estas.

- b) **Evaluación de soluciones preliminares:** En este apartado se realiza un “prediseño” de los elementos involucrados a raíz de las necesidades descritas previamente. De manera que se obtengan diversas soluciones y se determine la más eficiente.

Esto se determina en función de la facilidad para obtener los materiales, practicidad de los procesos constructivos, mantenimiento, estética y principalmente, el factor económico.

- c) **Diseño detallado:** Una vez se optó por la opción más eficiente, se procede a definir cada elemento de manera detallada, efectuando meticulosamente todas las etapas del proceso.

Piralla (1985) indica que dentro de este inciso se debe de repasar más de una vez cada una de las etapas efectuadas en caso de que se tenga que hacer modificaciones respecto al dimensionamiento de los elementos.

- d) **Transferencia de los resultados del diseño:** A partir de que se determinó el diseño más eficiente, lo siguiente es transmitir dichos resultados de manera clara y concisa mediante un plano, el cual servirá para que los constructores pueden llevar a cabo el diseño en cuestión.

Además, de especificar las características fundamentales del proyecto, deben incluir los menores detalles, así como especificación de materiales y procedimientos constructivos. También, la realización de una memoria de cálculo que facilite cualquier cambio no previsto en el diseño.

- e) **Supervisión:** Finalmente, es necesario que el proyectista realice una supervisión del proyecto en todas sus fases, ya que, no basta con que los constructores interpreten los datos mencionados en el plano.

Es necesario que este revise que su diseño se esté llevando a cabo tal y como fue planteado, porque, es posible que se presenten cambios o modificaciones durante el proceso de construcción.

2.2. Criterios de diseño estructural

Otro aspecto a considerar dentro del presente capítulo, son los criterios de diseño estructural, los cuales están enfocados especialmente en la seguridad de la estructura, dicho de otra manera, su propósito es conocer con exactitud contra qué se pretende garantizar dicha estabilidad en el inmueble, es decir, de la combinación más desfavorable de acciones, emplear factores de seguridad (F_s) para contrarrestar dicha situación.

Piralla (1985) indica que, se puede hacer uso de un factor de seguridad que relacione la resistencia (m_r) con las acciones involucradas (m_s), desafortunadamente, existen diversas incertidumbres respecto a las variables y aspectos de diseño, con lo cual, no se puede tener un factor de seguridad que opere de manera global.

En los reglamentos constructivos, los factores de seguridad se suelen manejar en función de las incertidumbres y variables existentes, así, se tienen diversos factores de seguridad enfocados a incertidumbres específicas brindando un resultado exacto, en comparación a tener un factor global que se presente un efecto impreciso.

Estos criterios se centran en la relación entre la resistencia y las acciones que obran en la estructura, las incertidumbres entre dichos factores se presenta a continuación:

- a) **Incetidumbre en la resistencia:** Estos se obtienen a raíz de los esfuerzos resistentes de los materiales a emplear en el sistema, así como los coeficientes involucrados en los cálculos.

- b) **Incertidumbre en las acciones:** Se consideran las cargas actuantes en el inmueble y se aplican factores de carga para las acciones que influyan en la estructura.

2.2.1. Criterio de diseño por resistencia última (LRFD)

El criterio de diseño por resistencia última (También llamado Load and Resistance Factor Design, por sus siglas en inglés) está enfocado a la utilización de estados límite, así como de reglamentos constructivos los cuales puedan satisfacer la verificación de seguridad en el sistema.

El criterio LRFD suele emplearse para el diseño estructural en elementos de acero; la finalidad de este es obtener un margen numérico entre la resistencia del sistema estructural establecido antes las cargas actuantes en este.

Según Piralla (1985) el planteamiento de estados límite ofrece una comparación entre la resistencia de cada estado límite que obre en la estructura contra la acción correspondiente a esta. Dicho, en otros términos, esta revisión consiste en satisfacer la siguiente desigualdad:

$$F_R R_d > \Sigma F_c S_d$$

Donde la resistencia (R_d) es calculada con los valores producto de los esfuerzos resistentes de los materiales, las cuales son multiplicadas por un factor de resistencia (F_R) el cual considera la falla involucrada en el estado límite. En el otro lado de la desigualdad; se consideran las acciones de diseño (S_d) las cuales se multiplican por un factor el cual considera la combinación de cargas existentes.

Cabe añadir que, de acuerdo con McCormac (1999) este criterio permite incrementar el valor de las cargas actuantes en el sistema, y a su vez, disminuir las resistencias propuestas en el diseño, a fin de multiplicar factores específicos de diseño.

2.2.2. Criterio de diseño por esfuerzos permisibles

Este criterio está enfocado en revisar la seguridad del sistema estructural partiendo de una comparación entre un esfuerzo actuante (f_a) en el inmueble ante uno permisible (f_p). Dicho método debe de cumplir con lo siguiente: $f_p > f_a$.

De acuerdo con Piralla (1985) establece que este principio se emplea comúnmente en la mayoría de los materiales, en los cuales se intuye que estos poseen un comportamiento elástico lineal, es decir, los esfuerzos actuantes se obtienen mediante una teoría elástica, mientras que los permisibles se enfocan en establecer un comportamiento lineal para los materiales, a fin de que los esfuerzos sean menores a los esfuerzos del propio material.

Haciendo un enfoque en el acero estructural, al implementar este criterio en el diseño, es necesario calcular el esfuerzo máximo generado en la sección crítica del elemento por el momento actuante, a fin de conocer el esfuerzo de fluencia del material, y así obtener la capacidad útil del mismo.

Enseguida, se obtiene el comportamiento elástico lineal del material con la siguiente formula:

$$f_a = \frac{M_A}{S} \quad , \quad \text{Donde: } \begin{array}{l} M_A = \text{Momento actuante} \\ S = \text{Módulo elástico de la sección} \end{array}$$

Finalmente, el esfuerzo permisible se toma como una fracción del esfuerzo de fluencia del acero. Para cumplir con el criterio presentado al principio del apartado en cuestión.

Para finiquitar este criterio, al hacer la suposición de un comportamiento lineal del material, por tanto, el esfuerzo (actuante) presentado bajo una carga de servicio, y si se comprueba que este, se encuentra por debajo del admisible, se tendrá un margen de seguridad ideal ante la presencia de cualquier falla así como un comportamiento adecuado en condiciones de servicio.

2.2.3. Comparación entre el diseño por esfuerzos permisibles y el diseño LRFD

A partir de la información presentada previamente para ambos criterios, se pueden rescatar aspectos positivos, así como las limitaciones en ambos. La elección entre estos métodos es meramente elección del proyectista, a continuación, se presentan algunos puntos beneficiosos de ambos.

Por una parte, el criterio de diseño por resistencia última esclarece el planteamiento de los objetivos a lograr tras el diseño de una estructura y facilita la identificación determinación y la magnitud de los factores de seguridad involucrados.

“Además, del separar el factor de seguridad total en diversos factores parciales (de carga, de reducción de resistencia y valores nominales o característicos para las variables) proporciona una gama mucho más amplia de factores globales” (Piralla; 1985: 100).

De acuerdo con Piralla (1985) la separación del factor de seguridad ofrece una diversidad de factores globales que garanticen un grado de seguridad idóneo ante

distintas situaciones de diseño. Añadiendo que, en caso de que el calculista tenga que realizar una modificación respecto al cálculo del diseño, esta se pueda llevar a cabo con facilidad.

En el caso del diseño por esfuerzos permisibles cuenta con la ventaja de realizar la revisión de seguridad de una manera más sencilla, es decir, los valores numéricos obtenidos tiene un significado físico más claro, de manera que el proyectista puede determinar si estos resultados son razonables a las características que describe el problema.

Sin embargo, este criterio es menos accesible (en comparación al método LRFD) en cuando a modificar el factor de seguridad impuesto al valor aproximado representado en una situación específica, ya que esto permite la presencia de errores referidos al cálculo de esfuerzos.

Ya que estos son cálculos como esfuerzos máximos, mientras que, estos son únicamente valores convencionales que no garantizan un correcto funcionamiento del sistema estructural y no ofrecen un nivel óptimo de seguridad.

Como se mencionó previamente, la elección del criterio de diseño corresponde únicamente del calculista, sin embargo, se ha planteado que para plantear un criterio de diseño para diversos materiales y tipos de estructuras es a través de los estados límite, los cuales han sido implementado en la mayoría de los reglamentos y códigos de construcción.

2.3. Estados límite

“Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación” (RCDF; 2004: 126).

De acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2004) todo sistema estructural deberá garantizar una seguridad adecuada ante la aparición de cualquier estado límite de falla producto de las combinaciones más desfavorables de acciones.

Además, la edificación no deberá de sobrepasar ningún estado límite de servicio ante la combinación de acciones durante condiciones normales de operación de la estructura; dichos estados se describen a continuación.

2.3.1. Estado límite de falla

Según lo establece el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2004) el estado límite de falla corresponde a cualquier situación que afecte a la capacidad de carga del sistema estructural o cualquiera de sus elementos o la aparición de daños comprometedores que afecten su resistencia ante la aplicación de nuevas cargas.

Además, este estado límite varía de acuerdo con el tipo de material a emplear, así como el tipo de estructura a realizar.

2.3.2. Estado límite de servicio

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2004) indica que, el estado límite de servicio engloba a todos los desplazamientos, agrietamientos o vibraciones que se puedan presentar durante la vida útil de la estructura; sin embargo, estos no imposibilitan la capacidad del inmueble para soportar cargas.

En resumen, se puede decir que, el estado límite de servicio tiene un impacto menos perjudicial, ya que, pese a las adversidades que se puedan presentar debido a la combinación de acciones, este admite nuevas aplicaciones de carga.

Por el contrario, el estado límite de falla tiene un impacto todavía más nocivo al inmueble, puesto que este imposibilita la operación total del inmueble.

2.4. Tipos de estructuras

Si bien, cada uno de los procesos referido a las etapas de un proyecto de índole estructural son importante, uno de los primordiales a tomar en cuenta es el tipo de estructura que se va a emplear en el proyecto.

Kassimali (1993) menciona que las estructuras pueden clasificarse en cinco tipos, las cuales están en función de los esfuerzos que puedan desarrollarse a partir de las cargas con las que cuente la estructura. Dicha clasificación se presenta a continuación.

2.4.1. Estructuras en tensión

Las estructuras en tensión son aquellas en las que los elementos estructurales están sujetos a la tensión debido a la acción de cargas externas, es decir, esfuerzos producidos ajenos a la propia estructura.

En este tipo de estructuras, los esfuerzos de tensión se encuentran distribuidos de manera uniforme a lo largo de la sección transversal, lo que facilita que el material empleado en su construcción sea empleado eficientemente.

Las estructuras que se encuentran sujetas a tensión generalmente suelen estar construidas por cables flexibles de acero. Dentro de este tipo de edificaciones se encuentran los puentes colgantes y cubiertas con grandes claros.

“Gracias a su flexibilidad, los cables tienen una resistencia de flexión despreciable, y son capaces de desarrollar sólo por tensión” (Kassimali; 1993: 7).

Según indica Kassimali (1993) un cable flexible puede adoptar una forma que favorezca soportar las cargas externas ocasionadas únicamente por tensión. Dicho en otras palabras, la forma del cable se modifica dependiendo de la carga que actúe en el mismo.

Un puente colgante es un claro ejemplo de una estructura sujeta a tensión, en la cual la carretera se encuentra suspendida a partir de 2 cables, complementados por colgantes verticales. Los cables principales cruzan por un par de torres anclados al suelo (como parte de la cimentación de la estructura).

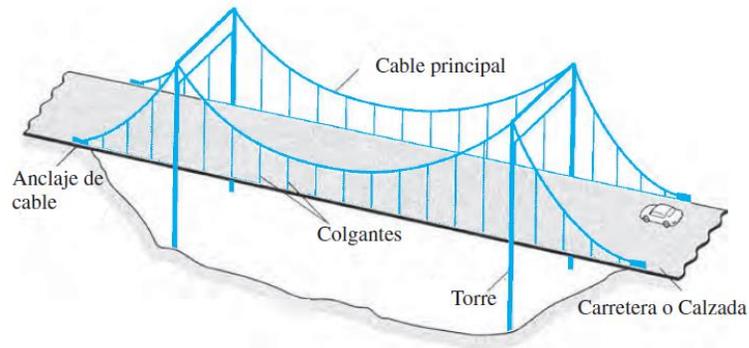


Fig 12. Representación de un puente colgante

Fuente: Kassimali, 1993: 8

Como parte del diseño de elementos en tensión, es necesario la determinación de la resistencia de diseño de estos; para ello es conveniente, antes, introducir dos conceptos asociados a los estados límite descritos previamente.

- **Estado límite de fluencia:** Establece la tensión máxima que se puede presentar en un elemento sin, que este genere una deformación plástica en el material.
- **Estado límite de fractura:** Es la máxima tensión presentada en la sección de un material sometida a un ensayo de compresión, llevada a cabo mediante una prueba de laboratorio.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias (2017) se establecen las fórmulas para el cálculo de la resistencia de diseño, las cuales parten del estado límite de fluencia y el estado límite de fractura.

a) Estado límite de fluencia en la sección:

$$R_t = F_R F_Y A$$

b) Estado límite de fractura en la sección:

$$R_t = F_R F_u A_e$$

Para la determinación de la resistencia de diseño, se tomará el valor menor de las ecuaciones a) y b) presentadas previamente.

$R_t =$ Miembro en tensión

$F_R =$ Factor de resistencia: 0.9 para a) y 0.75 para b)

Donde: $A =$ Área total de la sección transversal del miembro

$A_e =$ Área neta efectiva

$F_v =$ Valor mínimo garantizado del esfuerzo

$F_u =$ Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión

2.4.2. Estructuras a compresión

Las estructuras a compresión desarrollan esfuerzos de compresión (como su nombre lo indica), estos esfuerzos son originados bajo la acción de cargas externas. Dentro de este tipo de estructuras, principalmente destacan dos: las columnas y los arcos; mismos que serán descritos enseguida.

- Columnas

De acuerdo con Kassimali (1993) una columna se puede entender como un elemento recto el cual está sujeto a cargas axiales de compresión. Cuando un elemento de esta naturaleza se encuentra sometido a cargas laterales o de momentos, (aparte de considerar las cargas axiales) se le conoce como viga-columna.

- Arcos

Como lo menciona Kassimali (1993) un arco es una estructura caracterizada por tener una forma curva (similar a un cable invertido), la finalidad de este elemento es dar soporte a puentes y techos, aunque también ha sido esencial en la construcción de acueductos a lo largo de la historia.

Los arcos son diseñados con la finalidad de resistir únicamente el esfuerzo de compresión mediante la aplicación de cargas. Sin embargo, al tratarse de un elemento rígido presenta otras condiciones de carga (esfuerzos de flexión y cortante) los cuales deben ser considerados en el diseño del elemento.

Para determinar las resistencias de diseño en estructuras sometidas a compresión, de acuerdo con las NTC (2017) establece que dicha resistencia puede aplicarse a miembros de sección transversal (H, I, circular o hueca), sus fórmulas se presentan a continuación.

Donde:

$$R_c = F_R \times F_y A = F_R F_n A$$

$$X = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} = [1 + (\frac{F_y}{F_e})^n]^{-1/n}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

R_c = Compresión axial

F_R = Factor de resistencia (0.9)

A = Área de la sección transversal

F_n = Esfuerzo nominal en compresión

X = Factor de reducción por esbeltez

λ_c = Parámetro de esbeltez

- Armaduras

Una armadura se puede definir como un conjunto de elementos rectos (también llamados “barras”), los cuales se encuentran unidos a sus extremos mediante conexiones articuladas conocidas como “articulaciones”, lo que permite estabilidad en el elemento.

Además de las barras descritas previamente, vale la pena mencionar la presencia de “nodos” en este elemento, los cuales hacen referencia al punto de unión en donde dos o más barras intersectan.

Cuando las cargas son aplicadas a los nodos, se genera una tensión o compresión (depende del comportamiento que tenga la armadura en el análisis) uniforme a lo largo de todo el elemento. Pese a que las uniones entre barras y nodos sea estable y garantice seguridad se pueden presentar ligeras deformaciones que se consideran despreciables.

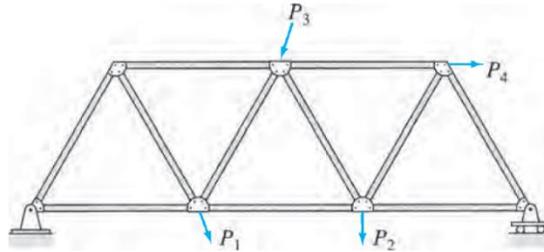


Fig 13. Esquema de una armadura plana

Fuente: Kassimali, 1993: 10

2.4.3. Estructuras sujetas a cortante

Para este conjunto de estructuras, Kassimali (1993) señala que, son diseñadas para resistir el cortante generado en edificios de varios niveles. Además, este tipo de estructuras suele presentar esfuerzos de flexión tras la intervención de cargas externas.

Generalmente se emplean muros de cortante elaborados de concreto reforzado con la finalidad de soportar el esfuerzo cortante, así como disminuir el movimiento lateral producido por el viento y desplazamiento sísmico.

Además, como parte del diseño de este tipo de estructuras se requiere que el calculista determina la resistencia de diseño por cortante (V_R) así como la resistencia nominal (aplicando el criterio de diseño por resistencia última) (V_n), dichas formulas, se presentan a continuación.

Donde:

$F_R =$ Factor de resistencia (0.9)

$$V_R = F_R V_n$$

$F_y =$ Valor mínimo de esfuerzo del acero en tensión

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v$$

$A_a =$ Área del alma

$C_v =$ Coeficiente para cortante del alma

2.4.4. Estructuras de flexión

En el caso de este tipo de estructuras, los esfuerzos a flexión que se presentan son por la acción de cargas externas a esta, aunque también, como se ha mencionado en otros tipos de estructura, suelen presentarse también esfuerzos por cortante, aunque en este caso, es necesario considerar este tipo de momentos en el diseño de la estructura.

Dentro de este tipo de elementos estructurales, se mencionan las vigas; Kassimali (2015) describe una viga como un elemento recto que se encuentra en un plano perpendicular, con respecto a un eje longitudinal. Cuya finalidad es distribuir las cargas transversales a través de las columnas.

También, otro elemento estructural perteneciente a la presente categoría, son los marcos rígidos, los cuales se componen de elementos horizontales (vigas) y verticales (columnas) unidos a partir de conexiones rígidas cuya función es resistir el momento que pueda presentar ante la aplicación de cargas, o pueden ser unidos también a partir de articulaciones que garanticen estabilidad.

“A diferencia de las armaduras, las cuales están sujetas a cargas por nodos, las cargas externas en los marcos pueden estar aplicadas sobre los elementos además de los nodos” (Kassimali; 2015: 12).

De acuerdo con Kassimali (2015) las cargas externas pueden aplicarse tanto a los nodos como al resto de los elementos en un marco rígido (ver Fig. 4.), dichos elementos se encuentran sujetos a: momento flexionante, cortante y compresión axial, bajo la acción de dichas cargas.

Aunque, por lo general, durante el diseño de los elementos horizontales (vigas) suele predominar los esfuerzos de flexión y cortante, ya que, la carga axial suele ser baja en comparación a las antes mencionadas.

Para poder determinar la resistencia nominal en estructuras sometidas a flexión, es necesaria la determinación del pandeo lateral por flexotorsión (C_b), para ello, de acuerdo con las NTC (2017) se establece la determinación de pandeo lateral mediante dos métodos, estos se presentan a continuación.

- a) **Método de los cuatro momentos:** Este procedimiento para la mayoría de los casos asociados de variaciones de momento en un elemento estructural.

Donde:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

M_{max} = Momento máximo en el elemento

M_A = Momento a un cuarto del inicio del elemento

M_B = Momento en el centro del elemento

M_C = Momento a tres cuartos del elemento

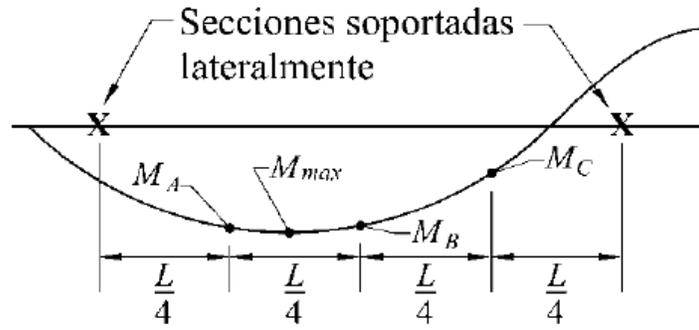


Fig 14. Localización de momentos para método de los cuatro momentos

Fuente: NTCMX-17, 2017: 164

- b) **Método alternativo:** Este procedimiento se aplica a elementos con momentos en los soportes (apoyos) y cargas distribuidas lineales (ya sea de curvatura simple o doble) sobre dicho miembro.

$$C_b = [0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)]^{-1} \leq 2.5$$

Donde:

M_1 y M_2 = Menor y mayor de los momentos en extremos

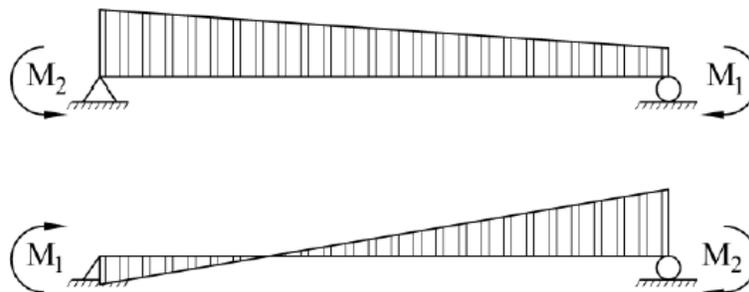


Fig 15. Diagrama de momentos para método alternativo

Fuente: NTCMX-17, 2017: 165

2.5. Reglamentos de diseño

Los reglamentos para el diseño estructural son documentos de índole legal cuya finalidad es proteger a la sociedad contra la falla (colapso) o mal funcionamiento de una estructura generalmente de índole urbano.

La finalidad de una edificación es garantizar un correcto funcionamiento ante la aplicación de diversas acciones o solicitudes y ofrecer un nivel de seguridad apto durante la vida útil de esta.

Sin embargo, este grado de protección debe tener un cierto nivel de congruencia con las posibles fallas que puedan presentarse en el inmueble, ya que, al incrementar la seguridad en el inmueble puede aumentar considerablemente el costo del proyecto, es por ello que se recomienda un balance entre ambos.

Dichas especificaciones, normas y recomendaciones no son de carácter legal, sin embargo, el calculista puede usarlos como guía para la realización de diversos proyectos.

2.5.1. Generalidades de los reglamentos de diseño

De acuerdo con Piralla (1985) los reglamentos son elaborados por especialistas en materia estructural y estos son revisados por diversas instituciones relacionadas al campo (materiales, asociaciones, centros de investigación, autoridades), es por ello que, dichas normatividades reflejan los conocimientos y puntos de vista de estos, con la finalidad de que los constructores tengan la certidumbre de que dichos códigos fueron respaldados por diferentes organismos expertos en diversas ramas de la construcción.

2.5.1.1. Reglamentos funcionales

Conocidos también como requisitos de comportamiento, estos son de criterio racional, es decir, establecen los criterios generales de seguridad y funcionamiento,

bridando al proyectista un cierto grado de libertad para la realización del diseño estructural, dando pie a la innovación en estos.

Desafortunadamente, este tipo de reglamento dificulta en garantizar que un diseño cumple con los indicativos de comportamiento estipulados.

2.5.1.2. Reglamentos prescriptivos

Según Piralla (1985), los reglamentos prescriptivos, por el contrario, son de índole estricta y obligan a establecer un listado de solicitudes a fin de cubrir todos los posibles casos que puedan presentarse en el ámbito estructural.

Además, este tipo de normativas permiten que el calculista se guíe por un camino establecido aprobado a fin de demostrar que el diseño estructural cumple con los requisitos establecidos.

La mayoría de los reglamentos de la actualidad son de naturaleza prescriptiva, y dependiendo del alcance que estos tengan, pueden abarcar diversos ámbitos en la ingeniería estructural, estos generalmente se enfocan en el tipo de estructura o material a emplear.

Según lo indica Piralla (1985) a continuación, se mencionan algunas normativas prescriptivas empleadas en México:

- a) Código ACI (American Concrete Institute):** Presenta los requerimientos de diseño y construcción para concreto estructural necesarios para garantizar la estabilidad y seguridad en el inmueble.

- b) Código AISC (American Institute of Steel Construction):** Proporciona fundamentos para la teoría y práctica enfocados al diseño estructural y sismorresistente para edificaciones de acero.
- c) Código AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials):** Establece guías para el diseño y construcción de superestructuras de puentes.
- d) Código UBC (Uniform Building Code):** Establece los requerimientos estándar para diseño y construcción en proyectos de edificación.
- e) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad:** Enfocado al diseño de obras industriales (chimeneas, tanques, torres, cimentaciones), especifica además las acciones de diseño para distintas regiones en la República Mexicana.

2.5.2. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) es la normativa específica referida al diseño de construcciones de carácter urbano y funge como base para la elaboración de otras normativas al interior de la República Mexicana.

Como se mencionó con anterioridad, el RCDF sólo se limita al diseño de edificaciones empleadas en zonas urbanas, en caso de que se requiera diseñar una estructura de índole diferente a esta (puentes, presas, estructuras industriales de alta complejidad), será necesario recurrir a los códigos especificados en el apartado anterior.

2.5.2.1. Normas Técnicas Complementarias

Dentro de los capítulos que conforman el RCDF, en el título VI se hace hincapié a aspectos enfocados al diseño estructural; es por ello que dicha normativa se integra con Las Normas Técnicas Complementarias (NTC).

Según Piralla (1985) las NTC estipulan los requisitos particulares orientados a los materiales y tipos estructurales para el diseño estructural, los cuales se encuentran independientes al RCDF y son agrupados en dichas normas.

Lo anterior es llevado a cabo a fin de que el reglamento permanezca sin una actualización continua, ya que sus principios y procedimientos generales están sujetos a un proceso de legalización en caso de que amerite una alteración en el mismo.

Por el contrario, las Normas Técnicas Complementarias suelen estar sujetas a actualizaciones con mayor frecuencia, a fin de modificar puntos específicos asociados al diseño de estructuras. De acuerdo con Piralla (1985), dichas normativas se dividen en:

- Diseño y construcción de cimentaciones
- Diseño por sismo
- Diseño por viento
- Diseño y construcción de estructuras de acero
- Diseño y construcción de estructuras de concreto
- Diseño y construcción de estructuras de madera
- Diseño y construcción de estructuras de mampostería
- Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones

Cabe añadir que, dentro del reglamento, en el título llamado “Seguridad Estructural de las Construcciones” contiene principios básicos para el diseño por medio de estados límite, así como procedimientos generales para el diseño de acciones, factores de cargar y combinaciones.

Dichos procedimientos se emplean en casos excepcionales en los que los valores empleados no se encuentren indicados en las normas técnicas complementarias o el reglamento constructivo.

2.5.3. NTC para diseño y construcción de estructuras de acero

Dentro de las NTC se puede encontrar diversidad de apartados enfocados al diseño de estructuras, para la presente investigación se hará énfasis en el apartado destinado el diseño para elementos en acero los cuales; en complementación los tipos de estructura mencionados en el apartado 2.4 se presentan las consideraciones generales para el diseño de estos.

Cabe añadir que, en este apartado la información que se presenta se abordará de manera puntual en cada uno de los diseños a tensión, compresión, flexión y cortante.

2.5.3.1. Miembros en tensión

Dentro de este apartado correspondiente a las NTC, es necesario indicar que, los elementos estructurales en tensión deben estar sujetos a tensión axial (esfuerzo interno en el elemento producto de las tensiones aplicadas en este) para poder ser considerados como elementos estructurales sometidos a tensión.

Según las NTC (2017) además de cumplir con la condición anterior, en caso de la presencia de excentricidades importantes en las conexiones entre elementos, será necesario considerar en el diseño de los miembros estructurales.

Continuando, dicho apartado especifica la separación que debe de existir en el caso de miembros o piezas armadas (perfiles, placas, barras) así como la relación de esbeltez entre estos.

Donde:

L= Longitud libre del elemento

K= Factor de longitud efectiva

r= Radio de giro correspondiente

$$K L/r < 300$$

Las fórmulas correspondientes a las resistencias de diseño en elementos a tensión ya fueron presentadas en el apartado 2.4.1.

2.5.3.2. Miembros en compresión

El siguiente apartado engloba las recomendaciones para el diseño de elementos estructurales en acero sometidos a compresión axial producto de las fuerzas internas que interactúan en este.

A diferencia del apartado 2.5.3.1 en la que la relación de esbeltez engloba a todos los miembros a tensión, por el contrario, para los elementos en compresión (perfiles laminados unidos mediante soldadura o tornillos) la esbeltez se determinará en función de los antes mencionados, las fórmulas se presentan a continuación.

- 1) Cuando los sujetadores son tornillos no pretensados

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

2) Cuando los sujetadores son soldaduras o tornillos pretensados

$$\text{Para } a/r_i \leq 40: \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_0$$

$$\text{Para } a/r_i > 40: \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

Donde:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m =$ Relación de esbeltez modificada

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0 =$ Relación de esbeltez

$a =$ Distancia entre libre entre tornillos o soldadura

$r_i =$ Radio de giro mínimo del elemento

Las fórmulas para la determinación de las resistencias de diseño para elementos a compresión fueron señaladas en el apartado 2.4.2.

2.5.3.3. Miembros en flexión

De acuerdo con las NTC (2017) los miembros en flexión correspondientes a elementos en acero serán únicamente para vigas laminadas y trabes armadas a partir de placas soldadas. Dicho apartado dentro de la normativa engloba diversos apartados, por lo cual, a continuación, sólo se abordarán de manera superficial los puntos más representativos.

Para los elementos estructurales descritos previamente, es necesario añadir que estos trabajan mayoritariamente a flexión, la cual es produce debido a cargas transversales o momentos actuantes en los extremos de dichos miembros; dicha flexión suele acompañarse por fuerzas cortantes.

A diferencia del diseño en acero presentado en los apartados 2.5.3.2 y 2.5.3.1, los estados límite para el diseño en flexión, engloban diversas fallas, esto debido a la diversidad y características de los perfiles de acero comúnmente utilizados, además, es necesario añadir que en dichas secciones transversales se pueden presentar más de un estado límite producto de las características que tenga el patín y el alma de dicha sección. Estos conceptos son introducidos a continuación.

- **Patín:** Se refiere al perfil que tendrá el elemento estructural, así como la extensión de este. Dicho perfil suele ser de carácter curvo con dos patines (tipo IPR) o con uno solo (tipo PTR).
- **Alma:** Es la parte central de perfil situada de manera perpendicular al o los patines, su principal función es unir estos últimos.

A continuación, en la figura 14, se presentan los perfiles IPR y PTR señalizando su alma y patín respectivamente.

De igual manera, en la tabla 1 se indican los estados límite aplicables a diferentes secciones a partir del alma y patín de estos, con su respectiva simbología.

Las NTC (2017) detalla en el capítulo asociado al diseño de acero, acerca de los estados límite aplicados a cada sección transversal.

Las fórmulas referidas a las resistencias nominales en elementos sometidos a flexión ya fueron presentadas en el apartado 2.4.5.

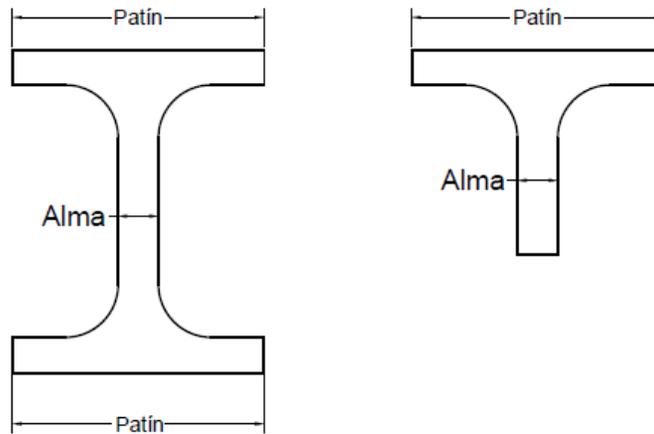


Fig 16. Perfil IPR (Izq) y perfil PTR (dcha) señalando patín y alma respectivamente

Fuente: Propia

Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
6.3		C	C	F PLT
6.4		NC E	C NC	F PLT PLP
6.5		C NC E	E	F PLT PLP
6.6		C NC E	NA	F PLP
6.7		C NC E	C NC	F PLP PLA
6.8		NA	NA	F PL
6.9		C NC E	NA	F PLT PLP PLA
6.10		NA	NA	F PLT PLAA
6.11		NA	NA	F PLT
6.12	Asimétrica	NA	NA	Todos

Simbología:
 C Compacta
 NC No Compacta
 E Esbelta
 F Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia
 PLT Pandeo lateral por flexotorsión
 PLP Pandeo local del patín comprimido
 PLA Pandeo local del alma por flexión
 FPT Fluencia del patín en tensión
 PLAA Pandeo local en alas de ángulos
 PL Pandeo local en alas de ángulos
 NA No aplica

Tabla 3. Estados límite aplicables a miembros en flexión

Fuente: NTCMX-17, 2017: 163

2.5.3.4. Miembros en cortante

Respecto a los elementos en acero en cortante, las NTC (2017) se enfocan únicamente en las almas presentes en vigas, trabes y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría.

Para concluir, es necesario remarcar la importancia de un correcto diseño estructural de cualquier edificación. El calculista debe de poseer cierta experiencia para poder desarrollar dicha actividad, así como tener conocimiento de los reglamentos y códigos constructivos que respalden los cálculos realizados. De igual manera la elección de un criterio adecuado de diseño, el cual satisfaga las necesidades del sistema estructural garantizando un correcto funcionamiento, grado de seguridad adecuado y que estos se alojen dentro de un costo económico asequible.

CAPÍTULO 3.

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se abordará la información correspondiente a la macro y micro localización del proyecto, exponiendo algunos detalles generales sobre el mismo, así como el entorno geográfico en el cual se suscita la investigación; además de su correspondiente informe fotográfico, alternativas de solución y los procesos de análisis involucrados.

3.1. Generalidades

El diseño de una edificación en acero debe adecuarse a distintas condiciones correspondientes a la zona de estudio donde se pretende desempeñar dicho propósito.

Algunas de estas solicitudes están asociadas a la topografía del sitio, donde la edificación debe de ajustarse a esta para que pueda desempeñar adecuadamente su función. Otro aspecto para considerar es la construcción del inmueble, ya que dicho proceso no debe de interponerse en las actividades que se desempeñen en el sitio de estudio o afectar a terceros que se encuentran a las cercanías del lugar.

Además, independientemente del sitio de estudio donde se efectuará la construcción del inmueble, se deben de considerar otros aspectos como la colindancia con otros inmuebles a la cercanía de este, o cualquier otro aspecto similar.

3.1.1. Objetivo

Demostrar la seguridad y estabilidad de una edificación de acero, mediante un punto de vista teórico y matemático, es decir, a través del análisis y diseño de los elementos que conforman la edificación

3.1.2. Alcance del proyecto

En la presente investigación se detalla el procedimiento correspondiente al análisis y diseño de un edificio de acero para uso escolar, a fin de demostrar la efectividad que este tiene ante diversas solicitaciones, tomando como base los métodos presentados en capítulos anteriores al igual que los reglamentos y normativas correspondientes a este.

3.2. Resumen ejecutivo

Para dar pie al proyecto, se comenzó por la utilización del plano arquitectónico correspondiente al inmueble, a través del software AutoCAD con la finalidad de recopilar datos imprescindibles para desarrollar los métodos propios.

A partir de los datos recopilados anteriormente, se procedió a efectuar el análisis y diseño del inmueble, para ello, se empleó el software Etabs, con la finalidad de determinar los esfuerzos actuantes en la estructura al someterse a distintas solicitaciones.

Enseguida, se efectuaron los cálculos correspondientes al análisis y diseño para el sistema estructural en acero con ayuda del software Microsoft Excel, a fin de poder desarrollarlos de manera eficiente. Como se recordará, la parte correspondiente al cálculo es un proceso laborioso, puesto que implica la realización de los métodos

repetidamente hasta que ambos, es decir, el análisis y diseño cumplan satisfactoriamente las solicitudes impuestas, además, de que estas deben de cumplir dentro de los márgenes estipulados en las normas y reglamentos señalados anteriormente.

Finalmente, se realizó la visita al lugar donde se pretende llevar a cabo la investigación, con la finalidad de observar y analizar el estado actual de sitio, así como los alrededores de este.

En resumen, la realización de la presente investigación involucra la utilización del plano arquitectónico asociado al proyecto, así como los softwares de computadora señalados previamente además del empleo de normativas que respalden los cálculos efectuados.

3.3. Entorno geográfico

Enseguida, se presentará la localización donde se llevará a cabo la investigación partiendo desde una perspectiva general hasta el sitio específico, así como la geología e hidrología correspondiente a la región y la zona de estudio del proyecto.

3.3.1. Macro y micro localización

La investigación fue realizada en los Estados Unidos Mexicanos, comúnmente conocido como México, el cual se encuentra localizado en América del Norte dentro de las coordenadas geográficas 19°25'10" N y 99°08'44" O. De acuerdo con el sitio web www.inegi.org.mx (2021), el país se encuentra delimitado al norte con Estados Unidos de América a través de una frontera cuya superficie abarca los 3155 km; se

encuentra delimitado igualmente al sur con Guatemala y Belice con 958 km y 276 km respectivamente. Las costas de la nación se delimitan al oeste con el océano Pacífico y al este con el golfo de México y el mar Caribe.

De acuerdo con la página web www.inegi.gov.mx (2021), el territorio mexicano dispone de una superficie correspondiente a 1,964,375 km^2 , lo que significa que este es el décimo tercer país más extenso del mundo y el tercero más grande en la región de América Latina.

México, es el décimo país más poblado en la tierra, con una población estimada de más de 126 millones de habitantes, de acuerdo con las cifras proporcionadas por el INEGI (2021); se encuentra conformado por 32 entidades federativas (ver fig. 17) teniendo como lengua materna el español, además de incluir 67 lenguas indígenas.



Fig 17. Mapa de la división política de México

Fuente: <https://anthoncode.com/wp-content/uploads/2019/01/Mapa-de-M%C3%A9xico-y-sus-estados-para-colorear.jpg>

De acuerdo con la página web www.inegi.gob.mx (2021) El estado de Michoacán de Ocampo está situado en la región oeste del país en las coordenadas geográficas 19°10'072" N y 101°53'59" O con una altitud media de 926 msnm y una superficie de 58,598.7 km^2 , se encuentra delimitado al norte con Jalisco y Guanajuato, al este con el Estado de México, al suroeste con Colima, al sur con el Rio Balsas y al oeste con el océano Pacífico. La entidad fue fundada el 22 de diciembre de 1823.

De acuerdo con la página www.inegi.org.mx (2021), Michoacán se encuentra dividido en 113 municipios (ver fig. 18); su capital es Morelia (antiguamente llamada Valladolid), en los cuales residen alrededor de 4,748,846 habitantes. Lo que representa el 3.8% de habitantes totales en el país. El estado no posee un idioma oficial, sin embargo, se habla primordialmente el español, así como el purépecha y náhuatl.

Algunas otras localidades importantes dentro de Michoacán son: Zamora de Hidalgo, Ciudad Lázaro Cárdenas, Pátzcuaro y Uruapan del Progreso, siendo esta última donde se llevará a cabo la presente investigación.

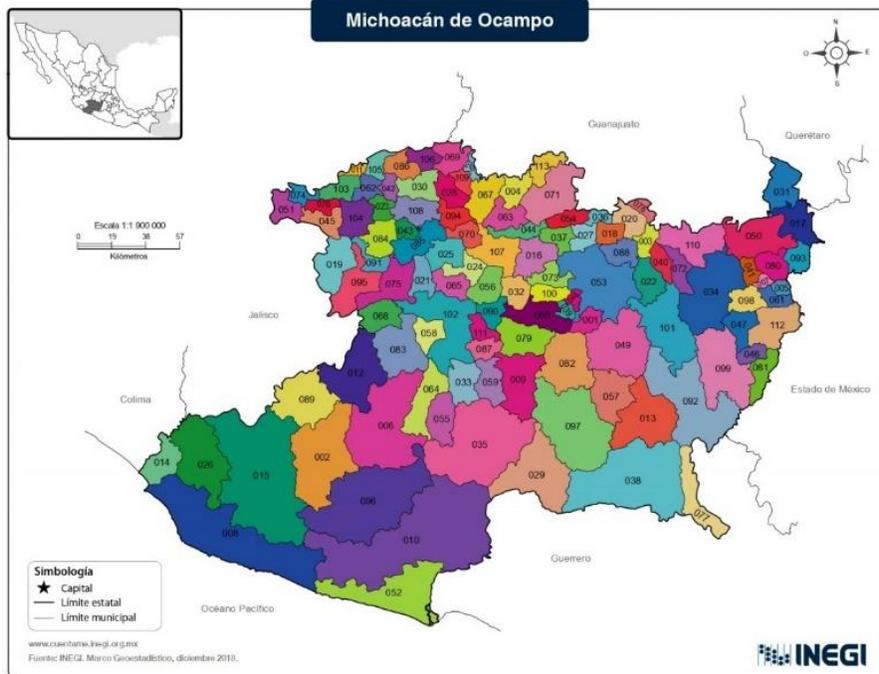


Fig 18. Mapa de Michoacán con sus municipios

Fuente: <https://imagenestotales.com/mapa-michoacan-de-ocampo-municipios/>

De acuerdo con la página www.inegi.gov.mx (2021) ,la ciudad de Uruapan del Progreso, conocida popularmente como “Uruapan” es el municipio número 102 correspondiente del estado, el cual se encuentra localizado en las coordenadas geográficas 19°25’16” N y 102°03’47” O con una altitud de 1.620 msnm y una superficie total de 45.28 km^2 , la localidad es considera como un punto de unión entre las regiones de Tierra Caliente (municipios de dicho estado, Guerrero y el Estado de México) y la Meseta Purépecha (Pátzcuaro y Tzintzuntzan).

Según lo indica la página www.implanuruapan.gob.mx (2020) Uruapan posee una población de 356,786 habitantes aproximadamente, lo que la posiciona como la segunda ciudad más poblada en dicho estado. El idioma oficial de la ciudad es el español.

Según la página www.inegi.gov.mx (2009), la ciudad dispone de un clima variado, esto debido a la diferencia de alturas en la zona, la zona norte cuenta con un clima templado, mientras que la zona central posee un clima templado húmedo y semicálido, finalmente la zona sur tiene un clima semicálido subhúmedo lo que permite que se efectúen diversas actividades de índole agrícola.

De acuerdo con el sitio web www.inegi.gov.mx (2009), la zona norte presenta temperaturas de 6 a 20° C, el centro y sur registran un promedio de 10 a 27°C. Con una precipitación que supera los 1500 mm por año, siendo los meses de junio a septiembre los que registran mayor actividad en cuanto a lluvias. (Ver fig. 19).

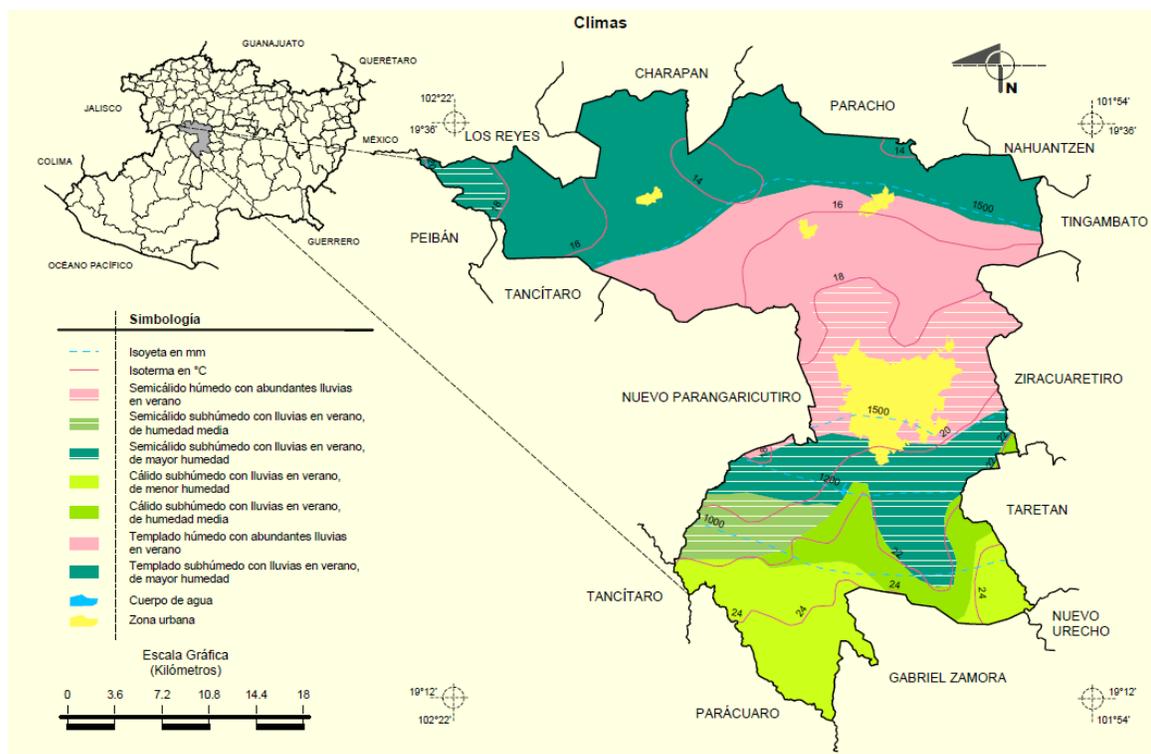


Fig 19. Clima correspondiente a la ciudad de Uruapan, Michoacán
Fuente: Prontuario de información geográfica municipal, INEGI (2009)

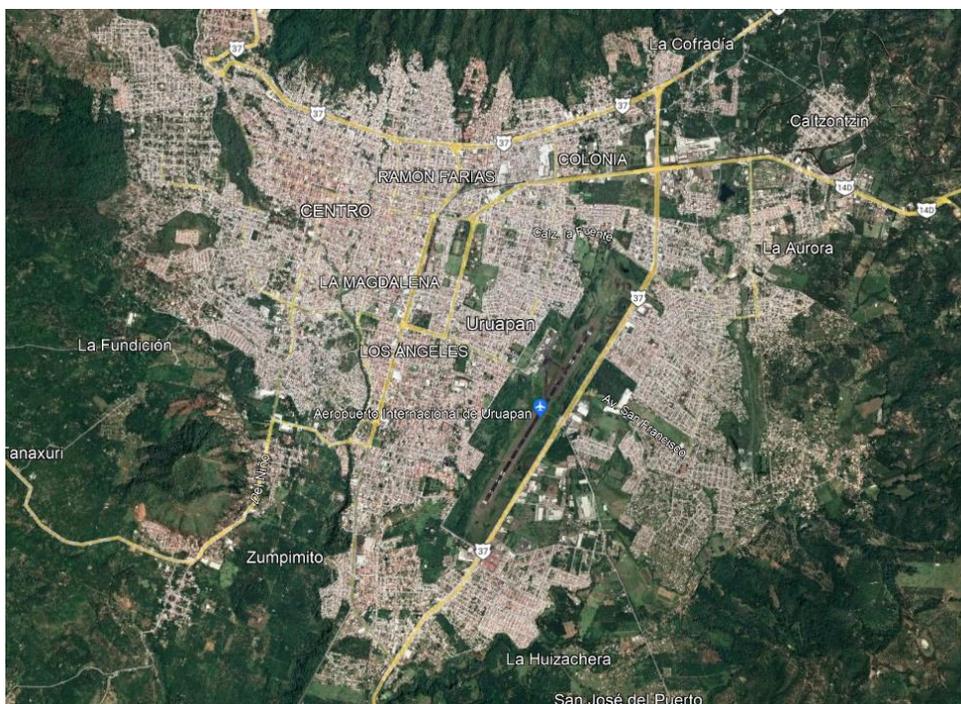


Fig 20. Ciudad de Uruapan del progreso

Fuente: Google Earth

Finalmente, se presenta la localización correspondiente donde se llevará a cabo la presente investigación, que como se recordará, esta se realizará en el Colegio La Paz, perteneciente a la ciudad de Uruapan, en el estado de Michoacán. La ubicación del predio corresponde a una zona habitacional mixto comercial, por lo que a sus cercanías se encuentran viviendas y locales comerciales.

La ubicación del sitio señalado previamente se encuentra en la zona suroeste de la ciudad en las coordenadas geográficas $19^{\circ}39'83''$ N y $102^{\circ}04'60''$ O, específicamente, localizado entre la calle Colombia y Cananea (ver fig. 21). El predio dispone de un perímetro aproximado de 702.34 m, así como un área aproximada de $28,236.01 m^2$.



Fig 21. Colegio La Paz situado en la ciudad de Uruapan, Michoacán

Fuente: Google Earth

3.3.2. Geología regional y de la zona en estudio

Enseguida se presenta la geología característica en la región y en la zona de estudio involucrada en el proyecto. Cabe aclarar que, el presente apartado en la investigación sólo se limita a mencionar la geología correspondiente, sin profundizar en cada una de estas.

De acuerdo con la página www.inegi.org.mx (2009), la geología correspondiente a la zona de Uruapan es de carácter variado (ver fig. 22), en el cual predominan las rocas ígneas extrusivas, entre las cuales destacan: basalto (58.46%), brecha volcánica intermedia (16.34%), andesita (2.66%), dacita (0.31%), entre otras de la misma naturaleza.

Por otra parte, también se cuenta con la presencia de rocas ígneas intrusivas (granito en 0.53%), al igual que la existencia de roca sedimentaria (Arenisca – conglomerado en 0.45%).

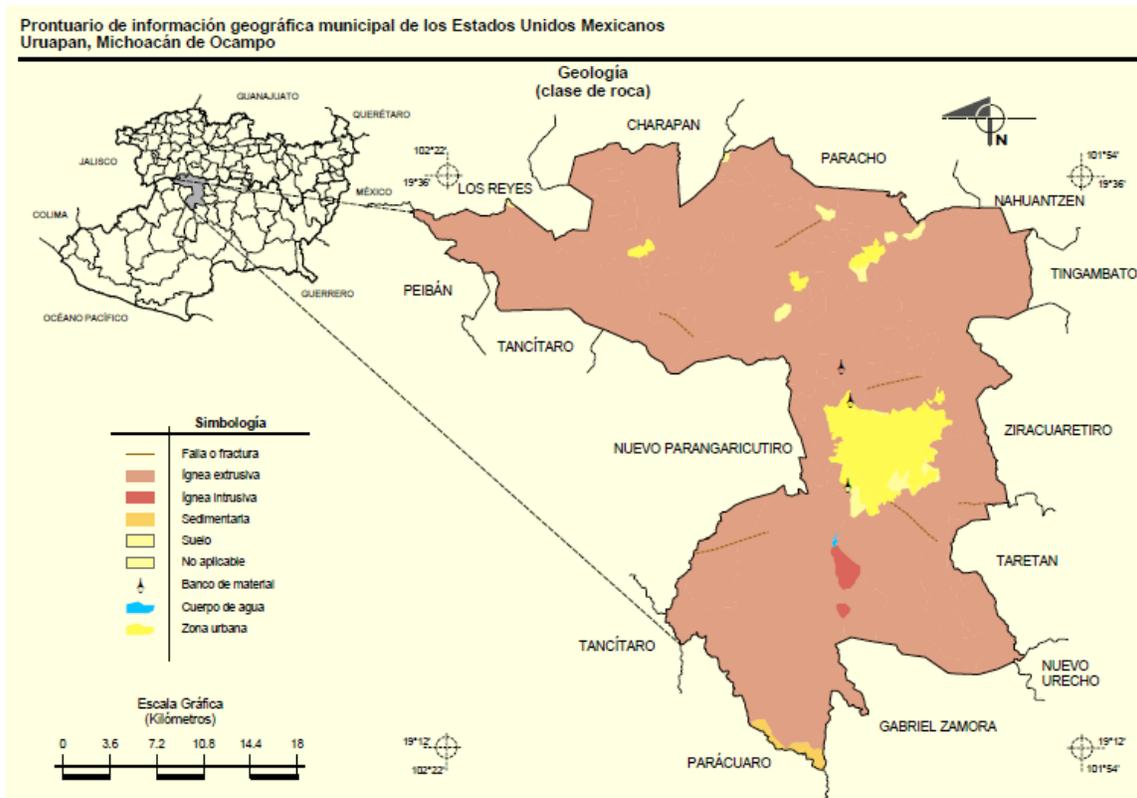


Fig 22. Geología correspondiente a la ciudad de Uruapan, Michoacán
Fuente: Prontuario de información geográfica municipal, INEGI (2009)

3.3.3. Hidrología regional y de la zona en estudio

Según lo que indica la página www.inegi.org.mx (2009) la hidrología correspondiente a la zona es de carácter variado, comenzando por la región hidrológica, la cual se denomina “Balsas” (región número 18) con una presencia del 100%.

Continuando, las cuencas involucradas son: Tepalcatepec – Infiernillo y Tepalcatepec las cuales representan el 83.84% y 16.16% respectivamente del total de la zona.

De acuerdo con la página www.inegi.gob.mx (2016), en el caso de las subcuencas existentes en la región, se tiene la presencia de: Río Cupatitzio (53.73%), Río La Parota (18.87%), Río Itzícuaró (14.52%), Paracho – Nahuatzen (11.23%) y Río Bajo Tepalcatepec (1.65%); siendo el Río Cupatitzio el de mayor presencia en la zona. De igual manera, se dispone de la presencia de un cuerpo de agua, denominado “Cupatitzio” el cual representa únicamente el 0.02% de la región.

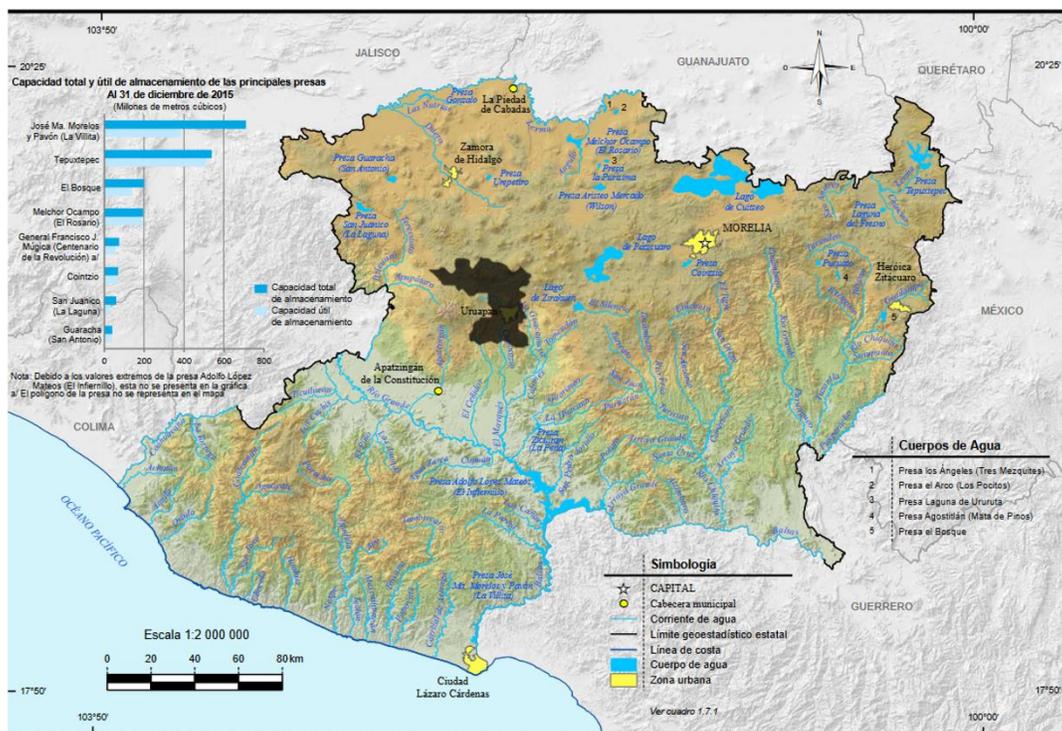


Fig 23. Hidrología correspondiente a la ciudad de Uruapan, Michoacán

Fuente: Anuario estadístico y geográfico de Michoacán de Ocampo, INEGI (2016)

3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio

Los suelos que conforman la región son de carácter vario, cabe añadir que en esta investigación sólo se limita a mencionarlos, no se pretende profundizar en cada uno de estos.

Así como lo menciona la página www.inegi.org.mx (2009), los suelos presentes en la región datan del periodo plioceno – cuaternario (67.10%), neógeno (14.30%), cuaternario (12.46%) y cretácico (0.53%), al igual que un suelo aluvial (1.06%).

Continuando, el uso de suelo en la región se limita principalmente a actividades asociadas a la agricultura (30.57%) y zona urbana (5.57%), por otra parte, la vegetación se divide en: bosque (54.19%), pastizal (4.0%) y selva (5.43%), estas últimas se detallarán posteriormente. (Ver fig. 24).

La siguiente información recopilada de las páginas www.inafed.gob.mx (2020) e implanuruapan.gob.mx (2020) detallan algunas características principales de la región, las cuales se presentan a continuación.

Flora

En la región predomina el bosque mixto, con pino y encino, mientras que el bosque tropical deciduo dispone de parota, guaje, cascalote y cirián.

Fauna

La fauna existente en la región se puede destacar la presencia de: coyote, zorrillo, venado, zorro, cacomixtle, liebre, tlacuache conejo, pato, torcaza y chachalaca.

Agricultura

Los cultivos presentes en la zona se encuentra conformados mayoritariamente por el aguacate, seguido del: maíz, caña de azúcar, guayaba, durazno, zarzamora entre otros.

Ganadería

La ganadería local incluye a las aves (carne y ganado en pie) al igual que el ganado bovino (leche, carne y ganado en pie).

Turismo

El turismo existente en la región es de carácter variado, entre los cuales destacan primordialmente el Parque Nacional “Barranca del Cupatitzio”, al igual que el Parque La Pinera, además se puede mencionar algunos sitios alojados en el centro de la ciudad, como es el caso de La Huatápera, Plaza Morelos y Jardín de Los Mártires.

Vale la pena también mencionar a la Antigua Fábrica de San Pedro y las diversas capillas situadas en toda la región.

Comercio

La región dispone de diversas actividades enfocadas al comercio, entre las cuales pueden destacar: construcción, industrias manufactureras, transportes, correos, servicios financieros, seguros, inmobiliarios, alquiler de inmuebles.

Así como, servicios profesionales, corporativos, educativos, de salud, de asistencia social, deportivos, alojamiento cultural, entre otros.

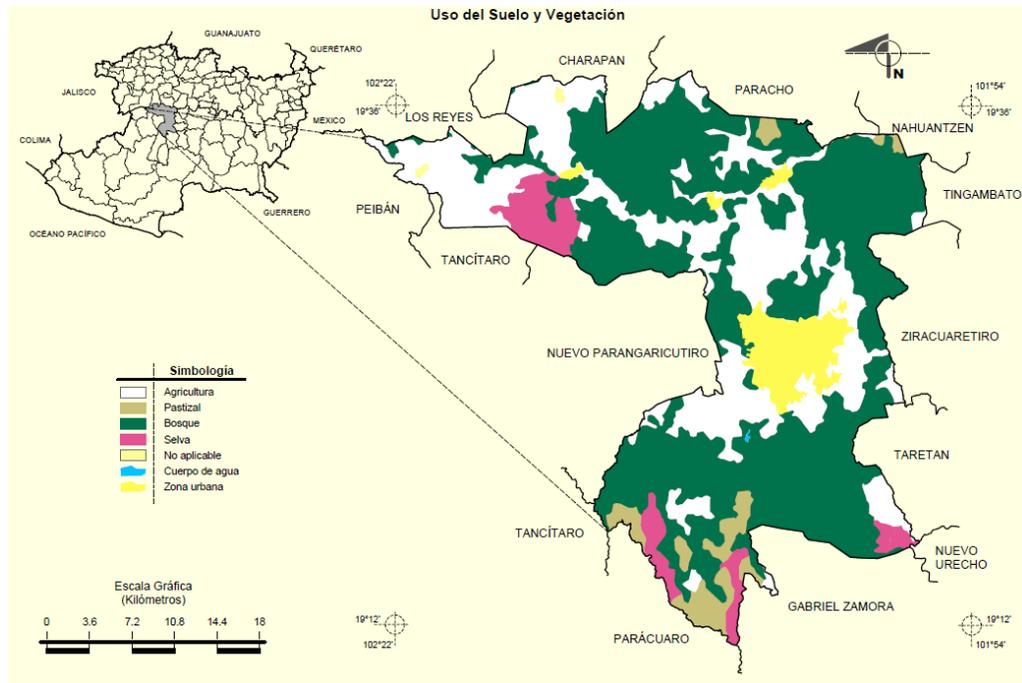


Fig 24. Uso de suelo correspondiente a la ciudad de Uruapan, Michoacán
Fuente: Prontuario de información geográfica municipal, INEGI (2009)

3.4. Informe fotográfico

En el siguiente apartado se presenta el informe fotográfico correspondiente al sitio de estudio donde se pretende llevar a cabo la investigación, enseguida se muestra las fotografías recopiladas tomadas desde diversas perspectivas a fin de ofrecer un panorama más amplio acerca del predio.

De igual manera, la incorporación de la evidencia fotográfica pretende dar a conocer algunos otros aspectos tales como: la topografía del sitio, inmuebles cercanos al predio o alguna otra obra involucrada en el sitio de estudio.



Fig 25. Fachada del Colegio La Paz en Uruapan, Michoacán

Fuente: Propia (2022)

Como se puede apreciar en la figura 25, la cual corresponde a la fachada principal de la institución donde se llevará a cabo la presente investigación, esta se encuentra localizada en la calle Cananea, en la cual se encuentra el acceso a la institución; mientras que en la figura 26 se puede observar el ingreso principal al colegio con respecto de la calle antes mencionada.

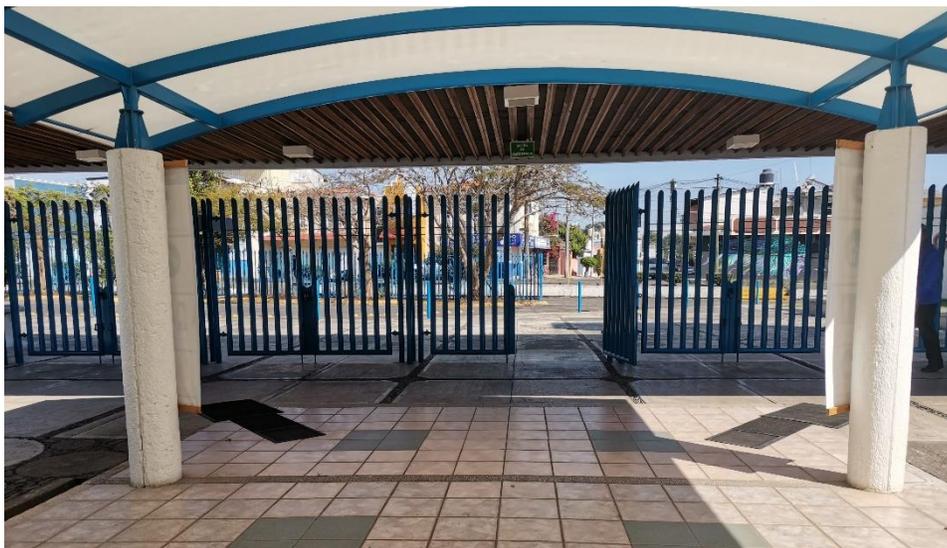


Fig 26. Entrada principal al Colegio La Paz en Uruapan, Michoacán

Fuente: Propia (2022)

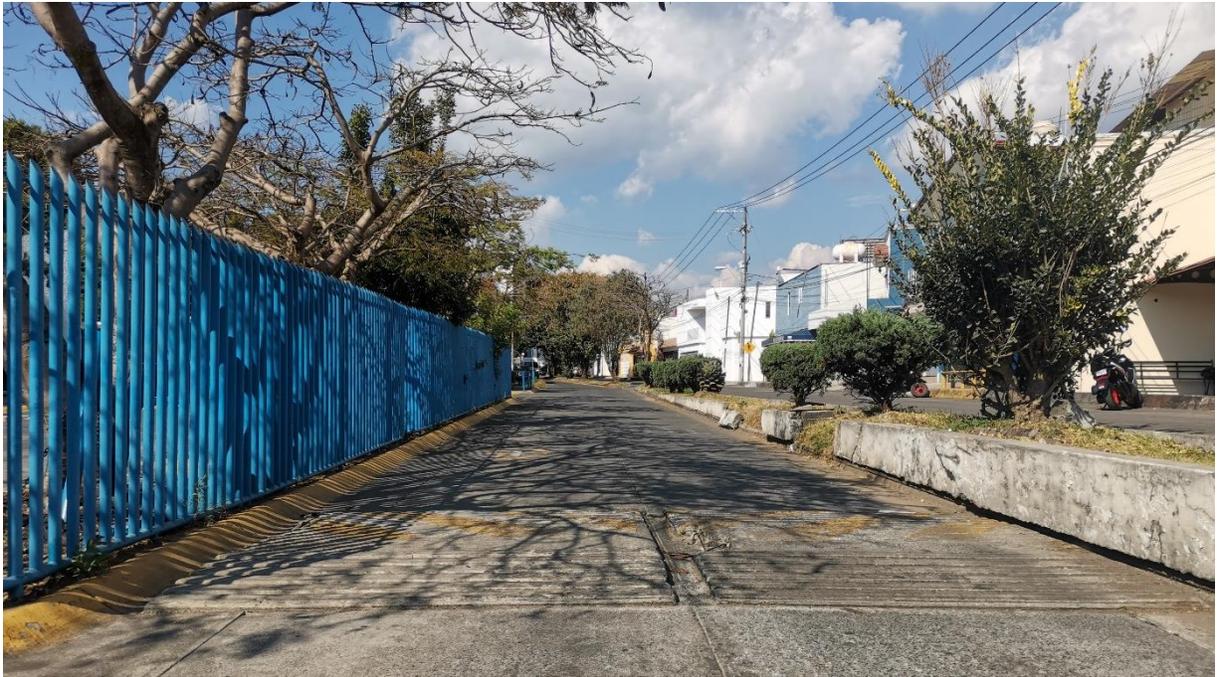


Fig 27. Vista oriente de la institución

Fuente: Propia (2022)



Fig 27. Vista poniente de la institución

Fuente: Propia (2022)

3.4.1. Problemática

La problemática que engloba al sitio de estudio involucrado en la presente investigación es la falta de infraestructura para poder brindar un servicio de educación, que como se recordará la investigación se desarrolló en el Colegio La Paz; esto debido a una creciente demanda por parte de la sociedad.

Por lo que, ante la situación señalada previamente, se vio la necesidad de efectuar la construcción de un nuevo inmueble para abarcar dicha demanda, con la peculiaridad de que este se elaborará en acero, a diferencia del resto de los inmuebles existentes, los cuales fueron realizados en concreto.

La evidencia fotográfica corresponde a los inmuebles actuales en la institución, los cuales fueron elaborados a partir de concreto reforzado como material principal en la construcción de estas. (Ver fig. 28).



Fig 27. Edificaciones de concreto existentes en la institución

Fuente: Propia (2022)

3.4.2. Estado físico actual

Como se pueden apreciar en el presente apartado, el predio donde se realizará el proyecto se encuentra relativamente impoluto, debido al mantenimiento que se efectúa periódicamente. Las imágenes recopiladas en este apartado fueron tomadas desde diversas perspectivas con la finalidad de tener una mayor visualización del sitio de estudio.



Fig 28. Condición actual de predio de la investigación (Lado oriente)

Fuente: Propia (2022)



Fig 29. Condición actual de predio de la investigación (Lado poniente)

Fuente: Propia (2022)



Fig 30. Condición actual de predio de la investigación (Lado poniente B)

Fuente: Propia (2022)



Fig 30. Condición actual de predio de la investigación (Vista principal)

Fuente: Propia (2022)



Fig 31. Condición actual de predio de la investigación (Lado oriente B)

Fuente: Propia (2022)



Fig 32. Condición actual de predio de la investigación (Lado oriente C)

Fuente: Propia (2022)

Como se puede observar en las imágenes presentadas con anterioridad, la implementación de una nueva estructura no representa repercusión alguna a los inmuebles aledaños, puesto que, al área verde en la cual se sitúa el presente proyecto se había designado previamente para usos futuros, como es el caso de la presente investigación.

3.5. Alternativas de solución

En el presente apartado, se abordarán algunas alternativas con la finalidad de ofrecer una solución a la problemática presenta previamente, dichas opciones se

enfocan principalmente en el tipo de material a emplear para la construcción del inmueble el cual se contempla en la presente investigación, dichas elecciones se presentan a continuación.

3.5.1. Planteamiento de alternativas

Para la elaboración del inmueble, se consideraron dos materiales primordiales para desempeñar dicho propósito, el primero corresponde a la construcción a partir de concreto armado, mientras que la segunda alternativa involucraba la utilización de acero para efectuar dicho propósito.

Debido a diversos factores tales como: el peso propio del inmueble, procesos constructivos, economía, tiempo de construcción, novedad en cuanto al empleo del material, durabilidad de la estructura, entre otros, se optó por llevar a cabo el proyecto empleando como principal material el acero estructural. Aunque cabe aclarar que, de igual manera se recurrirá a la utilización del concreto reforzado en algunos elementos que lo requieran.

3.6. Procesos de análisis

Primeramente, a partir del plano arquitectónico correspondiente al proyecto se recopilan datos indispensables tales como las medidas del edificio que permitan comenzar a pre dimensionar los elementos estructurales involucrados. Para esto, se recurre al software de AutoCAD para acceder al plano y recopilar dichos valores.

A continuación, con ayuda del software Etabs, se introduce el modelado de la estructura, con la finalidad de poder determinar la interacción de esta ante diversas

solicitaciones, y con ello obtener valores numéricos indispensables para efectuar los cálculos posteriores.

Ahora, haciendo énfasis a los procesos matemáticos correspondientes para el análisis y el diseño estructural, se recopilan los datos indicados en los párrafos anteriores, y con ayuda del software Microsoft Excel se realizan los cálculos necesarios. Cabe añadir que, este proceso se realiza en repetidas ocasiones, hasta que se obtengan resultados satisfactorios.

Además, complementando a lo anterior, dichos resultados, además de ser los correctos, que cumplan con las solicitudes necesarias, estos deben de cumplir con el aspecto económico, es decir, que el proyecto sea costeable, además de que este debe de estar fundamentado de acuerdo con las normativas y reglamentos de construcción necesarios que respalden la seguridad y viabilidad del inmueble.

CAPÍTULO 4.

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se abordará la metodología empleada en la presente investigación, partiendo desde el método a utilizar, destacando que este es de carácter matemático, además se incluye el enfoque y alcance que se pretende obtener, así como el diseño de esta. Añadiendo también los instrumentos necesarios para la recopilación de datos y finalmente la descripción del proceso de investigación.

4.1. Método empleado

Para comenzar, es necesario indicar que la presente investigación está sustentada a través del método científico, cuya finalidad es otorgarle validez, partiendo de las hipótesis establecidas previamente.

“El método científico es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo” (Tamayo; 2003: 28).

De acuerdo con Tamayo (2003) la importancia del método científico no es el descubrimiento de la verdad, sino el poder determinar el procedimiento que se ha realizado para demostrar que un enunciado (llámese “hipótesis”), requiere de un método específico, según sean los hechos que se estén estudiando.

Además, es necesario destacar dos aspectos importantes; la palabra “método” la cual parte de la lógica del pensamiento científico y da origen a la teoría, mientras que la “metodología” es el uso de instrumentos para la realización de la investigación.

Tamayo (2003) establece que existen elementos fundamentales del método científico, los cuales son: los conceptos y las hipótesis. Los primeros son de índole teórica, puesto que requieren el uso de términos asociados a la investigación, aplicación de vocabulario científico; lo que permite establecer un conjunto de hechos; para finalmente expresar un concepto como un conjunto de instrucciones para definir un fenómeno de forma precisa.

Por el contrario, la hipótesis es de carácter práctico y visual, ya que es necesario analizar los hechos para establecer deducciones y determinar si esta tiene validez, añadiendo que debe de formularse adecuadamente y tiene que estar asociada a técnicas disponibles que permitan ponerla en práctica.

El método científico se encuentra conformado por diversas etapas, las cuales dan pie al pensamiento reflexivo, partiendo de la inducción y la deducción.

Tamayo (2003) establece las etapas del método científico, las cuales son las siguientes:

- **Percepción de una dificultad:** El investigador localiza un problema, se encuentra limitado para determinar el carácter de un objeto y no puede explicar dicho acontecimiento asertivamente.

- **Identificación y definición de la dificultad:** El investigador realiza observaciones que le permitan definir la dificultad del problema de forma precisa.
- **Soluciones propuestas para el problema:** A partir de los hechos visualizados, se establece una hipótesis.
- **Deducción de las consecuencias de las soluciones propuestas:** El investigador determina si la hipótesis previamente realizada es válida.
- **Verificación de las hipótesis mediante la acción:** El investigador pone a prueba las hipótesis establecidas, a fin de corroborar si estas coinciden con los hechos previamente observados.

Finalmente, Tamayo (2003) establece las características del método científico:

- **Fáctico:** El método posee una referencia empírica.
- **Trasciende los hechos:** Los científicos van más allá de la realidad a fin de poder corroborar su método.
- **Verificación empírica:** Al emplear una verificación de esta índole, permite dar respuesta a los problemas planteados previamente.
- **Autocorrectivo:** El método se corrige a raíz de las conclusiones obtenidas, lo que permite nuevas aportaciones, procedimientos o técnicas.
- **Formulaciones de tipo general:** Los hechos establecidos permiten llegar a conocimientos más generales.
- **Objetivo:** Pretende alcanzar la veracidad, más allá de los valores u opiniones del investigador.

4.1.1. Método matemático

De acuerdo con Carrera (2021) el método matemático es una representación simplificada de un fenómeno o la relación entre dos o más variables, el cual emplea ecuaciones algebraicas, diferenciales, funciones o fórmulas matemáticas.

La finalidad de dicho modelo es ofrecer una solución a fenómenos naturales, sociales o físicos, empleando la conexión entre diversas variables, cabe añadir que la efectividad de este depende de la precisión con la cual se construya esta representación numérica, así como el empleo adecuado de las variables.

Existen ciertos elementos fundamentales para poder establecer un método matemático, partiendo de las **variables**, las cuales son los conceptos que se pretende entender, continuando con los **parámetros**, los cuales representan los valores numéricos conocidos dentro del modelo, enseguida se tienen las **restricciones**, estas constituyen los límites permisibles de los parámetros, a continuación se establece la **relación entre las variables** de estudio para finalmente proponer una **representación simplificada**, cuya finalidad es indicar la relación entre variables estudiadas mediante ecuaciones o funciones matemáticas.

Carrera (2021) indica que hay ciertos criterios que deben de tomarse en cuenta a fin de asegurar la precisión en la formulación de un método matemático, comenzando por la **exactitud de los datos iniciales**, ya que estos pueden tener margen de error, seguido del **tipo de fenómeno a estudiar**, el cual indica qué ejemplar se verá involucrado en la investigación, continuando con la **exactitud de las ecuaciones** que rigen al fenómeno, esto debido a que las ecuaciones dictaminan la efectividad para

describir el fenómeno, finalmente se considera la **evolución del modelado**, es decir, durante el desarrollo del cálculo, la acumulación de errores de naturaleza numérica puede almacenarse con lo cual la precisión del modelo puede verse limitada.

Carrera (2021) indica la secuencia que se debe desarrollar para poder efectuar el método matemático, dicho procedimiento es el siguiente:

- **Descripción del fenómeno:** Se plantean las variables que intervienen, así como la formulación de una hipótesis acerca del comportamiento de esta.
- **Planteamiento de ecuaciones:** Su finalidad es describir el fenómeno a través de un modelo matemático y establecer las variables involucradas.
- **Selección del método de solución:** Se elige el algoritmo matemático que mejor se adapte a las necesidades a estudiar.
- **Programación del algoritmo de cálculo:** El algoritmo previamente seleccionado se introduce a una computadora.
- **Calibración, verificación y validación:** Una vez que el algoritmo se introdujo en la computadora, es necesario calibrarlo y comprobar su funcionamiento.
- **Explotación del modelo:** Se hace uso del modelo matemático a fin de ofrecer solución al fenómeno previamente seleccionado.

4.2. Enfoque de la investigación

Dentro del proceso de investigación, existen diversos enfoques, de los cuales se contemplan principalmente dos, el cualitativo y el cuantitativo; cabe añadir que, la presente investigación contempla únicamente el segundo enfoque indicado previamente.

De acuerdo con Sampieri (2010) el enfoque cuantitativo representa un conjunto de procesos de carácter secuencial, cada etapa precede a la siguiente, el orden es riguroso y acepta replanteamientos de estas fases.

Este método parte de una idea general, una vez que esta se define y se delimita, se establecen objetivos, así como preguntas de investigación. Posterior a ello se revisa la literatura asociada a la investigación para presentar un marco teórico. A continuación, se proponen las hipótesis y determinación de variables.

Enseguida, se elabora un diseño que permita medir las variables en un contexto específico, estas son analizadas empleando métodos estadísticos, para establecer una serie de conclusiones que permitan dar respuesta a las hipótesis planteadas previamente, para poder determinar la veracidad o equivocación de estas.

Finalmente, es necesario afirmar que la presente investigación es de carácter cuantitativo debido a que esta cumple con los siguientes requisitos:

- El planteamiento previo del problema permite establecer preguntas de investigación asociadas al mismo.
- Se revisa la literatura asociada a la investigación, se construye un marco teórico y finalmente se plantean diversas hipótesis.
- La recolección de datos mediante variables emplea diversos métodos aceptados por la comunidad científica lo que permite que sea creíble y aceptada.
- Los datos recopilados previamente se analizan a través de métodos estadísticos a fin de otorgar validez a las hipótesis realizadas.

- La investigación es de carácter objetivo a fin de que los fenómenos observados no sean manipulados por el investigador y estos sean alterados.

4.2.1. Alcance de la investigación

Parte fundamental de una investigación es determinar el alcance que esta tendrá; el tipo de alcance que un investigador establezca depende de la estrategia de investigación que empleará. Existen 4 tipos de alcances: exploratorio, correlacional, explicativo y descriptivo.

Es necesario indicar que, el alcance de la presente investigación es de carácter descriptivo, el cual se definirá a continuación.

“Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis” (Sampieri; 2010: 80).

De acuerdo con Sampieri (2010) este alcance pretende únicamente recopilar información ya sea de forma conjunta o independiente sobre las variables involucradas en su investigación.

Además, la investigación descriptiva permite mostrar de forma precisa las dimensiones de un fenómeno, también el investigador tiene la capacidad de definir las variables que medirá y sobre qué o quiénes recopilará los datos (personas, grupos, objetos).

4.3. Diseño de la investigación

Dentro de cualquier investigación, es necesario determinar el diseño que esta tendrá, generalmente se suelen clasificar en tipo experimental y no experimental. Cabe añadir que la presente investigación es de índole no experimental.

“La investigación que se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Es decir, se trata de estudios donde no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables” (Sampieri; 2010: 149).

Según Sampieri (2010) en este tipo de diseño, el investigador únicamente se limita a observar los fenómenos tal como se dan en su entorno natural para posteriormente analizarlos. Además, la investigación no experimental se caracteriza por ser de carácter sistemático y empírico.

Existen diversos tipos de diseños no experimental, generalmente se clasifican en base en las interacciones de las variables de estudio en un tiempo específico, el comportamiento del fenómeno o la relación entre variables en un momento exacto, estas se clasifican en transeccional y longitudinal.

Para el caso del actual diseño de la investigación, es necesario señalar que es de carácter transeccional. Este consiste en la recolección de datos en un único momento, a fin de describir las variables y analizar la relación de estas en un punto específico del tiempo.

El diseño transeccional se clasifica en tres grupos: exploratorios, descriptivos y correlacionales – causales, estos se describen a continuación.

- **Diseño exploratorio:** Se enfoca en explorar inicialmente un conjunto de variables de un evento en un momento específico. Se utiliza en investigaciones nuevas o poco conocidas.
- **Diseño descriptivo:** Su finalidad es investigar la incidencia de ciertas variables en una población, una vez que estas son identificadas se establece una descripción.
- **Diseño correlacional-causal:** Describe la relación entre dos o más variables a fin de demostrar la correlación entre ellas o señalar la causa y efecto de estas en el fenómeno de estudio.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos

Dentro de la presente investigación se emplearon diversos instrumentos destinados a la recopilación de datos necesarios para poder efectuarla. Los cuales se describen brevemente a continuación.

- **AutoCAD**

Es un software de computadora que permite la creación y edición de diseños, así como el modelado en 2D y 3D, empleado tanto por ingenieros como arquitectos, dentro de este se permite la elaboración de diseños arquitectónicos, estructurales, al igual que el diseño de instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias entre. Para poder representarlos gráficamente a través de un plano.

La finalidad del programa dentro de la investigación es realizar el diseño estructural del inmueble, añadiendo especificaciones como: dimensiones, cotas, detalles constructivos, entre otros.

- **Etabs**

Es un programa enfocado en el análisis estructural y dimensionamiento de edificios, permite además realizar el modelado y visualización 3D del inmueble, así como el análisis eficaz del modelo estructural, incorporando una diversa gama de materiales, generación de gráficos y diseños esquemáticos.

Durante la presente investigación, se pretende hacer uso del software para efectuar el análisis de los elementos estructurales, recopilar los datos numéricos para posteriormente usarlos en los métodos matemáticos descritos.

- **Microsoft Excel**

Es un software que ofrece la ventaja de poder trabajar a través de una hoja de cálculo, empleando datos numéricos y al organizar estos mediante celdas, para posteriormente trabajar con estos a través de operaciones aritméticas sencillas o complejas, así como la utilización de funciones estadísticas, matemáticas empleo de gráficos entre otros.

El programa será empleado para realizar los cálculos correspondientes al análisis y diseño estructural, partiendo de los datos numéricos obtenidos de otras fuentes.

4.5. Descripción del proceso de investigación

A continuación, se detalla el proceso realizado para el desarrollo de la actual investigación.

Una vez se determinó el tema de interés, así como el sitio de estudio donde se llevó a cabo la investigación. Posteriormente, se realizó la búsqueda a través de

diversas fuentes bibliográficas asociadas al tema, para presentar la información mostrada previamente. Con la finalidad de fundamentar la validez de esta se emplearon citas textuales o de paráfrasis, a fin de denotar que la información pertenece a distintos profesionales especializados en el tema.

Enseguida, respecto a la elaboración de los cálculos pertenecientes al análisis y diseño de un edificio de acero es necesario recurrir a diversos instrumentos que faciliten el desarrollo de dichas actividades, en este caso se emplearon algunos programas de computadora, los cuales permitieron obtener diversos datos numéricos para poder efectuar todos los cálculos correspondientes a cada uno de los procesos matemáticos mencionados previamente.

El desarrollo de los cálculos pertenecientes al análisis y diseño de un sistema estructural es una ardua labor, con lo cual, este proceso suele repetirse reiteradas ocasiones hasta que finalmente se obtenga un resultado satisfactorio que cumpla con todos los requisitos técnicos y normativos.

Se continua con los anexos, con el fin de complementar la investigación haciendo que esta sea lo más íntegra y detallada posible, incluyendo los planos estructurales del inmueble, el modelado de los elementos estructurales, así como el desarrollo de cada uno de los cálculos efectuados.

Finalmente se incorpora la bibliografía, la cual contendrá todas las fuentes de información utilizadas para la elaboración de la actual investigación, para que el lector pueda consultar a detalle los diversos autores involucrados.

CAPÍTULO 5.

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

En el presente capítulo se abordarán los cálculos correspondientes a la investigación, el cual abarca el diseño de cada uno de los elementos estructurales que conforman el inmueble (losacero, traveses principales y secundarios, columnas y conexiones), así como el análisis de estos, además de incluir el modelado en el software Etabs y finalmente la interpretación de cada uno de los datos obtenidos.

5.1. Descripción de proyecto

Para comenzar, es necesario realizar una breve señalización acerca del presente proyecto, como se recordará el inmueble se destinará para uso escolar.

Las dimensiones del inmueble corresponden a una longitud de 76.20 *m*, dispone de un ancho de 11.0 *m*, lo que da un total de 838.2 *m*², así como una altura de 9.90 *m*. El edificio dispone de tres niveles, con lo que la altura libre de entrepiso es de 3.30 *m*. Lo que representa un total de 12 aulas, 4 laboratorios, además de los baños localizados en cada nivel y sus respectivas escaleras para ingresar a los niveles superiores.

A fin de asegurar la estabilidad y correcto comportamiento de la edificación, esta se encontrará separada en tres estructuras independientes, las cuales son: los baños y un conjunto de salones (edificio 1), las escaleras (edificio 2) y finalmente los salones restantes (edificio 3). La conexión entre los tres inmuebles se hará mediante juntas constructivas.

A continuación, se presentan los planos correspondientes al inmueble, a fin de señalar las tres estructuras previamente señaladas y realizar una descripción de cada una de estas.

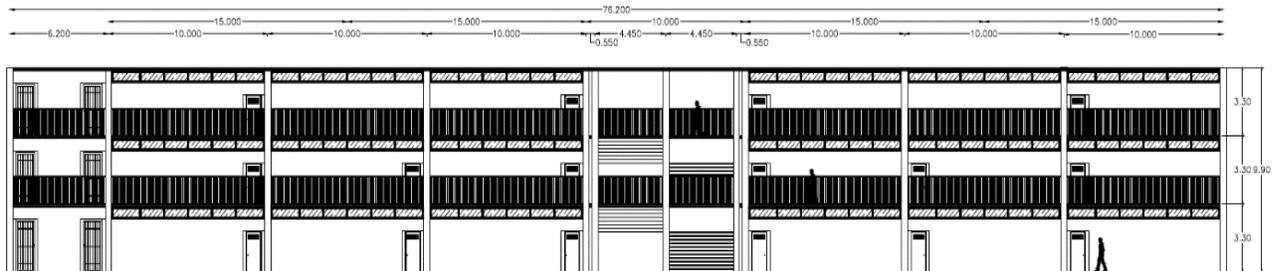


Fig 33. Fachada principal del edificio

Fuente: Propia, elaborado en AutoCAD (2022)

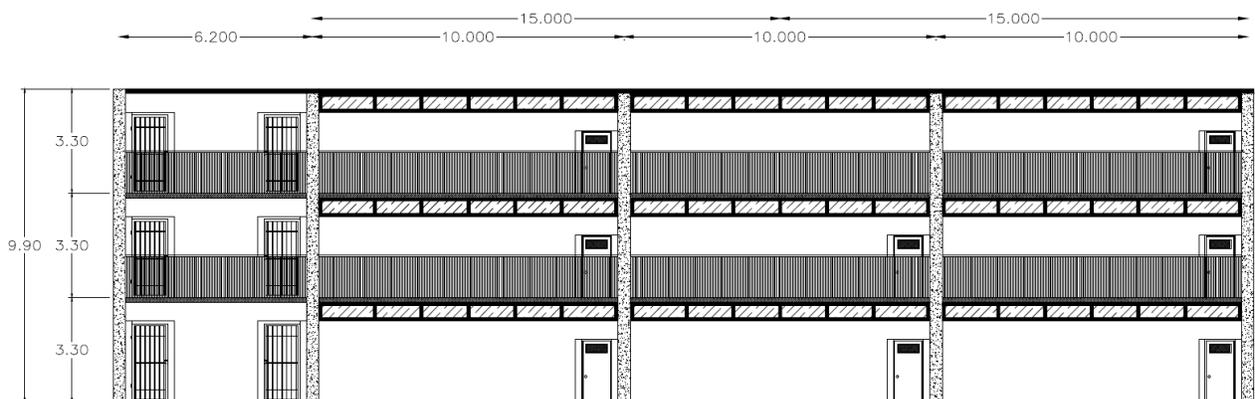


Fig 34. Vista de baños, aulas y laboratorios (edificio 1)

Fuente: Propia, elaborado en AutoCAD (2022)

Como se puede observar en la figura 34, la primer estructura se encuentra conformada por tres niveles, cada uno de estos cuenta con sus respectivos baños, las dimensiones de estos son: 6.2 *m* de largo y 7.5 *m* de profundidad, enseguida, se tienen las aulas, las cuales son en total seis (tres para la planta baja y el primer nivel); sus correspondientes medidas son: 10.0 *m* de largo y 7.5 *m* de profundidad.

Finalmente, en el segundo nivel, se encuentran situados los dos laboratorios pertenecientes a esta estructura, las dimensiones de estos son: 15.0 m de largo y 7.5 m de profundidad.

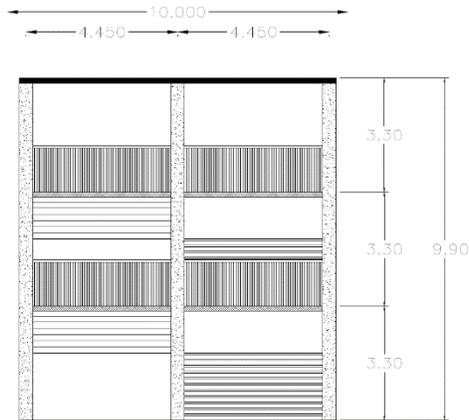


Fig 35. Vista de escaleras (edificio 2)

Fuente: Propia, elaborado en AutoCAD (2022)

La segunda edificación corresponde a la escaleras, cuyas extensiones son: 8.9 m de largo, por 7.5 m de profundidad, añadiendo que entre cada nivel de las escaleras se cuenta con una altura libre de 3.30 m entre cada nivel.

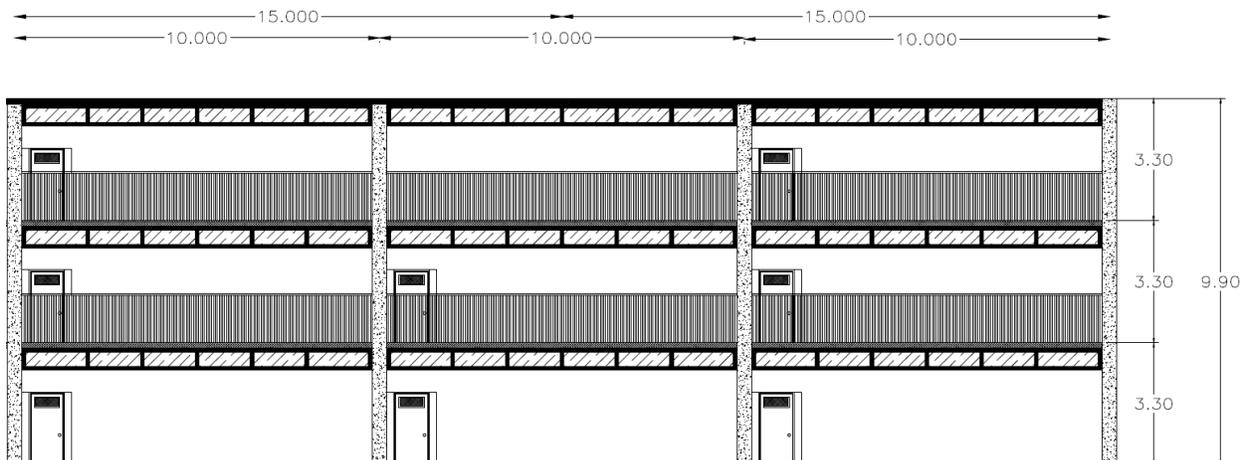


Fig 36. Vista de aulas y laboratorios (edificio 3)

Fuente: Propia, elaborado en AutoCAD (2022)

Como se puede apreciar en la figura 36, la distribución para los salones y laboratorios es prácticamente igual a la descripción correspondiente de la figura 34, con excepción de que los sanitarios no se contemplan en esta edificación; por lo tanto, no es necesario volver a señalar las medidas y los espacios que lo conforman.

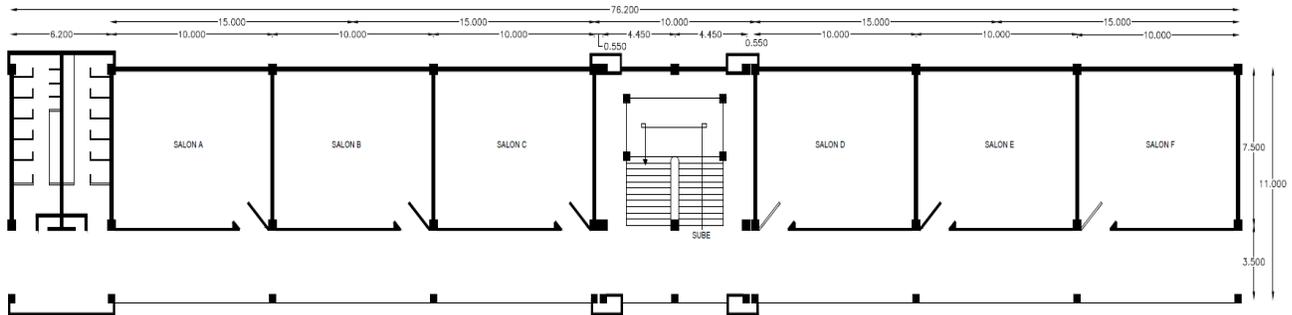


Fig 37. Vista en planta de la edificación

Fuente: Propia, elaborado en AutoCAD (2022)

De igual manera, por motivos de simplicidad los cálculos correspondientes a cada uno de los elementos estructurales involucrados en el presente capítulo (losacero, trabes secundarias y principales, columnas y conexiones) muestran únicamente las unidades en los resultados de cada uno de los procedimientos, ya que, no se incluye las fórmulas o unidades empleadas en la sustitución en dichos cálculos.

5.2. Diseño de sistema de entepiso (losacero)

En el siguiente apartado, se realizarán los cálculos correspondientes al diseño del sistema de entepiso, denominado también como “losacero”, para el cual será necesario recopilar datos esenciales correspondientes a las NTCMX-17 al igual que el catálogo para diseño losacero Ternium (losacero 25).

A partir de los datos recabados del E.T.P Losacero 25 (2008) se propone una losacero calibre 22" con un espesor de 5 cm.

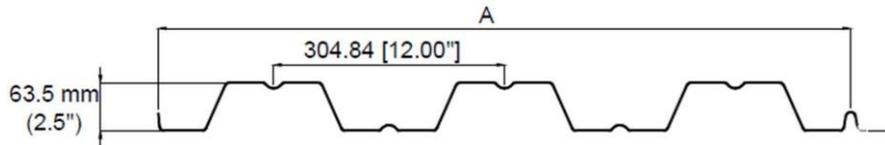


Fig 38. Geometría de losacero

Fuente: E.T.P Losacero 25 (2008)

5.2.1. Peso volumétrico del concreto

Como se recordará, se especificó que la losacero elegida dispone de un espesor de 5 cm, cuyo volumen es de $0.0816 \frac{m^3}{m^2}$. Además, el peso volumétrico del concreto es de $2.4 \frac{ton}{m^3}$. Con lo cual:

$$Peso\ vol.\ concreto = \left(0.0816 \frac{m^3}{m^2}\right) \left(2.4 \frac{ton}{m^3}\right) = 0.1958\ ton$$

5.2.2. Peso de la sección de acero y peso volumétrico

Al tratarse de un calibre 22", la sección de acero posee un peso de $7.60 \frac{kg}{ml}$. Por otro lado, el peso volumétrico del acero, su ancho efectivo es de $0.914\ m$.

Se calculará para $1m^2$ de losa

$$Peso\ vol.\ acero = \frac{7.60 \frac{kg}{ml}}{(1\ m^2)(0.914\ m)} = 0.00835\ ton$$

5.2.3. Cálculo de carga muerta

De acuerdo con las NTCMX-17, se debe de añadir un valor de 0.04 *ton* para la carga muerta, al igual que adicionar 0.015 *ton*, el cual corresponde al peso volumétrico del vitropiso que se añadirá a la losa. se colocará falso plafón en la parte inferior de la losacero, con lo cual, el peso de este se desprecia dentro del presente cálculo, con lo cual:

$$CM_{Entrepiso} = 0.195 \text{ ton} + 0.00835 \text{ ton} + 0.04 \text{ ton} + 0.015 \text{ ton} = 0.258 \text{ ton} = 258 \text{ kg}$$

$$CM_{Azotea} = 0.195 \text{ ton} + 0.00835 \text{ ton} + 0.04 \text{ ton} = 0.243 \text{ ton} = 243 \text{ kg}$$

5.2.4. Carga viva

De acuerdo con las NTCMX-17, la carga viva correspondiente a aulas es $CV = 250 \frac{kg}{m^2}$. De igual manera, es necesario considerar el valor de la carga viva máxima y accidental correspondiente a escaleras y pasillos los cuales son:

$$CV_{Pasillos \text{ y } escaleras \text{ máx}} = 350 \frac{kg}{cm^2}$$

$$CV_{Pasillos \text{ y } escaleras \text{ accidental}} = 150 \frac{kg}{cm^2}$$

5.2.5. Cálculo de la sobrecarga y comprobación de la sobrecarga admisible

$$Losa \text{ entrepiso} = 258.0 \text{ kg} + 250.0 \frac{kg}{m^2} = 508 \frac{kg}{m^2}$$

$$Losa \text{ azotea} = 243.0 \text{ kg} + 250.0 \frac{kg}{m^2} = 493 \frac{kg}{m^2}$$

De acuerdo con la tabla “Losacero 25 con pernos conectores” de la E.T.P Losacero 25 (2008) la sobrecarga admisible para la separación entre apoyos de 2 m es igual a $1936 \frac{kg}{m^2}$. Con lo que se tiene:

$$Losa \text{ entrepiso} = 1936 \frac{kg}{m^2} > 508 \frac{kg}{m^2} \therefore \text{La sobrecarga se acepta}$$

$$Losa \text{ azotea} = 1936 \frac{kg}{m^2} > 493 \frac{kg}{m^2} \therefore \text{La sobrecarga se acepta}$$

5.3. Diseño de trabes secundarias

Para poder diseñar cada uno de los elementos estructurales que conforman la edificación es necesario recurrir al programa Etabs, cuya finalidad será obtener valores numéricos importantes estos servirán para efectuar los cálculos correspondientes al diseño, en este caso de trabes secundarias.

Los elementos correspondientes a este apartado no se pueden analizar por cuenta propia, ya que estos precisan del resto de elementos estructurales (trabes principales, columnas y losacero); con lo cual, los modelos de las estructuras presentadas a continuación dispondrán de los elementos antes señalados, pero las especificaciones de estos se abordarán en apartados posteriores.

Primeramente, es necesario definir los perfiles y materiales de los cuales se conformarán dichos elementos, cabe señalar que, la orientación de estos elementos en el inmueble es de manera vertical.

El proceso para la elaboración del modelado de los inmuebles en Etabs no se presentará detalladamente, ya que sólo se pretende destacar algunos aspectos importantes; se considerará el edificio número tres para esta explicación.

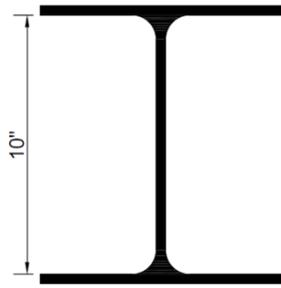


Fig 39. Perfil tipo IPR 10x15

Fuente: Propia (2022)

Datos de la sección:

Tipo de perfil: IPR 10"X15

Tipo de acero: Acero A572 Grado 50

$$F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_u = 4570 \frac{kg}{cm^2}$$

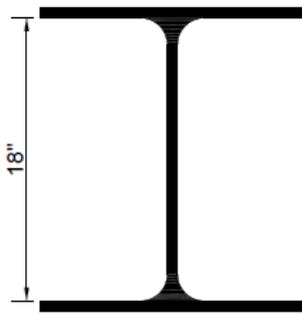


Fig 40. Perfil tipo IPR 18x35

Fuente: Propia (2022)

Datos de la sección:

Tipo de perfil: IPR 18"X35

Tipo de acero: Acero A572 Grado 50

$$F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_u = 4570 \frac{kg}{cm^2}$$

Una vez que se han definido los tipos de perfiles a utilizar al igual que el tipo de acero involucrado, con sus correspondientes valores de F_y y F_u se procederá a introducirlos en el software Etabs.

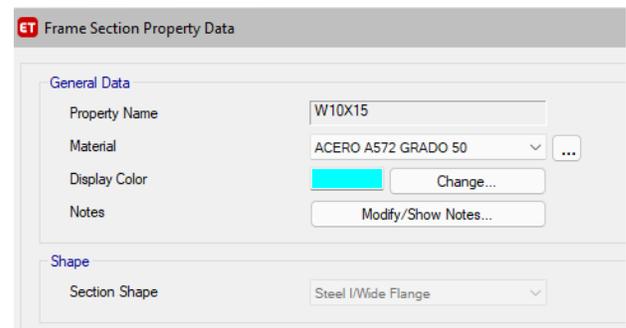
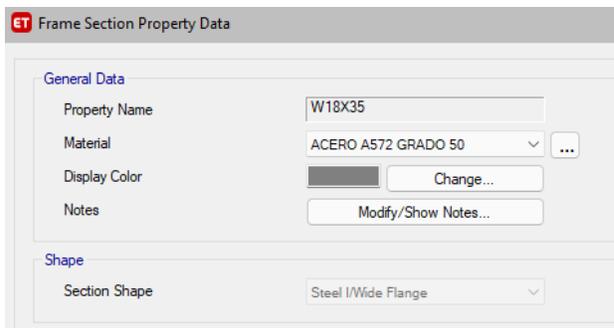
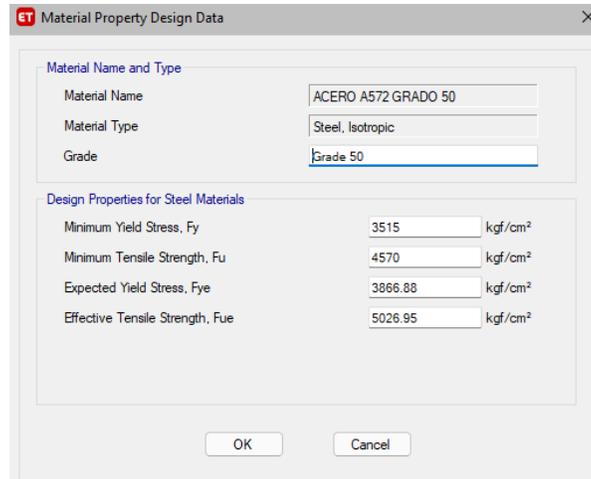


Fig 41. Definición de tipo de acero (centro) y de secciones (izq y dcha) en Etabs

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

Enseguida, se repite el procedimiento anterior con el resto de elementos estructurales involucrados (trabes principales, columnas y losacero), una vez que estos se hayan definido, se procede a la elaboración del modelo.

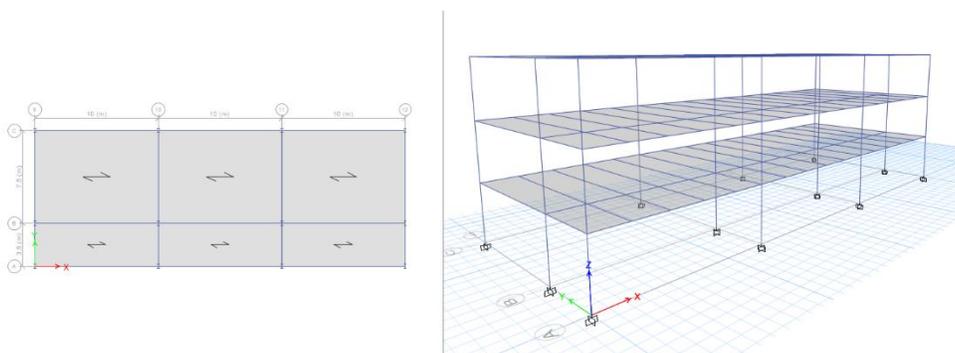


Fig 42. Definición de materiales y tipo de sección en Etabs

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

A continuación, se colocan las traveses secundarias, para ello, es necesario definir la cantidad de traveses por tablero, para este caso se tomó como ejemplo el edificio 3, como se puede observar en la figura 42, las aulas tienen un claro de 10 m, con lo cual se incorporarán 4 traveses por claro en una separación de 2 m entre estas.

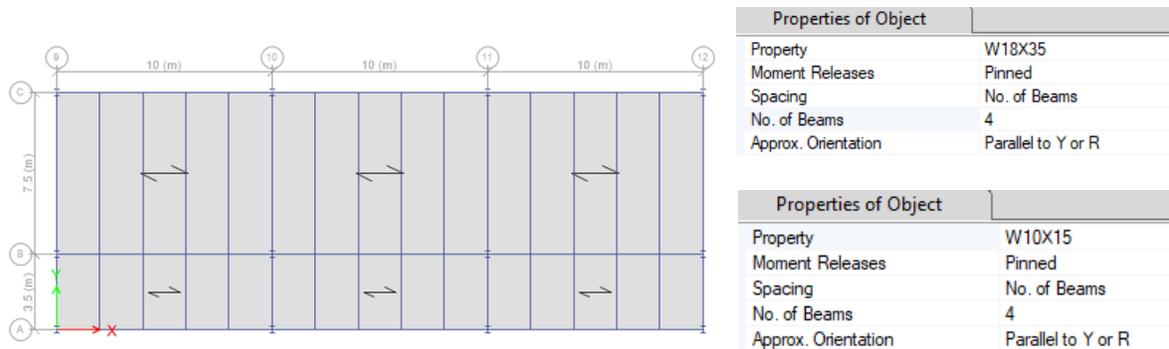


Fig 43. Colocación de traveses secundarios en el modelo

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

Posterior a ello, será necesario adicionar las cargas vivas (CV) y cargas muertas (CM) actuantes en el inmueble. Las cuales ya fueron determinadas previamente en el apartado 5.2 del presente capítulo.

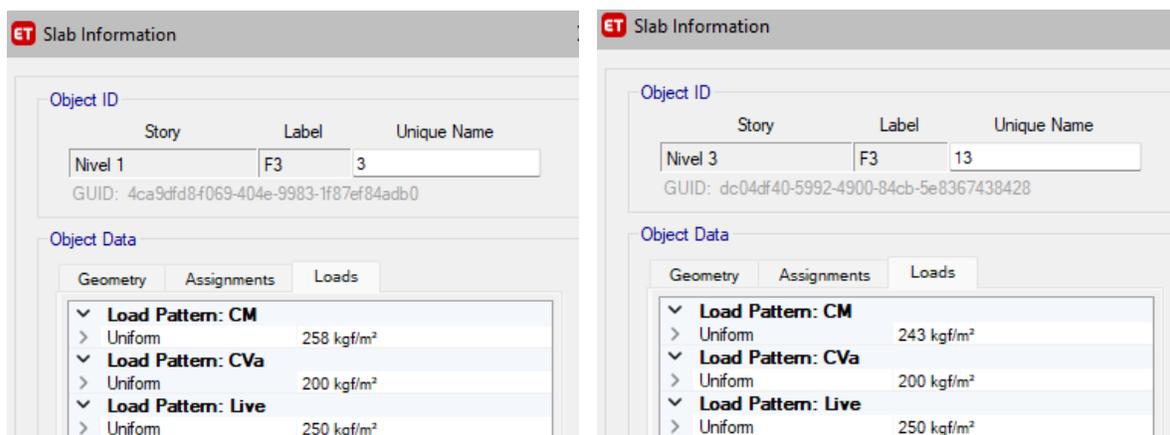


Fig 44. Colocación de cargas vivas, muertas y accidentales en losa de entrepiso (izq) y azotea (dcha)

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

Una vez que las cargas correspondientes han sido adicionadas al modelo, se determinarán los factores de carga y posteriormente las combinaciones de carga, las cuales permitirán observar el comportamiento del inmueble ante diversas solicitaciones.

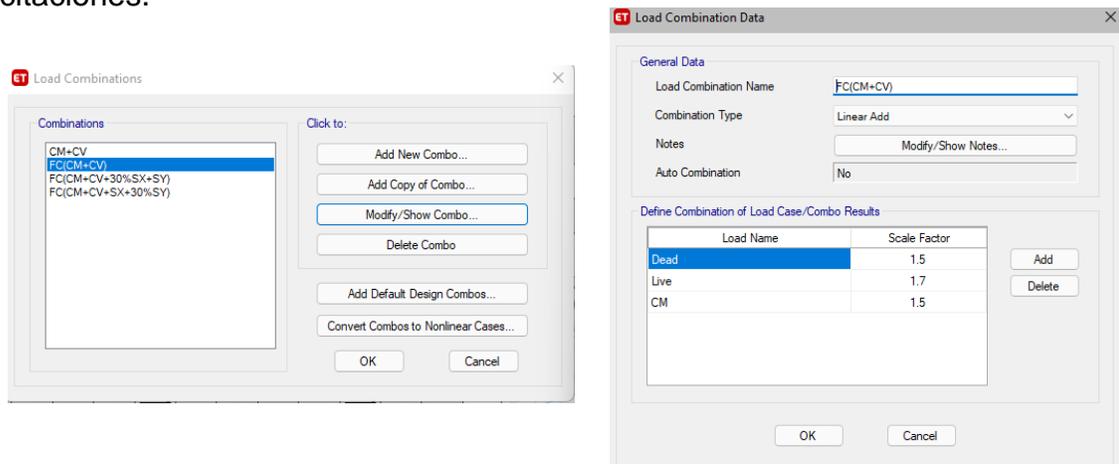


Fig 45. Combinaciones de carga (izq) y factores de carga para inmueble tipo A (dcha)

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

Finalmente, se analiza el sistema estructural para conocer la deformación que tendrá, con la finalidad saber las cargas que esta soportará y determinar si los elementos estructurales propuestos son satisfacen los requisitos o no; al igual que la obtención de los diagramas de momento, cuyos valores permitirán llevar a cabo el cálculo correspondiente al diseño de las traveses secundarias y el resto de elementos.

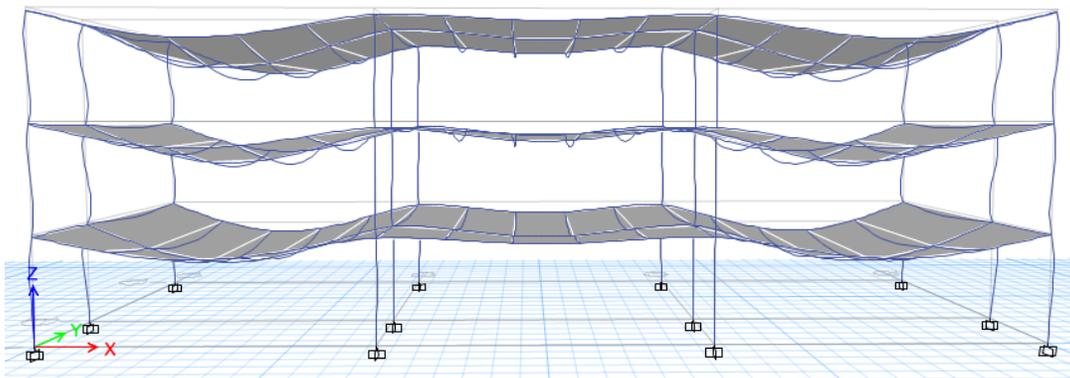


Fig 46. Análisis del sistema estructural

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

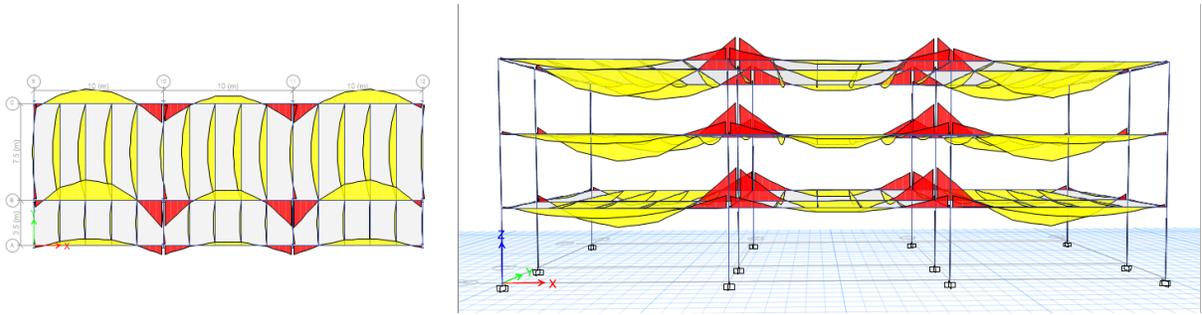


Fig 47. Diagramas de momento en planta (izq) y alzado (dcha)

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

Para finalizar, se adjuntan los modelos de los tres edificios realizados en el software Etabs.

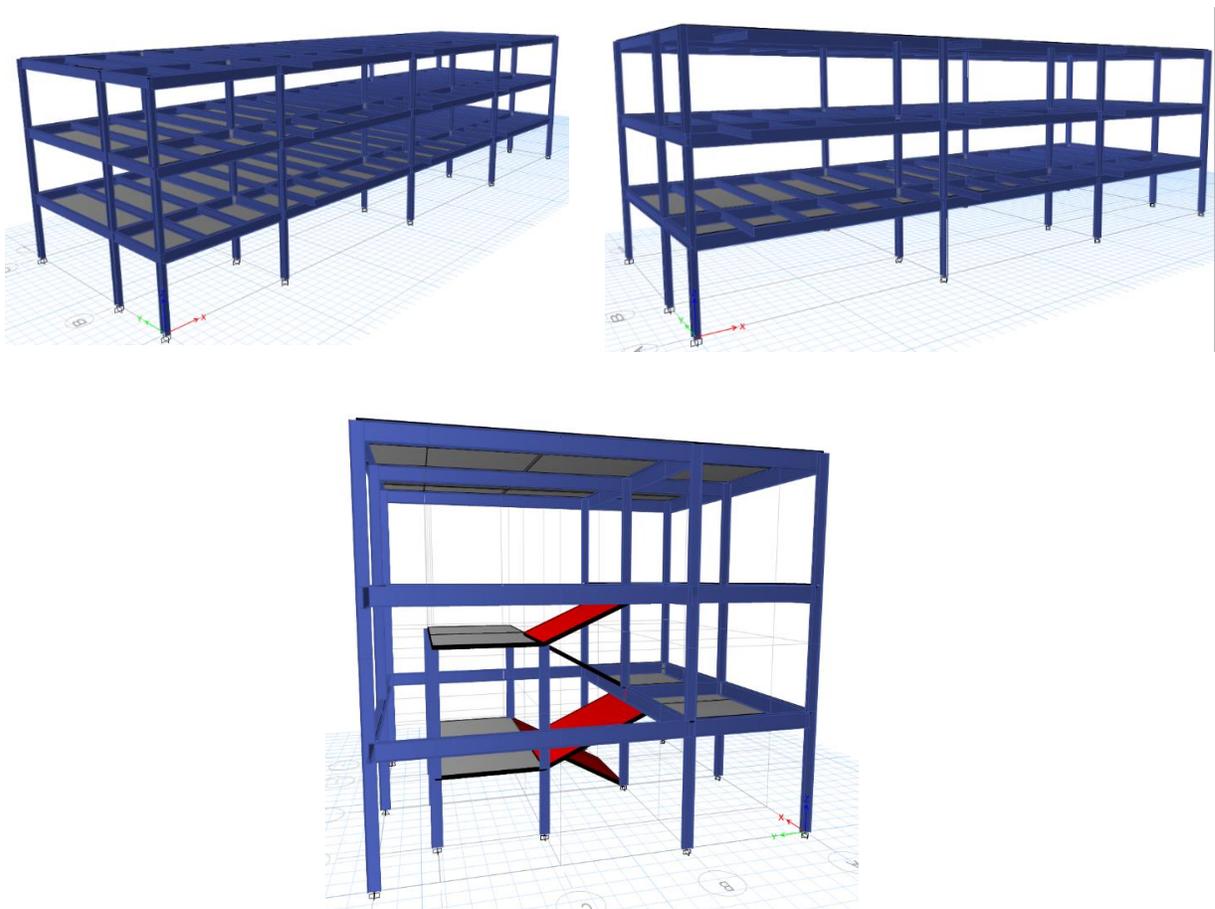


Fig 48. Modelado de edificio 1 (izq), edificio 3 (dcha) y edificio 2 (centro)

Fuente: Propia, elaborado en Etabs (2022)

5.3.1. Propuesta de traveses secundarias

Una vez que se diseñó y posteriormente se analizaron cada uno de los modelos presentados previamente se procede al diseño de las traveses secundarias, cabe señalar que, dichos elementos se encuentran situados únicamente en el edificio uno y tres.

Se presentan los cálculos correspondientes a estos, los cuales se realizaron en Microsoft Excel, así como un resumen de los elementos situado al final de este apartado, es necesario añadir que, sólo se presenta el diseño de un solo elemento por edificio, ya que el resto de secciones y sus resultados se pueden consultar en dicha recapitulación.

5.3.2. Cálculo de traveses secundarias (Edificio 1)

Propuesta de sección: IPR 18X35

$$\begin{array}{llll}
 d = 449.58 \text{ mm} & I_y = 637 \text{ cm}^4 & M_{\text{máx}} = 11.91 \text{ ton} * \text{m} & \\
 tw = 7.62 \text{ mm} & Z = 1089.73 \text{ cm}^3 & F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \\
 bf = 152.4 \text{ mm} & J = 21.2 \text{ cm}^4 & L = 750 \text{ cm} & \\
 tf = 10.795 \text{ mm} & M_{\text{min}} = 0 \text{ ton} * \text{m} & &
 \end{array}$$

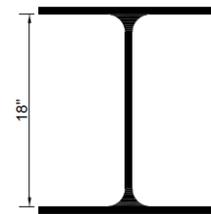


Fig 49. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{152.4}{2 \cdot 10.795} = 7.058 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.227 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{449.58}{7.62} = 59 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.022 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de la sujeción

$$Ca = \frac{637(44.958 - 1.0795)^2}{4} = 306,607.65 \text{ cm}^6$$

$$Cb = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{0}{11.91}\right)\right]^{-1} = 1.66 \text{ (adim)} < 2.5 \quad \therefore \text{Correcto}$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{1089.73(3515)}{1.66(784000)(21.2)} \right) \sqrt{\frac{306607.65}{637}} \right] = 13.024 \text{ (adim)}$$

$$Lu = \frac{\sqrt{2}\pi}{13.024} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 (306607.65)}{(784000)(21.2)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 13.024^2}} = 248.154 \text{ cm}$$

Como $L = 750 \text{ cm} \not\leq 248.154 \text{ cm} \quad \therefore \text{No existe sujeción}$

Momento resistente

$$Me = \frac{(1.66)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{637 \left[\frac{21.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{750}\right)^2 (306607.65) \right]} = 1,322,341.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3}Mp = \left(\frac{2}{3}\right)(1089.73)(3515) = 2,553,600.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\therefore 1,322,341.03 \text{ kg} * \text{cm} < 2,553,600.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

Debido a que se cumplió la condición de $Me < \frac{2}{3}Mp$, se usará la fórmula 6.3.4

de las NTCMX-17 (página 166) para el cálculo de Mn .

$$Mn = \frac{(1.66)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{637 \left[\frac{21.2}{2.6} \right] + \left(\frac{\pi}{750}\right)^2 (306607.65)} = 1,322,341.03 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn = \frac{1322341.03}{100000} = 13.22 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(13.22) = 11.9010 \text{ t} * \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{11.91}{11.9010}\right)(100) = -0.075 \% \quad \therefore \text{Correcto}$$

5.3.3. Cálculo de traveses secundarias (Edificio 3)

Propuesta de sección: IPR 10X15

$$d = 254 \text{ mm} \quad I_y = 120 \text{ cm}^4 \quad M_{\text{máx}} = 2.48 \text{ ton} * \text{m}$$

$$t_w = 5.8 \text{ mm} \quad Z = 262 \text{ cm}^3 \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_f = 102 \text{ mm} \quad J = 4.2 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$t_f = 6.9 \text{ mm} \quad M_{\text{min}} = 0 \text{ ton} * \text{m}$$

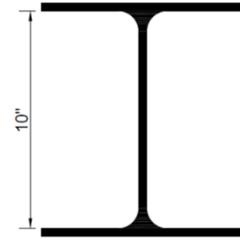


Fig 50. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{\frac{102}{2}}{6.9} = 7.39 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 9.154 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{254}{5.8} = 43.79 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.022 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 2

Revisión de la sujeción

$$C_a = \frac{120(25.4 - 0.69)^2}{4} = 18,317.52 \text{ cm}^6$$

$$C_b = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{0}{2.48} \right) \right]^{-1} = 1.66 \text{ (adim)} < 2.5 \quad \therefore \text{Correcto}$$

$$X_u = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{262(3515)}{1.66(784000)(4.2)} \right) \sqrt{\frac{18,317.52}{120}} \right] = 8.9012 \text{ (adim)}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{8.9012} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6(18,317.52)}{(784000)(4.2)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8.9012^2}} = 167.78 \text{ cm}$$

Como $L = 350 \text{ cm} \not\leq 167.78 \text{ cm} \quad \therefore \text{No existe sujeción}$

Momento resistente

$$M_e = \frac{(1.66)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{350} \sqrt{120 \left[\frac{4.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{350} \right)^2 (18317.52) \right]} = 587,779.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = \left(\frac{2}{3} \right) (262)(3515) = 613,953.33 \text{ kg} * \text{cm}$$

∴ $587,779.63 \text{ kg} * \text{cm} < 613,953.33 \text{ kg} * \text{cm}$

Debido a que se cumplió la condición de $M_e < \frac{2}{3} M_p$, se usará la fórmula 6.3.4 de las NTCMX-17 (página 166) para el cálculo de M_n .

$$M_n = \frac{(1.66)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{350} \sqrt{120 \left[\frac{4.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{350} \right)^2 (18317.52) \right]} = 587,779.63 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = \frac{587779.63}{100000} = 5.87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(5.87) = 5.290 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{2.48}{5.29} \right) (100) = 53.11 \% \therefore \text{Correcto}$$

Finalmente, se adjunta el resumen de cada uno de los elementos estructurales involucrados tanto para el primer como tercer edificio.

Edificio	Sección	Claro (cm)	MR (t*m)	M actuante (t*m)	Tolerancia %
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	18x35	750	11.901	11.91	-0.075
	10x15	350	5.29	2.48	53.11
Edificio 3 (aulas y lab)	18x35	750	11.901	11.91	-0.075
	10x15	350	5.29	2.48	53.11

Tabla 4. Resumen de cálculo de diseño de trabes secundarias

Fuente: Propia (2022)

5.4. Diseño de trabes principales

A continuación, se presenta el diseño y cálculos correspondientes a las trabes principales que conforman los tres inmuebles. Para lo cual, se recurrió a los modelos elaborados previamente en Etabs, la propuesta para cada una de las secciones se presenta enseguida.

Los cálculos presentados a continuación corresponden al diseño del elemento en sentido horizontal y vertical por cada edificio, al final de estos se presenta un resumen que recopila todas las secciones empleadas.

Edificio	Orientación	Sección (IPR)	Tipo de acero	Fy (kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	Horizontal	21X50	A572 grado 50	3515	4570
		21X62			
Edificio 2 (escaleras)	Vertical	18x35	A572 grado 50	3515	4570
	Horizontal	16x26			
Edificio 3 (aulas y lab)	Vertical	16x26	A572 grado 50	3515	4570
	Horizontal	21x62			
	Vertical	16X36			

Tabla 5. Resumen de secciones para traves principales por edificio

Fuente: Propia (2022)

5.4.1. Cálculo de traves principales (edificio 1)

Cálculo de trabe horizontal

Propuesta de sección: IPR 21X50

$$\begin{array}{lll}
 d = 529 \text{ mm} & I_y = 1036 \text{ cm}^4 & M_{\text{máx}} = 43.51 \text{ ton} * \text{m} \\
 tw = 9.7 \text{ mm} & Z = 1083 \text{ cm}^3 & F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 bf = 166 \text{ mm} & J = 47.5 \text{ cm}^4 & L = 620 \text{ cm} \\
 tf = 13.6 \text{ mm} & M_{\text{min}} = 32.43 \text{ ton} * \text{m} &
 \end{array}$$

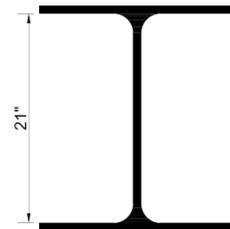


Fig 51. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{166}{13.6} = 6.10 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.227 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{254}{5.8} = 43.79 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.022 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de la sujeción

$$Ca = \frac{1036(52.9 - 1.36)^2}{4} = 688,000.244 \text{ cm}^6$$

$$Cb = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{32.43}{43.51} \right) \right]^{-1} = 3.31 \text{ (adim)} \not\leq 2.5 \therefore 2.5$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{1803(3515)}{2.5(784000)(47.5)} \right) \sqrt{\frac{688000.244}{1036}} \right] = 7.5314 \text{ (adim)}$$

$$Lu = \frac{\sqrt{2}\pi}{7.5314} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 (688000.244)}{(784000)(47.5)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 7.5314^2}} = 335.797 \text{ cm}$$

Como $L = 620 \text{ cm} \not\leq 335.797 \text{ cm} \therefore$ No existe sujeción

Momento resistente

$$Me = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{620} \sqrt{1036 \left[\frac{47.5}{2.6} + \left(\frac{\pi}{620} \right)^2 (688000.244) \right]} = 4,986,091.9 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} Mp = \left(\frac{2}{3} \right) (1803)(3515) = 4,225,030 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\therefore 4,986,091.9 \text{ kg} * \text{cm} > 4,225,030 \text{ kg} * \text{cm}$$

Debido a que se cumplió la condición de $Me > \frac{2}{3} Mp$, se usará la fórmula 6.3.2

de las NTCMX-17 (página 165) para el cálculo de Mn .

$$Mn = [(1.15)(1803)(3515)] \left(1 - \frac{0.28(1083 * 3515)}{4986091.9} \right) = 4,694,369.47 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn = \frac{4964369.47}{100000} = 46.94 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(46.94) = 42.24 \text{ t} * \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{43.51}{42.24} \right) (100) = -2.98 \% \therefore \text{Correcto}$$

Cálculo de trabe vertical

Propuesta de sección: IPR 18X35

$$d = 449.58 \text{ mm} \quad I_y = 637 \text{ cm}^4 \quad M_{\text{máx}} = 6.99 \text{ ton} * \text{m}$$

$$tw = 7.62 \text{ mm} \quad Z = 1089.73 \text{ cm}^3 \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$bf = 152.4 \text{ mm} \quad J = 21.2 \text{ cm}^4 \quad L = 750 \text{ cm}$$

$$tf = 10.795 \text{ mm} \quad M_{\text{min}} = 4.73 \text{ ton} * \text{m}$$

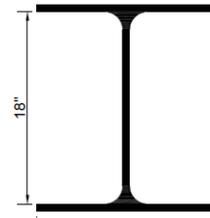


Fig 52. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{\frac{152.4}{2}}{10.795} = 7.05 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.22 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{449.58}{7.62} = 59 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.022 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de la sujeción

$$C_a = \frac{637(44.958 - 1.079)^2}{4} = 306,607.65 \text{ cm}^6$$

$$C_b = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{4.73}{6.99} \right) \right]^{-1} = 3.03 \text{ (adim)} \not\leq 2.5 \quad \therefore 2.5$$

$$X_u = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{1089.73(3515)}{2.5(784000)(21.2)} \right) \sqrt{\frac{306607.65}{637}} \right] = 8.682 \text{ (adim)}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{8.682} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6(306607.65)}{(784000)(21.2)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8.682^2}} = 309.78 \text{ cm}$$

Como $L = 750 \text{ cm} \not\leq 309.78 \text{ cm} \quad \therefore$ No existe sujeción

Momento resistente

$$M_e = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{637 \left[\frac{21.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{750} \right)^2 (306607.65) \right]} = 1,983,511.54 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = \left(\frac{2}{3} \right) (1089.73)(3515) = 2,553,600.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

∴ $1,983,511.54 \text{ kg} * \text{cm} < 2,553,600.63 \text{ kg} * \text{cm}$

Debido a que se cumplió la condición de $Me < \frac{2}{3}Mp$, se usará la fórmula 6.3.4

de las NTCMX-17 (página 166) para el cálculo de Mn .

$$Mn = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{637 \left[\frac{21.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{750} \right)^2 (306607.65) \right]} = 1,983,511.54 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Mn = \frac{1983511.54}{100000} = 19.83 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(19.83) = 17.85 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{6.99}{17.85} \right) (100) = 60.84 \% \therefore \text{Correcto}$$

5.4.2. Cálculo de traves principales (edificio 2)

Cálculo de trabe horizontal

Propuesta de sección: IPR 16X26

$$d = 398.526 \text{ mm} \quad I_y = 399 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{máx}} = 6.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$tw = 6.35 \text{ mm} \quad Z = 724.3 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$bf = 139.7 \text{ mm} \quad J = 10.8 \text{ cm}^4$$

$$L = 170 \text{ cm}$$

$$tf = 8.763 \text{ mm} \quad M_{\text{min}} = 0.15 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

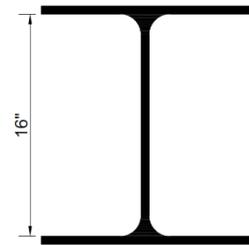


Fig 53. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$Patín = \frac{139.7}{8.763} = 7.97 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 9.15 \text{ (adim)}$$

$$Alma = \frac{398.526}{6.35} = 62.76 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 3.72 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 89.61 \text{ (adim)}$$

\therefore La sección es tipo 2

Revisión de la sujeción

$$Ca = \frac{399(39.852 - 0.8763)^2}{4} = 151,535.40 \text{ cm}^6$$

$$Cb = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{0.15}{6.28} \right) \right]^{-1} = 1.69 \text{ (adim)} < 2.5 \therefore \text{Correcto}$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{724.3(3515)}{1.69(784000)(10.8)} \right) \sqrt{\frac{151535.40}{399}} \right] = 14.85 \text{ (adim)}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{14.85} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 (151535.40)}{(784000)(10.8)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 14.85^2}} = 227.798 \text{ cm}$$

Como $L = 170 \text{ cm} < 227.798 \text{ cm} \therefore$ Si existe sujeción

Momento resistente

Debido a que existe sujeción, el momento resistente (M_R) se calculará a través del momento plástico (M_p).

$$M_p = (724.3)(3515) = 2,545,914.5 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_p = \frac{2545914.5}{100000} = 25.45 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(25.45) = 22.91 \text{ t} * \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{6.28}{22.91}\right)(100) = 72.59 \% \therefore \text{Correcto}$$

Cálculo de trabe vertical

Propuesta de sección: IPR 16X26

$$d = 398.526 \text{ mm} \quad I_y = 399 \text{ cm}^4$$

$$tw = 6.35 \text{ mm} \quad Z = 724.3 \text{ cm}^3$$

$$bf = 139.7 \text{ mm} \quad J = 10.8 \text{ cm}^4$$

$$tf = 8.763 \text{ mm} \quad M_{min} = 9.17 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 15.56 \text{ ton} * \text{m}$$

$$F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$L = 350 \text{ cm}$$

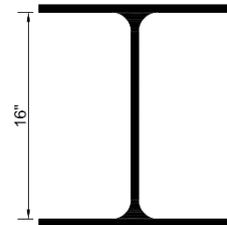


Fig 54. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{139.7}{2} = 7.97 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 9.15 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{398.526}{6.35} = 62.76 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 3.72 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 89.61 \text{ (adim)}$$

\therefore La sección es tipo 2

Revisión de la sujeción

$$Ca = \frac{399(39.852 - 0.8763)^2}{4} = 151,535.40 \text{ cm}^6$$

$$Cb = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{9.17}{15.56}\right)\right]^{-1} = 2.74 \text{ (adim)} \not\leq 2.5 \quad \therefore 2.5$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{724.3(3515)}{2.5(784000)(10.8)} \right) \sqrt{\frac{151535.40}{399}} \right] = 10.063 \text{ (adim)}$$

$$Lu = \frac{\sqrt{2}\pi}{10.063} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 (151535.40)}{(784000)(10.8)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 10.063^2}} = 281.219 \text{ cm}$$

Como $L = 350 \text{ cm} \not\leq 281.219 \text{ cm} \quad \therefore$ No existe sujeción

Momento resistente

$$Me = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{350} \sqrt{399 \left[\frac{10.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{350}\right)^2 (151535.40) \right]} = 3,698,852.49 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} Mp = \left(\frac{2}{3}\right) (724.3)(3515) = 1,697,276.33 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\therefore 3,698,852.49 \text{ kg} * \text{cm} > 1,697,276.33 \text{ kg} * \text{cm}$$

Debido a que se cumplió la condición de $Me > \frac{2}{3} Mp$, se usará la fórmula 6.3.2

de las NTCMX-17 (página 165) para el cálculo de Mn .

$$Mn = [(1.15)(724.3)(3515)] \left(1 - \frac{0.28(724.3 * 3515)}{3698852.49}\right) = 2,363,545.28 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$Mn = \frac{2363545.28}{100000} = 23.63 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(23.63) = 21.27 \text{ t} * \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{15.56}{21.27}\right)(100) = 26.85 \% \quad \therefore \text{Correcto}$$

5.4.3. Cálculo de traves principales (edificio 3)

Cálculo de trabe horizontal

Propuesta de sección: IPR 21X62

$$\begin{aligned}
 d &= 533 \text{ mm} & I_y &= 2393 \text{ cm}^4 & M_{\text{máx}} &= 42.52 \text{ ton} * \text{m} \\
 tw &= 10.2 \text{ mm} & Z &= 2360 \text{ cm}^3 & F_y &= 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 bf &= 209 \text{ mm} & J &= 76.2 \text{ cm}^4 & L &= 1000 \text{ cm} \\
 tf &= 15.6 \text{ mm} & M_{\text{min}} &= 32.12 \text{ ton} * \text{m}
 \end{aligned}$$

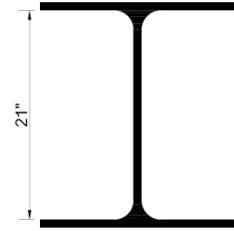


Fig 55. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{\frac{209}{2}}{15.6} = 6.69 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.22 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{533}{10.2} = 52.25 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.022 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de la sujeción

$$Ca = \frac{2393(53.3 - 1.56)^2}{4} = 1,601,531.76 \text{ cm}^6$$

$$Cb = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{32.12}{42.52} \right) \right]^{-1} = 3.35 \text{ (adim)} \not\leq 2.5 \quad \therefore 2.5$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{2360(3515)}{2.5(784000)(76.2)} \right) \sqrt{\frac{1601531.76}{2393}} \right] = 6.16 \text{ (adim)}$$

$$Lu = \frac{\sqrt{2}\pi}{6.16} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6(1601531.76)}{(784000)(76.2)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.16^2}} = 453.47 \text{ cm}$$

Como $L = 1000 \text{ cm} \not\leq 453.47 \text{ cm} \quad \therefore$ No existe sujeción

Momento resistente

$$Me = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{1000} \sqrt{2393 \left[\frac{76.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{1000} \right)^2 (1601531.76) \right]} = 5,264,388.34 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} Mp = \left(\frac{2}{3} \right) (2360)(3515) = 5,530,266.67 \text{ kg} * \text{cm}$$

∴ $5,264,388.34 \text{ kg} * \text{cm} < 5,530,266.67 \text{ kg} * \text{cm}$

Debido a que se cumplió la condición de $M_e < \frac{2}{3} M_p$, se usará la fórmula 6.3.4

de las NTCMX-17 (página 166) para el cálculo de M_n .

$$M_n = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{1000} \sqrt{2393 \left[\frac{76.2}{2.6} + \left(\frac{\pi}{1000} \right)^2 (1601531.76) \right]} = 5,264,388.34 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = \frac{5264388.34}{100000} = 52.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(52.64) = 47.37 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{42.52}{47.37} \right) (100) = 10.25 \% \therefore \text{Correcto}$$

Cálculo de trabe vertical

Propuesta de sección: IPR 16X26

$$d = 398.526 \text{ mm} \quad I_y = 399 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 6.35 \text{ mm} \quad Z = 724.3 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 139.7 \text{ mm} \quad J = 10.8 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 8.763 \text{ mm} \quad M_{\min} = 4.52 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = 7.1 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$L = 750 \text{ cm}$$

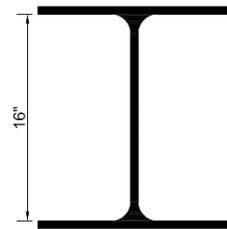


Fig 56. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{139.7}{2} = 7.97 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 9.15 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{398.526}{6.35} = 62.76 \text{ (adim)} < \text{Tipo 2} = 3.72 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 89.61 \text{ (adim)}$$

\therefore La sección es tipo 2

Revisión de la sujeción

$$C_a = \frac{399(39.852 - 0.8763)^2}{4} = 151,535.40 \text{ cm}^6$$

$$C_b = \left[0.6 - 0.4 \left(\frac{4.52}{7.1} \right) \right]^{-1} = 2.89 \text{ (adim)} \leq 2.5 \therefore 2.5$$

$$X_u = 3.22 \left[\frac{4}{3} \left(\frac{724.3(3515)}{2.5(784000)(10.8)} \right) \sqrt{\frac{151535.40}{399}} \right] = 10.063 \text{ (adim)}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{10.063} \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6 (151535.40)}{(784000)(10.8)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 10.063^2}} = 281.219 \text{ cm}$$

Como $L = 750 \text{ cm} \not\leq 281.219 \text{ cm} \therefore$ No existe sujeción

Momento resistente

$$M_e = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{399 \left[\frac{10.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{750} \right)^2 (151535.40) \right]} = 1,113,792.42 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = \left(\frac{2}{3} \right) (724.3)(3515) = 1,697,276.33 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\therefore 1,113,792.42 \text{ kg} * \text{cm} < 1,697,276.33 \text{ kg} * \text{cm}$$

Debido a que se cumplió la condición de $M_e < \frac{2}{3} M_p$, se usará la fórmula 6.3.4

de las NTCMX-17 (página 166) para el cálculo de M_n .

$$M_n = \frac{(2.5)(\pi)(2.04 \times 10^6)}{750} \sqrt{399 \left[\frac{10.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{750} \right)^2 (151535.40) \right]} = 1,113,792.42 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_n = \frac{1113792.42}{100000} = 11.13 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = (0.9)(11.13) = 10.024 \text{ t} * \text{m}$$

$$T = \left(1 - \frac{7.1}{10.024} \right) (100) = 29.17 \% \therefore \text{Correcto}$$

A continuación, se presenta el resumen de todas las secciones empleadas en las tres edificaciones presentadas.

Edificio	Orientación	Sección	Claro (cm)	MR (t*m)	M actuante (t*m)	Tolerancia (%)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	Horizontales	21x50	620	42.24	43.51	-2.98
		21x62	1000	47.37	43.51	8.16
	Verticales	18x35	750	17.85	6.99	60.84
		18x35	350	33.22	6.99	78.96
Edificio 2 (escaleras)	Horizontales	16x26	170	22.91	6.28	72.59
		16x26	275	21.47	6.28	70.76
	Verticales	16x26	350	21.27	15.56	26.85
		16x26	330	21.77	15.56	28.52
		16x26	280	22.91	15.56	32.09
		16x26	140	22.91	15.56	32.09
Edificio 3 (aulas y lab)	Horizontales	21x62	1000	47.37	42.52	10.25
	Verticales	16x26	750	10.024	7.1	29.17
		16x26	350	21.27	7.1	66.62
		16x36	750	23.5	6.27	73.32

Tabla 5. Resumen de cálculo de diseño de traves principales

Fuente: Propia (2022)

5.5. Diseño de columnas

Enseguida, se presenta el diseño correspondiente a las columnas que conforman cada una de las edificaciones, de igual manera se utilizaron los modelos elaborados en Etabs para llevar a cabo el cálculo de dichos elementos.

A continuación, se presenta la propuesta de diseño para cada uno de los inmuebles, así como el tipo de acero empleado para cada perfil, al finalizar el presente apartado se muestra un resumen de cada estructura con su correspondiente diseño.

Edificio	Sección (IPR)	Tipo de acero	Fy (kg/cm ²)	Fu (Kg/cm ²)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	21x62	A572 grado 50	3515	4570
Edificio 2 (escaleras)	18x46			
Edificio 3 (aulas y lab)	21x62			

Tabla 6. Resumen de secciones para columnas por edificio

Fuente: Propia (2022)

Dentro del cálculo correspondiente al diseño de las columnas, el momento resistente (M_R) se efectúa de la misma manera que los mostrados en el apartado 5.4, por lo cual, se omitirá dicho paso y únicamente se pondrá este valor como un dato general.

5.5.1. Cálculo de columnas (edificio 1)

Datos de diseño

$$\begin{aligned}
 P &= 107.34 \text{ ton} & My_2 &= 2.72 \text{ ton} * m & Fy &= 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 Mx_1 &= 2.27 \text{ ton} * m & k_x &= 1.2 \text{ (adim)} & M_R &= 74.65 \text{ ton} * m \\
 My_1 &= 1.66 \text{ ton} * m & k_y &= 1.2 \text{ (adim)} \\
 Mx_2 &= 5.014 \text{ ton} * m & L &= 330 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Datos de la sección

Propuesta de sección: IPR 21X62

$$\begin{aligned}
 d &= 533 \text{ mm} & Z_x &= 2360 \text{ cm}^3 & r_y &= 4.5 \text{ cm} \\
 tw &= 10.2 \text{ mm} & Z_y &= 356 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 209 \text{ mm} & A &= 118.1 \text{ cm}^2 \\
 tf &= 15.6 \text{ mm} & r_x &= 21.7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

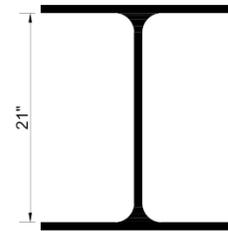


Fig 57. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\text{Patín} = \frac{209}{2} = 6.69 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.22 \text{ (adim)}$$

$$\text{Alma} = \frac{533}{10.2} = 52.25 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.02 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de las secciones extremas

Extremo superior:

$$\frac{107340}{(0.9)(118.1)(3515)} + \frac{0.85(2.27 \times 10^5)}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{0.6(1.66 \times 10^5)}{(0.9)(356)(3515)} = 0.4015 < 1 \therefore \text{Se acepta}$$

Extremo inferior:

$$\frac{107340}{(0.9)(118.1)(3515)} + \frac{0.85(5.014 \times 10^5)}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{0.6(2.72 \times 10^5)}{(0.9)(356)(3515)} = 0.4893 < 1 \therefore \text{Se acepta}$$

Sección más desfavorable = 0.4893 (adim)

Momentos más desfavorables: $M_x = 5.014 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_y = 2.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Se debe cumplir:

$$\frac{5.014 \times 10^5}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{2.72 \times 10^5}{(0.9)(356)(3515)} = 0.3086 < 1 \therefore \text{Se acepta}$$

Revisión de la columna completa

Resistencia a la compresión:

$$\frac{(1.2)(330)}{21.7} = 18.248 \text{ (adim)} < \frac{(1.2)(330)}{4.5} = 88 \text{ (adim)} \therefore \text{Usar } 88$$

$$\lambda = 88 \sqrt{\frac{3515}{\pi^2(2.04 \times 10^6)}} = 1.162 \text{ (adim)}$$

$$R_c = \frac{3515}{[1 + (1.162)^{2.8} - (0.15)^{2.8}]^{1/4}} (118.1)(0.9) = 193,046.629 \text{ kg}$$

$$F_y * A * Fr = (3515)(118.1)(0.9) = 373,609.35 \text{ kg}$$

$$193,046.629 \text{ kg} < 373,609.35 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Sustituyendo:

$$\frac{107340}{193046.62} + \frac{5.014 \times 10^5}{7465000} + \frac{2.72 \times 10^5}{(0.9)(356)(3515)} = 0.864 < 1 \therefore \text{Correcto}$$

5.5.2. Cálculo de columnas (edificio 2)

Datos de diseño

$$\begin{aligned}
 P &= 68.26 \text{ ton} & My_2 &= 1.22 \text{ ton} * m & Fy &= 3515 \frac{kg}{cm^2} \\
 Mx_1 &= 0.02 \text{ ton} * m & k_x &= 1.2 \text{ (adim)} & M_R &= 44.0 \text{ ton} * m \\
 My_1 &= 0.35 \text{ ton} * m & k_y &= 1.2 \text{ (adim)} & & \\
 Mx_2 &= 0.023 \text{ ton} * m & L &= 330 \text{ cm} & &
 \end{aligned}$$

Datos de la sección

Propuesta de sección: IPR 18x46

$$\begin{aligned}
 d &= 458.724 \text{ mm} & Z_x &= 1486.306 \text{ cm}^3 & r_y &= 3.3 \text{ cm} \\
 tw &= 9.144 \text{ mm} & Z_y &= 191.72 \text{ cm}^3 & & \\
 bf &= 153.924 \text{ mm} & A &= 87.1 \text{ cm}^2 & & \\
 tf &= 15.367 \text{ mm} & r_x &= 18.4 \text{ cm} & &
 \end{aligned}$$

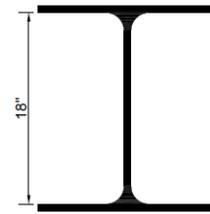


Fig 58. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$\begin{aligned}
 \text{Patín} &= \frac{153.924}{2} = 5.008 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.22 \text{ (adim)} \\
 \text{Alma} &= \frac{458.724}{9.144} = 50.166 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.02 \text{ (adim)}
 \end{aligned}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de las secciones extremas

Extremo superior:

$$\frac{68260}{(0.9)(87.1)(3515)} + \frac{0.02(2.27 \times 10^5)}{(0.9)(1486.306)(3515)} + \frac{0.35(1.66 \times 10^5)}{(0.9)(197.72)(3515)} = 0.282 < 1 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

Extremo inferior:

$$\frac{68260}{(0.9)(118.1)(3515)} + \frac{0.023(5.014 \times 10^5)}{(0.9)(1486.306)(3515)} + \frac{1.22(2.72 \times 10^5)}{(0.9)(167.72)(3515)} = 0.368 < 1 \quad \therefore \text{ Se acepta}$$

Sección más desfavorable = 0.368 (adim)

Momentos más desfavorables: $M_x = 0.023 \text{ ton} * m$ $M_y = 1.22 \text{ ton} * m$

Se debe cumplir:

$$\frac{0.023 \times 10^5}{(0.9)(1486.306)(3515)} + \frac{1.22 \times 10^5}{(0.9)(191.72)(3515)} = 0.2016 < 1 \therefore \text{Se acepta}$$

Revisión de la columna completa

Resistencia a la compresión:

$$\frac{(1.2)(330)}{18.4} = 21.521 \text{ (adim)} < \frac{(1.2)(330)}{3.3} = 120.0 \text{ (adim)} \therefore \text{Usar 120}$$

$$\lambda = 120 \sqrt{\frac{3515}{\pi^2(2.04 \times 10^6)}} = 1.585 \text{ (adim)}$$

$$R_c = \frac{3515}{[1 + (1.585)^{2.8} - (0.15)^{2.8}]^{1.4}} (87.1)(0.9) = 92,207.945 \text{ kg}$$

$$F_y * A * F_r = (3515)(87.1)(0.9) = 275,540.85 \text{ kg}$$

$$92,207.945 \text{ kg} < 275,540.85 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Sustituyendo:

$$\frac{68260}{92207.945} + \frac{0.023 \times 10^5}{4400000} + \frac{1.22 \times 10^5}{(0.9)(191.72)(3515)} = 0.941 < 1 \therefore \text{Correcto}$$

5.5.3. Cálculo de columnas (edificio 3)

Datos de diseño

$$P = 106.61 \text{ ton} \quad M_{y_2} = 2.6 \text{ ton} * m \quad M_R = 74.65 \text{ ton} * m$$

$$M_{x_1} = 1.91 \text{ ton} * m \quad k_x = 1.2 \text{ (adim)}$$

$$M_{y_1} = 1.54 \text{ ton} * m \quad k_y = 1.2 \text{ (adim)} \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{x_2} = 4.19 \text{ ton} * m \quad L = 330 \text{ cm}$$

Datos de la sección

Propuesta de sección: IPR 21X62

$$d = 533 \text{ mm} \quad Z_x = 2360 \text{ cm}^3 \quad r_y = 4.5 \text{ cm}$$

$$tw = 10.2 \text{ mm} \quad Z_y = 356 \text{ cm}^3$$

$$bf = 209 \text{ mm} \quad A = 118.1 \text{ cm}^2$$

$$tf = 15.6 \text{ mm} \quad r_x = 21.7 \text{ cm}$$

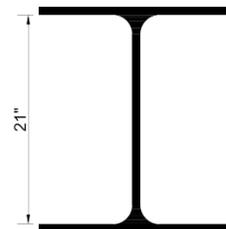


Fig 59. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Clasificación de la sección

$$Patín = \frac{\frac{209}{2}}{15.6} = 6.69 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 0.3 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 7.22 \text{ (adim)}$$

$$Alma = \frac{533}{10.2} = 52.25 \text{ (adim)} < \text{Tipo 1} = 2.45 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} = 59.02 \text{ (adim)}$$

∴ La sección es tipo 1

Revisión de las secciones extremas

Extremo superior:

$$\frac{106610}{(0.9)(118.1)(3515)} + \frac{1.91(2.27 \times 10^5)}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{1.54(1.66 \times 10^5)}{(0.9)(356)(3515)} = 0.3891 < 1 \quad \therefore \text{Se acepta}$$

Extremo inferior:

$$\frac{106610}{(0.9)(118.1)(3515)} + \frac{4.19(5.014 \times 10^5)}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{2.6(2.72 \times 10^5)}{(0.9)(356)(3515)} = 0.4715 < 1 \quad \therefore \text{Se acepta}$$

Sección más desfavorable = 0.4715 (adim)

Momentos más desfavorables: $M_x = 4.19 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_y = 2.6 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Se debe cumplir:

$$\frac{4.19 \times 10^5}{(0.9)(2360)(3515)} + \frac{2.6 \times 10^5}{(0.9)(356)(3515)} = 0.2869 < 1 \quad \therefore \text{Se acepta}$$

Revisión de la columna completa

Resistencia a la compresión:

$$\frac{(1.2)(330)}{21.7} = 18.248 \text{ (adim)} < \frac{(1.2)(330)}{4.5} = 88 \text{ (adim)} \quad \therefore \text{Usar 88}$$

$$\lambda = 88 \sqrt{\frac{3515}{\pi^2(2.04 \times 10^6)}} = 1.162 \text{ (adim)}$$

$$R_c = \frac{3515}{[1 + (1.162)^{2.8} - (0.15)^{2.8}]^{1.4}} (118.1)(0.9) = 193,046.629 \text{ kg}$$

$$F_y * A * Fr = (3515)(118.1)(0.9) = 373,609.35 \text{ kg}$$

$$193,046.629 \text{ kg} < 373,609.35 \text{ kg} \quad \therefore \text{Correcto}$$

Sustituyendo:

$$\frac{106610}{193046.62} + \frac{4.19 \times 10^5}{7465000} + \frac{2.6 \times 10^5}{(0.9)(356)(3515)} = 0.839 < 1 \quad \therefore \text{Correcto}$$

Para finalizar el presente apartado, se presenta el resumen de las secciones destinadas a las columnas para cada uno de los inmuebles mencionados.

Edificio	Sección (IPR)	Altura (cm)	Carga P (t)	MR (t*m)	Momentos más desfavorables		Revisión de la columna completa	
					Mx (t*m)	My (t*m)		
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	21X62	330	107.34	74.65	5.014	2.72	0.86	< 1 : Correcto
Edificio 2 (escaleras)	18X46	330	68.26	44	0.023	1.22	0.94	< 1 : Correcto
Edificio 3 (aulas y lab)	21X62	330	106.61	74.65	4.19	2.6	0.83	< 1 : Correcto

Tabla 7. Resumen de cálculo de diseño de columnas

Fuente: Propia (2022)

Distorsiones en columnas

Parte del cálculo que involucra el diseño de columnas de acero, es necesario realizar la revisión de las distorsiones las cuales se presentan tanto en el eje X como en el eje Y.

De acuerdo con la tabla 4.2.2 de las NTCMX-17 (página 63) el desplazamiento admisible en estructuras tipo marcos, que disponen de ductilidad baja y sin ninguna condición en particular, tiene un valor de comportamiento sísmico (Q) con valor de 2.0 y una distorsión máxima (γ_{max}) con valor de 0.015.

Tabla 4.2.2 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones limite para estructuras de acero y compuestas ⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrigidas	2.0	0.015

Fig 60. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones en estructuras de acero

Fuente: NTCMX-17 (2017)

Distorsiones		
Edificio	X	Y
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	0.0135	0.0045
Edificio 2 (escaleras)	0.0038	0.0088
Edificio 3 (aulas y lab)	0.011	0.00395

Tabla 8. Resumen de distorsiones en las columnas de los inmuebles

Fuente: Propia (2022)

Como se puede apreciar en la tabla 8, las distorsiones existentes en cada inmueble, tanto en el eje X y eje Y son menores al valor presentado en las NTCMX-17, por lo tanto, se aceptan las distorsiones.

Cabe señalar que, en el caso de que las distorsiones actuantes en la estructura sean superiores a las admisibles, se pueden realizar modificaciones en el sistema estructural, como puede ser el cambio de orientación en las columnas (el cual se aplicó en las columnas del edificio 2) o la adición de elementos que trabajen en compresión a fin de favorecer la rigidez y disminuir las distorsiones.

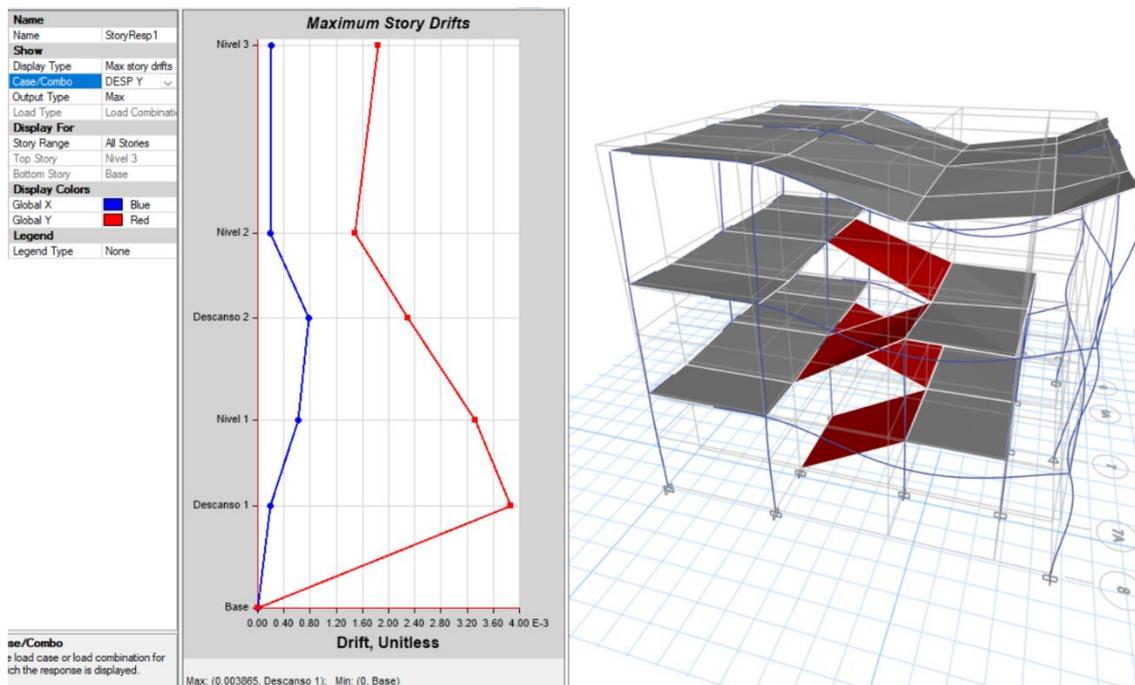


Fig 61. Gráfica de las distorsiones en el eje Y en el edificio 2

Fuente: Etabs (2022)

5.6. Diseño de conexiones

Para concluir el presente capítulo, se aborda ahora el diseño de conexiones, cuya finalidad es establecer la unión entre las traveses principales y las columnas, de igual manera; al finalizar se presenta el resumen de cada una de las secciones involucradas con sus respectivos datos asociados a las placas de conexión.

5.6.1. Diseño de placas de momento para traveses principales

Enseguida se presenta el cálculo correspondiente a las placas de momento, aplicada a las traveses principales, dicho procedimiento se presenta para cada uno de los inmuebles presentados con anterioridad.

5.6.1.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1)

Propuesta de sección: IPR 21X62

$$M = 43.53 \text{ ton} * m \quad t_f = 1.56 \text{ cm} \quad s = 10 \text{ mm}$$

$$V = 22.7 \text{ ton} \quad b = 17 \text{ cm} \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 53.3 \text{ cm} \quad t = \frac{5}{8} \text{ ''} \quad E70 = 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b_f = 20.9 \text{ cm}$$

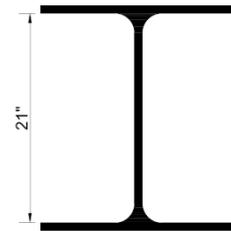


Fig 62. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Diseño a tensión (conexión rígida)

Cálculo de la tensión:

$$T = \frac{43.53}{0.533} = 81.66 \text{ ton} \approx 84 \text{ ton}$$

$$T = 82,000 \text{ kg}$$

Cálculo del área:

$$A = (17)(1.5875) = 26.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacio de soldadura} = \frac{(20.9 - 17)}{2} = 1.95 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Resistencia a tensión:

$$R_t = (0.9)(26.98)(3515) = 85,374.956 \text{ kg}$$

$$R_t = 85.374 \text{ ton}$$

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{5^2 + 5^2} = 7.071 \text{ mm}$$

$$g = 0.7071 \text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$R_s = (0.75)(0.6)(4900)(0.7071) = 1559.1704 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 1559 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$L_s = \frac{82,000}{1559} = 52.597 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{52.597}{2} = 26.298 \approx 30 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

5.6.1.2. Cálculo de conexiones (Edificio 2)

Propuesta de sección: IPR 16X26

$$M = 11.52 \text{ ton} * \text{m} \quad t_f = 0.8763 \text{ cm} \quad s = 5 \text{ mm}$$

$$V = 0.439 \text{ ton} \quad b = 8 \text{ cm} \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 39.85 \text{ cm} \quad t = \frac{1}{2} \text{ "}$$

$$b_f = 13.97 \text{ cm} \quad E70 = 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

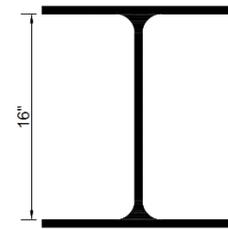


Fig 63. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Diseño a tensión (conexión rígida)

Cálculo de la tensión:

$$T = \frac{11.52}{0.3985} = 28.90 \text{ ton} \approx 29 \text{ ton}$$

$$T = 29,000 \text{ kg}$$

Cálculo del área:

$$A = (8)(1.27) = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacio de soldadura} = \frac{(8 - 13.97)}{2} = 2.985 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Resistencia a tensión:

$$R_t = (0.9)(10.16)(3515) = 32,141.16 \text{ kg}$$

$$R_t = 32.141 \text{ ton}$$

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{2.5^2 + 2.5^2} = 3.535 \text{ mm}$$

$$g = 0.353 \text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$R_s = (0.75)(0.6)(4900)(0.353) = 779.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 780 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$L_s = \frac{29,000}{780} = 37.179 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{37.179}{2} = 18.589 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

5.6.1.3. Cálculo de conexiones (Edificio 3)

Propuesta de sección: IPR 21X62

$$M = 42.79 \text{ ton} * m \quad t_f = 1.56 \text{ cm} \quad s = 10 \text{ mm}$$

$$V = 22.7 \text{ ton} \quad b = 17 \text{ cm} \quad F_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 53.3 \text{ cm} \quad t = \frac{5}{8} \text{ "}$$

$$b_f = 20.9 \text{ cm} \quad E70 = 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

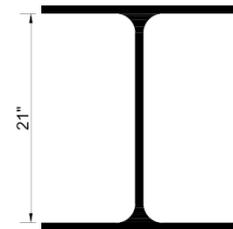


Fig 64. Perfil tipo IPR

Fuente: Propia (2022)

Diseño a tensión (conexión rígida)

Cálculo de la tensión:

$$T = \frac{42.79}{0.533} = 80.281 \text{ ton} \approx 81 \text{ ton}$$

$$T = 81,000 \text{ kg}$$

Cálculo del área:

$$A = (17)(1.5875) = 26.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacio de soldadura} = \frac{(20.9 - 17)}{2} = 1.95 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Resistencia a tensión:

$$R_t = (0.9)(26.98)(3515) = 85,374.956 \text{ kg}$$

$$R_t = 85.374 \text{ ton}$$

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{5^2 + 5^2} = 7.071 \text{ mm}$$

$$g = 0.707 \text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$R_s = (0.75)(0.6)(4900)(0.707) = 1559.170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 1559 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$L_s = \frac{81,000}{1559} = 51.956 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{51.956}{2} = 25.978 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

A continuación, se presenta un resumen de todas la secciones involucradas por cada inmueble respecto al diseño de conexiones.

Edificio	Sección IPR	Momento (t*m)	Cortante (ton)	Diseño a tensión (ton)	Tensión resistente (ton)	Resistencia de la soldadura (kg/cm)	Longitud soldadura (cm)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	18x35	6	0.1697	14	32.14	468	15
	21x50	24.9	13.6	48	56.24	780	35
	21x62	43.53	22.7	82	85.37	1559	30
Edificio 2 (escaleras)	16x26	11.52	0.439	29	32.14	780	20
Edificio 3 (aulas y lab)	21x62	42.79	22.7	81	85.37	1559	30
	16x26	3.015	0.0841	8	32.14	780	10
	16x36	6.0267	0.183	15	48.21	468	20

Tabla 9. Resumen diseño de conexiones por momento en las estructuras

Fuente: Propia (2022)

5.6.2. Diseño de placas de cortante para traves principales

Enseguida, se presenta el cálculo correspondiente para las conexiones mediante placas de cortante para las traves principales involucradas en cada una de las edificaciones antes mencionadas, asimismo, al finalizar el presente apartado se adiciona una resumen correspondiente a cada una de las secciones empleadas.

5.6.2.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1)

Propuesta de sección: LI 3 X 5/16

$$Vu = 13.6 \text{ ton} \quad s = 5 \text{ mm}$$

$$a = 1/4 \text{ "} \quad Fy = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = 6.35 \text{ mm}$$

$$e = 1.5 \text{ cm} \quad E70 = 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

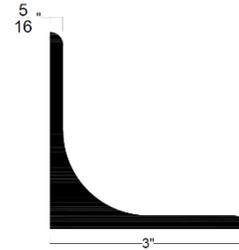


Fig 65. Perfil tipo LI

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490 \text{ mm}$$

$$g = 0.4490 \text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 990.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{13600}{990.07} = 13.736 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.79)(15) = 11.91 \text{ cm}^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(11.91)(3515) = 22,599.253 \text{ kg} > 13,600 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12 \text{ cm}$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.79) = 4.857 \text{ cm}^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(4.857)(3515) = 15,367.492 \text{ kg} > 13,600 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

5.6.2.2. Cálculo de conexiones (Edificio 2)

Propuesta de sección: $L1\ 3\ X\ 3/16$

$$Vu = 0.439\ ton \quad s = 5\ mm$$

$$a = 1/4\ '' \quad Fy = 3515\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = 6.35\ mm$$

$$e = 1.5\ cm \quad E70 = 4900\ \frac{kg}{cm^2}$$

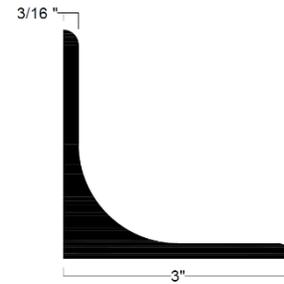


Fig 66. Perfil tipo L1

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490\ mm$$

$$g = 0.4490\ cm$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07\ \frac{kg}{cm} \approx 990.0\ \frac{kg}{cm}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{439}{990.07} = 0.443\ cm \approx 10\ cm \therefore Ok$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.48)(10) = 4.76\ cm^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(4.76)(3515) = 9,039.701\ kg > 439\ kg \therefore Correcto$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12\ cm$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.48) = 2.914\ cm^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(2.914)(3515) = 9,220.495\ kg > 439\ kg \therefore Correcto$$

5.6.2.3. Cálculo de conexiones (Edificio 3)

Propuesta de sección: $L1\ 4\ X\ 3/8$

$$Vu = 22.7\ ton \quad s = 5\ mm$$

$$a = 1/4\ '' \quad Fy = 3515\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = 6.35\ mm \quad E70 = 4900\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$e = 1.5\ cm$$

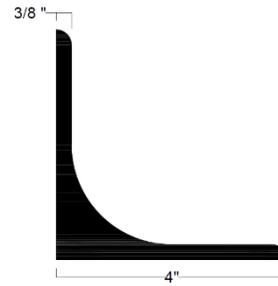


Fig 67. Perfil tipo L1

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490\ mm$$

$$g = 0.4490\ cm$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07\ \frac{kg}{cm} \approx 990.0\ \frac{kg}{cm}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{22700}{990.07} = 22.927\ cm \approx 25\ cm \therefore Ok$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.95)(25) = 23.81\ cm^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(23.81)(3515) = 45,198.506\ kg > 22,700\ kg \therefore Correcto$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 10.16 - 1.5 = 8.66\ cm$$

Área de tensión:

$$At = (8.66)(0.95) = 8.248\ cm^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(8.248)(3515) = 26,094.60\ kg > 22,700\ kg \therefore Correcto$$

Enseguida se presenta el resumen correspondiente al diseño de conexiones mediante placas de cortante aplicados a todas las secciones de los elementos estructurales involucrados.

Edificio	Sección	Cortante (kg)	Resistencia de la soldadura (kg/cm)	Longitud soldadura (cm)	Resistencia a cortante (kg)	Resistencia a tensión (kg)	Revisión
	Li						Vu < Resistencia (kg)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	3 x 3/16	169.7	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
	3 x 5/16	13600	990.073	15	22599.253	15367.492	Cumple
	4 x 3/8	22700	990.073	25	45198.506	24587.987	Cumple
Edificio 2 (escaleras)	3 x 3/16	439	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
Edificio 3 (aulas y lab)	4 x 3/8	22700	990.073	25	45198.506	26094.604	Cumple
	3 x 3/16	84.1	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
	3 x 3/16	183	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple

Tabla 10. Resumen diseño de conexiones por cortante en las estructuras

Fuente: Propia (2022)

5.6.3. Diseño de placas para trabes secundarias

Para finalizar el presente capítulo, enseguida se presenta el cálculo relacionado al diseño de conexiones para trabes secundarias, las cuales, se encuentran situadas en las edificaciones número uno y tres respectivamente.

La orientación de las mismas se presente en el eje vertical de la edificación y el presente cálculo es semejante al presentado anteriormente en el apartado 5.6.2. ya que las conexión entre trabes principales y secundarias trabaja únicamente estructuralmente a cortante.

Al finalizar esta sección se adiciona un resumen de las secciones utilizadas en el cálculo para este tipo de conexión.

5.6.3.1. Cálculo de conexiones (Edificio 1)

Propuesta de sección: LI 3 X 3/16

$$Vu = 0.0863 \text{ ton} \quad s = 5 \text{ mm}$$

$$a = 1/4 \text{ "} \quad Fy = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = 6.35 \text{ mm}$$

$$e = 1.5 \text{ cm} \quad E70 = 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

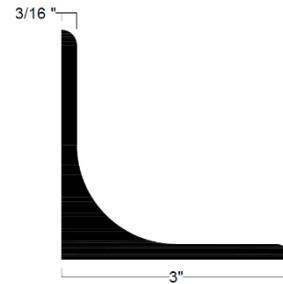


Fig 68. Perfil tipo LI

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490 \text{ mm}$$

$$g = 0.4490 \text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 990.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{86.3}{990.07} = 0.0871 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.48)(10) = 4.76 \text{ cm}^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(4.76)(3515) = 9,039.701 \text{ kg} > 86.3 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12 \text{ cm}$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.48) = 2.914 \text{ cm}^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(2.914)(3515) = 9,220.495 \text{ kg} > 86.3 \text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Propuesta de sección: $L1\ 3\ X\ 3/16$

$$Vu = 0.096\ ton \quad s = 5\ mm$$

$$a = 1/4\ " \quad Fy = 3515\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = 6.35\ mm \quad E70 = 4900\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$e = 1.5\ cm$$

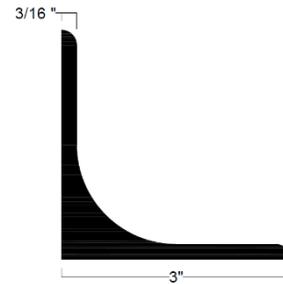


Fig 69. Perfil tipo L1

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490\ mm$$

$$g = 0.4490\ cm$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07\ \frac{kg}{cm} \approx 990.0\ \frac{kg}{cm}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{96}{990.07} = 0.0969\ cm \approx 10\ cm \therefore Ok$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.48)(10) = 4.76\ cm^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(4.76)(3515) = 9,039.701\ kg > 96.0\ kg \therefore Correcto$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12\ cm$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.48) = 2.914\ cm^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(2.914)(3515) = 9,220.495\ kg > 96.0\ kg \therefore Correcto$$

5.6.3.2. Cálculo de conexiones (Edificio 3)

Propuesta de sección: $L1\ 3\ X\ 3/16$

$$Vu = 0.0674\ ton \quad s = 5\ mm$$

$$a = 1/4\ " \quad Fy = 3515\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$a = 6.35\ mm \quad E70 = 4900\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$e = 1.5\ cm$$

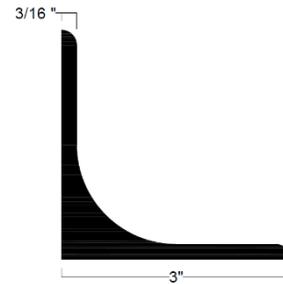


Fig 70. Perfil tipo L1

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490\ mm$$

$$g = 0.4490\ cm$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07\ \frac{kg}{cm} \approx 990.0\ \frac{kg}{cm}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{67.4}{990.07} = 0.0680\ cm \approx 10\ cm \therefore Ok$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.48)(10) = 4.76\ cm^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(4.76)(3515) = 9,039.701\ kg > 67.4\ kg \therefore Correcto$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12\ cm$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.48) = 2.914\ cm^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(2.914)(3515) = 9,220.495\ kg > 67.4\ kg \therefore Correcto$$

Propuesta de sección: $L1\ 3\ X\ 3/16$

$$Vu = 0.0857\text{ton} \quad s = 5\text{ mm}$$

$$a = 1/4\text{''} \quad Fy = 3515\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = 6.35\text{ mm}$$

$$e = 1.5\text{ cm} \quad E70 = 4900\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

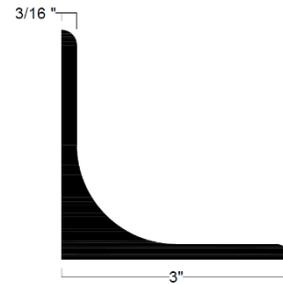


Fig 71. Perfil tipo L1

Fuente: Propia (2022)

Revisión de la soldadura

Dimensión de la soldadura:

$$g = \sqrt{3.175^2 + 3.175^2} = 4.490\text{ mm}$$

$$g = 0.4490\text{ cm}$$

Resistencia de soldadura:

$$Rs = (0.75)(0.6)(4900)(0.4490) = 990.07\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 990.0\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Longitud de soldadura:

$$Ls = \frac{85.7}{990.07} = 0.0865\text{ cm} \approx 10\text{ cm} \therefore \text{Ok}$$

Diseño por cortante

Área del cortante:

$$Av = (0.48)(10) = 4.76\text{ cm}^2$$

Resistencia del cortante:

$$Rv = (0.9)(0.6)(4.76)(3515) = 9,039.701\text{ kg} > 85.7\text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Diseño por tensión

Longitud del ángulo en contacto con la viga:

$$b' = 7.62 - 1.5 = 6.12\text{ cm}$$

Área de tensión:

$$At = (6.12)(0.48) = 2.914\text{ cm}^2$$

Resistencia de la tensión:

$$Rt = (0.9)(2.914)(3515) = 9,220.495\text{ kg} > 85.7\text{ kg} \therefore \text{Correcto}$$

Edificio	Sección	Cortante (kg)	Resistencia de la soldadura (kg/cm)	Longitud soldadura (cm)	Resistencia a cortante (kg)	Resistencia a tensión (kg)	Revisión
	Ll						Vu < Resistencia (kg)
Edificio 1 (baños, aulas y lab)	3 x 3/16	86.3	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
	3 x 3/16	96	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
Edificio 3 (aulas y lab)	3 x 3/16	67.4	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple
	3 x 3/16	85.7	990.073	10	9039.701	9220.495	Cumple

Tabla 11. Resumen diseño de conexiones por cortante para traveses secundarias

Fuente: Propia (2022)

Para dar cierre al presente capítulo referido al proceso de diseño en la presente investigación se llega a la conclusión de que, la implementación del acero estructural para la realización de los inmuebles mencionados presenta un comportamiento adecuado ante las solicitaciones aplicadas a las estructuras, cumpliendo con una tolerancia adecuada respecto a la normativa empleada (NTCMX-17).

Ya que, el acero estructural seleccionado (A572 grado 50) logró resistir las cargas y fuerzas aplicadas en las edificaciones, además, la utilización de secciones tipo IPR (tanto para las columnas, traveses principales y secundarias) en adición de las placas y ángulos que permitieron realizar la conexión entre elementos principales y secundarios.

Añadiendo que, las secciones propuestas para las traveses principales en sentido horizontal resultaron de vital importancia ya que las fuerzas actuantes sobre estas presentaban valores de diseño considerables, respecto al resto de las traveses.

También, el calibre y espesor seleccionados para el diseño de los aceros resultó ser el óptimo evitando que dicho elemento tuviera un mayor peso influyendo negativamente sobre el inmueble al proponer un espesor y calibre superiores.

Capítulo 6.

CONCLUSIÓN

Para concluir, el capítulo actual expone el cierre de la investigación, cuyo propósito es hacer una recopilación de los objetivos previamente establecidos señalizando el cumplimiento de los mismos. Así como dar respuesta a la pregunta de investigación, añadiendo también algunos descubrimientos significativos durante la elaboración de la tesis.

Para comenzar, se retomará el objetivo general antes propuesto el cual es: Demostrar la seguridad y estabilidad de una edificación de acero, mediante un punto de vista teórico y matemático, es decir, a través del análisis y diseño de los elementos que conforman la edificación.

El objetivo señalado se cumplió satisfactoriamente, a través de la información presentada en el capítulo anterior, desde el análisis de las estructuras especificadas (mediante el software Etabs). Posterior a ello, se llevó a cabo el diseño de los elementos estructurales a través del software Microsoft Excel.

Ya que, para garantizar la seguridad y la estabilidad de las edificaciones, los cálculos involucrados en el diseño de los elementos reflejan una tolerancia la cual indica si la sección propuesta resistirá las cargas aplicadas en estos, de lo contrario, no se avala la seguridad y estabilidad en los inmuebles.

Los elementos estructurales empleados en el diseño estructural son los siguientes:

- Vigas tipo IPR de sección 18" x 35" y sección 10" x 15" para las trabes secundarias en edificios 1 y 3.
- Vigas tipo IPR de sección 21" x 50", sección 21" x 62", sección 18" x 35", sección 16" x 26" para trabes principales en sentido horizontal y vertical en edificios 1, 2 y 3.
- Vigas tipo IPR de sección 21" x 62" y sección 18" x 46" para las columnas en edificios 1, 2 y 3.
- Perfiles tipo LI de sección 3" x $\frac{3}{16}$ " , sección 3" x $\frac{5}{16}$ " y sección 4" x $\frac{3}{8}$ " , para las conexiones por cortante en edificios 1, 2 y 3 para las trabes principales.
- Perfiles tipo LI de sección 3" x $\frac{3}{16}$ " para las conexiones por cortante en edificios 1 y 3 para las trabes secundarias.

Los objetivos particulares especificados en la investigación son los siguientes:

- Demostrar el adecuado comportamiento antes las diversas acciones que estará sujeta la estructura.
- Mostrar la eficiencia de una edificación de acero
- Verificar el correcto comportamiento de la edificación a través de un software de computadora.

Para dar solución al primer objetivo, durante la etapa de análisis de los inmuebles, a través del software Etabs, se efectuaron diversas combinaciones de carga considerando los factores de carga de acuerdo con los estipulados en la normativa, de los cuales, el más desfavorable permitió recopilar los datos de diseño para el cálculo de los elementos, dando por hecho que las demás combinaciones menos desfavorables lograrían ser soportadas por las estructuras.

Continuando con el segundo objetivo, la eficiencia de una edificación de acero se consigue mediante una selección adecuada de los perfiles de acero, ya que al existir una variedad de secciones y dimensiones ofrece al ingeniero una amplitud en el diseño de elementos, consiguiendo así una opción de perfiles que cumplan los requerimientos necesarios al momento de efectuar el cálculo estructural.

También, respecto al tercer objetivo, para verificar el comportamiento de los inmuebles, una vez que se diseñaron todos los elementos estructurales y estos demostraron cumplir con la tolerancia permitida, se analiza la edificación en el software Etabs, el cual refleja si la edificación resistirá las cargas actuantes.

Respecto a la pregunta de investigación antes planteada se retoma nuevamente, la cual es:

¿Una edificación de acero podrá garantizar la seguridad y estabilidad de manera satisfactoria?

A raíz de la información presentada en capítulo anterior, se llegó a la respuesta de que una edificación de acero puede ofrecer resultados satisfactorios, partiendo de un correcto análisis y diseño estructural haciendo uso de software especializados, al igual que una elección adecuada de secciones de acero y aplicando las normativas y códigos constructivos que indican si la superestructura garantiza un correcto funcionamiento ante diversas sollicitaciones considerando una tolerancia numérica.

Algunos de los hallazgos teóricos en la presente investigación, se mencionan a continuación.

Comenzando por el capítulo uno, es necesario mencionar los aspectos generales del análisis estructural, ya que, dicho descubrimiento se vio reflejado en

capítulo cinco, desde el diseño preliminar, pasando por la determinación de cargas hasta el proceso de análisis y posteriormente el diseño de las edificaciones.

Del capítulo dos, vale la pena mencionar las diversas normativas que se involucran en el análisis y diseño de un inmueble ya que, gracias a estos reflejan la seguridad de un edificación, haciendo uso de factores de carga aplicados durante el cálculo, así como fórmulas o valores numéricos que garanticen que el análisis y diseño de los elementos cumplan los requerimientos establecidos.

Finalmente, respecto al quinto capítulo de la investigación, se puede rescatar el proceso referido al diseño de conexiones, ya que, en complemento con el diseño de trabes y columnas se puede efectuar dicho cálculo, el cual resulta interesante por el hecho de diseñar las placas de conexión, así como los perfiles requeridos, al igual que la propuesta para el electrodo y la longitud de la soldadura.

BIBLIOGRAFÍA

Meli Piralla, Roberto. (1985)

Diseño Estructural.

Ed. Limusa. México

McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F. (2012)

Diseño de Estructuras de Acero.

Ed. Alfaomega. México

Rojas Rojas, Rafael M. y Padilla Punzo, Helia M. (2009)

Análisis Estructural con Matrices.

Ed. Trillas. México

Kassimali, Aslam. (2015)

Análisis Estructural.

Ed. Cengage. México

IMCA. (2014)

Manual de Construcción en Acero 5ta Edición.

Ed. Limusa. México

Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2017)

Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México.

Ed. Corporación Mexicana de Impresión. México

Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004)

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Ed. Trillas. México

Cantú Gonzáles, Perla Arizbe. (2007)

Especificación Técnica de Producto Entrepiso Ternium Losacero 25.

Ternium. México

Hernández Sampieri, Roberto. (2010)

Metodología de la Investigación.

Ed. McGrawHill. México

Tamayo y Tamayo, Mario. (2003)

El Proceso de la Investigación Científica.

Ed. Limusa. México

Carrera Aguilar, Ana B. (2021)

Evaluación de proyectos en ingeniería. Una perspectiva integral.

Ed. UNAM. México

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

https://implanuruapan.gob.mx/wp-content/uploads/2021/03/D2_203-1.pdf

https://implanuruapan.gob.mx/wp-content/uploads/2021/03/D2_205.pdf

https://implanuruapan.gob.mx/wp-content/uploads/2021/03/D2_201.pdf

https://www.diputados.gob.mx/sedia/biblio/usieg/mapas2016/mich_mapas.pdf

https://www.inegi.org.mx/contenidos/productos/prod_serv/contenidos/espanol/bvinegi/productos/nueva_estruc/anuarios_2017/702825092092.pdf

<https://www.inegi.org.mx/app/biblioteca/ficha.html?upc=702825293048>

<http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16102a.html>

http://internet.contenidos.inegi.org.mx/contenidos/Productos/prod_serv/contenidos/espanol/bvinegi/productos/nueva_estruc/AEGEUM_2017/702825097912.pdf

ANEXOS

Tabla 1.4.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Norma			Propiedades Mecánicas			
			$F_y^{(3)}$		$F_u^{(4)}$	
Aceros al Carbono						
NMX ⁽¹⁾	ASTM ⁽²⁾	Grado (Gr.)	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36		250	2,530	400	4,080
B-177	A53	B	240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
		C	315	3,235	425	4,360
			345	3,515	425	4,360
B-200	A501	A	250	2,530	400	4,080
		B	345	3,515	485	4,920
B-099 ⁽⁷⁾	A529	50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
	A992		345	3,515	450	4,570
- B-248 B-248	A1008 ⁽⁶⁾ A1011 ⁽⁶⁾ A1018 ⁽⁶⁾	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	485	4,920
		70	485	4,920	550	5,625
		80	550	5,625	620	6,330
Aceros de Alta Resistencia Resistentes a la Corrosión						
	A618	I y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242	290	2,955	435	4,430	
		315	3,235	460	4,710	
		345	3,515	485	4,920	
	A588 ⁽⁵⁾		345	3,515	485	4,920
B-277	A606 ⁽⁶⁾		345	3,515	485	4,920
	A847		345	3,515	485	4,920
Aceros con Templado y Revenido						
	A514	620	6,330	690	7,030	
		690	7,030	760	7,735	
	A678 ⁽⁸⁾		345	3,515	485	4,920
	A852 ⁽⁸⁾		485	4,920	620	6,330

Anexo A – Esfuerzos de fluencia (F_y y F_u) de aceros estructurales

Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

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)	

Anexo B – Tabla de valores de carga vivas unitarias en edificaciones

CONCRETO		MALLA DE ACERO MÍNIMA RECOMENDADA POR TEMPERATURA SEGÚN EL SDI
ESPE SOR	VOLU MEN	
CMS	M3/M2	
5	0.0816	MALLA 6 * 6 - 10/10 (.61 CM2/MT)
6	0.0916	MALLA 6 * 6 - 10/10 (.61 CM2/MT)
8	0.1116	MALLA 6 * 6 - 10/10 (.61 CM2/MT)
10	0.1316	MALLA 6 * 6 - 8/ 8 (.87 CM2/MT)
12	0.1516	MALLA 6 * 6 - 6/ 6 (1.23 CM2/MT)

Anexo C – Tabla para determinar el volumen de concreto de la losacero

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO:									
CAL.	ESP. ACERO BASE		PESO	PROPIEDADES EFECTIVAS			PROP. SIN REDUCIR		
	PLG.	MM.		IX +	SX +	SX -	IX	SX SUP.	SX INF.
24	0.0239	0.607	6.14	53.09	14.26	15.54	57.79	17.85	18.571
22	0.0299	0.759	7.60	69.54	19.22	20.66	72.31	22.33	23.23
20	0.0359	0.912	9.06	86.34	24.54	26.04	86.81	26.82	27.89
18	0.0478	1.214	11.96	114.63	35.25	36.61	114.63	35.40	36.83

Anexo D – Tabla para determinar las propiedades de la sección de acero

CONCRETO NORMAL, F'C = 200 KG/CM2 , P. VOL. 2400 KG/M3 : N= 9

CALIBRE	ESP. DE CONCRETO	PESO PROPIO	CLARO MÁXIMO SIN APUNTALAR		
			SIMPLE	DOBLE	TRIPLE
PLG.	CMS.	KG/M2	MTS.	MTS.	MTS.
24 0.0239	5	203	1.60	2.14	2.17
	6	227	1.54	2.07	2.09
	8	275	1.44	1.94	1.96
	10	323	1.40	1.83	1.85
	12	371	1.38	1.74	1.76
22 0.0299	5	205	2.17	2.92	2.96
	6	229	2.08	2.81	2.84
	8	277	1.93	2.62	2.65
	10	325	1.87	2.46	2.49
	12	373	1.85	2.33	2.36
20 0.0359	5	206	2.51	3.27	3.38
	6	230	2.41	3.15	3.26
	8	278	2.23	2.94	3.04
	10	326	2.17	2.77	2.86
	12	374	2.13	2.63	2.72
18 0.0478	5	209	3.11	3.86	4.00
	6	233	2.97	3.72	3.84
	8	281	2.75	3.48	3.59
	10	329	2.67	3.27	3.38
	12	377	2.62	3.10	3.21

Anexo E – Tabla del peso propio del concreto

LOSACERO 25 SIN PERNOS CONECTORES

CALIBRE	ESPEJOR DE CONCRETO	SOBRECARGA ADMISIBLE (KG / M2)													
		SEPARACIÓN ENTRE APOYOS EN METROS													
PLG.	CMS.	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00
24 0.0239	5	1,985	1,399	1,183	896	810	648	523							
	6	2,000	1,765	1,306	978	930	745	601	487						
	8	2,000	2,000	1,534	1,489	1,183	950	769	625	509					
	10	2,000	2,000	1,729	1,822	1,450	1,167	947	772	631	515				
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	1,726	1,391	1,130	924	757	620	507			
22 0.0299	5	2,000	2,000	1,604	1,206	1,088	864	690	551	550					
	6	2,000	2,000	1,767	1,312	1,201	945	746	588	634	529				
	8	2,000	2,000	2,000	1,837	1,411	1,088	836	674	613	681	572	480		
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	1,590	1,196	1,444	1,200	1,003	843	709	598	503	
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	1,731	2,000	1,723	1,434	1,201	1,011	853	720	608	513
20 0.0359	5	2,000	2,000	1,990	1,521	1,173	909	677	513	582	474				
	6	2,000	2,000	2,000	1,675	1,277	975	801	675	624	501				
	8	2,000	2,000	2,000	1,957	1,454	1,410	1,113	876	688	653	724	616		
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,594	1,231	943	1,245	1,054	897	765	653	557
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,742	1,311	1,076	1,490	1,264	1,077	920	788	674
18 0.0478	5	2,000	2,000	2,000	2,000	1,653	1,315	1,051	842	673	703	589	493		
	6	2,000	2,000	2,000	2,000	1,830	1,443	1,141	902	765	635	525			
	8	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,674	1,292	1,316	1,071	871	705	667	749	
	10	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,857	1,390	1,488	1,189	944	1,245	1,075	931	808
	12	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	1,982	1,427	1,624	1,269	978	1,494	1,292	1,121	975

Anexo F – Tabla de sobrecarga admisible en losacero