

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Departamento de Ingeniería Civil

TRABAJO DE DIPLOMA

Título del trabajo: Diagnóstico estructural del Hotel Real Hacienda.

Autor: Alejandro Alonso Lima

Tutores: Dr. Ing. Ernesto Chagoyén Méndez.

Rafael Ramírez Díaz.

Santa Clara, Junio, 2019
Copyright©UCLV

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

Academic Department of Civil Engineering

DIPLOMA THESIS

Title: Structural diagnosis of the Hotel Real Hacienda

Author: Alejandro Alonso Lima

Thesis Director: Dr. Ing. Ernesto Chagoyén Méndez.

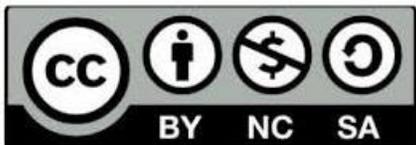
Ing. Rafael Ramírez Díaz.

Santa Clara, June, 2019
Copyright©UCLV

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca Universitaria “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

Atribución- No Comercial- Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830

Teléfonos.: +53 01 42281503-1419

Pensamiento

No guardo rencor al pasado; al contrario, he creído en la necesidad de ir al futuro desde el pasado.

Eusebio Leal.

Dedicatoria

El amor más grande del mundo es el que se demuestra a diario, el que trae la calma en los momentos más difíciles de la vida, y el que te motiva siempre a seguir adelante. Es el que ustedes me han brindado y yo espero devolvérselo a lo largo de mi vida. Gracias por apoyarme incondicionalmente, por amarme sin límites, y por educarme para convertirme en la persona que soy hoy en día.

A: Los tres regalos más grandes que me ha hecho la vida, mi papá Jesús, mi mamá Miosy, y mi hermano Adrián.

Agradecimientos

A mi madre querida: Gracias por regalarme la vida, por tu apoyo, amor y cariño incondicional. Por educarme como lo has hecho y por confiar en mí siempre en la vida. Nunca podré devolverte todo lo que me has dado. Te amo mamá.

A mi padre grandioso: Gracias por guiarme en el camino de la vida, por quererme y enseñarme como ser cada día una mejor persona, por todo tu sacrificio y dedicación, por tu confianza y tu amor eterno. Una vida no me es suficiente para agradecerte todo lo que haces por mí. Te amo papá.

A mi hermano Adrián: Gracias por tu cariño sincero, por tu preocupación constante, por tus momentos de alegría cuando más lo necesitaba y por tu apoyo sin límites. Más que un hermano eres uno de los regalos más hermosos de mi vida. Te quiero mucho tata.

A mi mami Chenda: Aunque te fuiste sin apenas despedirte, gracias por quererme toda tu vida y por hoy ser la estrella que ilumina desde el cielo mi camino. Te quiero mucho abuelita.

A mis abuelos Chero y Anabel: Gracias por su cariño y constante preocupación. Por quererme tanto y brindarme lo mejor de ustedes. Los quiero mucho mis viejitos.

A mi tía Cari: Gracias por ser mi segunda madre. Por cuidar de mí toda la vida y por darme tanto cariño. Por confiar tantas veces y apoyarme siempre, a pesar de los obstáculos que te ha impuesto el destino. Te quiero mucho.

A mi tía Odalys y mi tío Joaquín: Gracias por tanto cariño y por quererme siempre. Por apoyarme y sacrificarse tanto por mí cada día sin importar la distancia. Los quiero mucho.

A mi tía Flor y a Joel: Por ayudarme incondicionalmente cuando más lo necesitaba.

A toda mi familia, mis tías, tíos, primas y primos: por su presencia en mi vida y por demostrarme tanto cariño.

A Viviana y a Félix: Más que amigos los considero mi familia. Gracias por apoyarme siempre.

A Eduardo: Por demostrarme tu amistad verdadera, y por apoyarme en cada momento a pesar de la distancia.

A Laniel: Por tantas noches de estudio y por la amistad que hemos formado en estos 5 años.

A Adrián, Doime, Ovidio, Reinaldo, Juan Carlos, Víctor, Orlandito, Greisi y Roxana: Gracias por tanto apoyo.

A mis tutores Chagoyén y Rafael: Por su ayuda en cada momento.

A Dariel: Por tanta ayuda durante la realización de mi tesis.

A mis amigos y vecinos: Por apoyarme tanto a lo largo de estos años.

Resumen

Resumen

Debido al desarrollo turístico en el cual se encuentra sometido el país, se ha decidido rescatar aquellas edificaciones que muestran valores patrimoniales para convertirlas en modernos y lujosos hoteles. Para ello se necesita realizar los estudios de diagnóstico y patologías a todos estos edificios que cambiarán sus funciones arquitectónicas. El Antiguo Ministerio de Finanzas y Precios forma parte de este conjunto de edificaciones que se pretenden convertir en hoteles. Para ello es importante conocer el estado actual en que se encuentra la edificación. Este trabajo de diploma aborda acerca de la metodología general para los estudios de diagnóstico y patologías de las edificaciones, así como los ensayos de caracterización de los distintos aspectos necesarios para la evaluación del mismo. Además de abordar acerca de la importancia de la utilización de la modelación, como una herramienta más que permite a los especialistas obtener aspectos técnicos para emitir un dictamen final de la edificación.

Palabras Claves: diagnóstico, patologías, ensayos, modelación.

Abstract

Abstract

Due to the tourist development in which the country is subjected, it has been decided to rescue those buildings that show patrimonial values to turn them into modern and luxurious hotels. For this it is necessary to carry out the diagnostic studies and pathologies to all these buildings that will change their architectural functions. The Old Ministry of Finance and Prices is part of this set of buildings that are intended to be converted into hotels. For this it is important to know the current state of the building. This diploma work deals with the general methodology for diagnostic studies and pathologies of buildings, as well as the characterization tests of the different aspects necessary for the evaluation of the same. In addition to addressing the importance of the use of modeling, as a tool that allows specialists to obtain technical aspects to issue a final opinion of the building.

Keywords: diagnosis, pathologies, essays, modeling.

Indice

Indice:

Introducción.....	1
Situación problemática.....	2
Problema científico	2
Objetivo general.....	2
Objetivos específicos.....	2
Objeto de investigación.....	3
Campo de acción	3
Hipótesis de investigación.....	3
Novedad científica.....	3
Aportes	3
Métodos y técnicas empleadas	3
Estructura del Trabajo de Diploma	4
CAPÍTULO I: “Estado del conocimiento sobre la intervención y diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial”	5
I.1. Generalidades	5
I.2. Principios y criterios de los estudios de diagnóstico y patología	6
I.3. Metodología general para la intervención.....	7
I.4. La intervención estructural	9
I.4.1. Auscultación en edificaciones	10
I.4.2. Modelación e instrumentación para el diagnóstico estructural	11
I.4.3. Verificación estructural de estructuras de acero	15
I.5. Patologías en las edificaciones.....	20
I.5.1. Clasificación general de patologías en las edificaciones.....	22
I.5.2. Tipología de las lesiones y agentes causantes.	25
I.5.3. De la sintomatología al diagnóstico. FASE DE ESTUDIO.....	26
I.5.4. La fase diagnóstica. Fase de dictamen.....	26
I.6. Ensayos de caracterización de los diferentes aspectos necesarios.	27
I.6.1. Características de los métodos de prueba	28
I.7. Conclusiones parciales del capítulo	32
Capítulo II: Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural en edificaciones de valor patrimonial.....	33
II.1. Generalidades	33
II.2. Levantamiento de las patologías.....	33
II.2.1. Patologías estructurales.....	34
II.3. Ensayos realizados en edificaciones con valor patrimonial.	40

Indice

II.3.1.	Detección de la distribución de los aceros de refuerzo.	41
II.3.2.	Extracción de testigos y ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en elementos metálicos estructurales.	42
II.3.3.	Extracción de testigos de hormigón y ladrillos cerámicos, y ensayos de compresión axial.	46
II.3.4.	Monitoreo y Prueba de Carga.	52
II.4.	Conclusiones parciales del Capítulo II.	56
Capítulo III: Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.		57
III.1	Generalidades	57
III.2	Levantamiento de la estructura componente de la quinta planta.	59
III.2.1	Uniones	60
III.3.	Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural del quinto nivel de la edificación.	61
III.3.1.	Patologías no estructurales.	62
III.3.2.	Patologías estructurales.	62
III.3.3.	Patologías de los materiales.	62
III.4	Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural del quinto nivel de la edificación.	63
III.4.1.	Extracción de testigos de hormigón y ensayos de compresión axial.	63
III.4.2.	Ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en los aceros de refuerzo de las losas de entrepiso.	66
III.4.3.	Ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en elementos metálicos componentes de la estructura.	67
III.4.4.	Extracción de muestras de ladrillos cerámicos y ensayo a compresión.	68
III.5	Monitoreo y Pruebas de Cargas.	69
III.5.1.	Evaluación del estado estructural a partir de los resultados obtenidos.	73
III.1	Conclusiones parciales del Capítulo III.	76
Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.		78
IV.1	Generalidades	78
IV.2	Modelación de las invariantes planteadas.	79
IV.2.1	Modelación de la Geometría.	80
IV.2.2	Modelación del material.	81
IV.2.3	Modelación de los vínculos y condiciones de apoyo.	82
IV.2.4	Modelación de las cargas.	83
IV.3	Determinación de la capacidad soportante de cada uno de los elementos estructurales componentes de la edificación.	89
IV.3.2	Determinación de la capacidad soportante de las columnas de acero.	93

Indice

IV.3.3	Determinación de la capacidad soportante de las uniones.	95
IV.4	Verificación estructural.	98
IV.4.1.	Verificación en vigas.	98
IV.4.2.	Verificación en columnas ¡Error! Marcador no definido.	
IV.4.3.	Verificación de uniones.	99
IV.4.4.	Verificación estructural de losas.	100
IV.5	Conclusiones parciales del Capítulo IV.	100
	Conclusiones Generales ¡Error! Marcador no definido.	
	Recomendaciones 103	
	Bibliografía y Referencias 104	
	Anexos ¡Error! Marcador no definido.	

Introducción

Introducción

El patrimonio construido es una parte importante del legado cultural de la humanidad ya que muestra su evolución y desarrollo a lo largo del tiempo. Su conservación es importante para mostrar a las nuevas generaciones la historia de la humanidad misma. La concepción actual del patrimonio construido consiste en una aproximación multidireccional que implica la cooperación de varios especialistas. (Álvarez Rodríguez)

El hombre a través del tiempo ha tratado de preservar construcciones y edificaciones que han formado parte de la historia del desarrollo de la humanidad. Muchas desafortunadamente no existen y otras han llegado hasta nuestros días; en la mayoría de los casos podía haberse evitado su destrucción parcial o desaparición. (Delgado Espinosa, 2014)

El centro histórico de La Habana es una zona de alto valor patrimonial que agrupa un conjunto edificatorio representativo de diferentes estilos arquitectónicos y diversas tipologías constructivas, y que por el elevado grado de deterioro que presenta necesita ser rehabilitado de forma integral. Para ello es imprescindible realizar el dictamen técnico y el levantamiento diagnóstico de la estructura de estos inmuebles como paso previo a cualquier intervención. (Álvarez Rodríguez)

Los estudios sobre patología arquitectónica tienen que tener un enfoque totalizador. No basta con estudiar los fenómenos relacionados con los estados de ruina o los aspectos de seguridad ante un posible colapso estructural más o menos inminente; todavía resultaría un enfoque restringido si incluyéramos los defectos de ejecución y deterioros de materiales. Un enfoque general exigiría estudiar, además, los problemas del deterioro ligados al acondicionamiento ambiental, las instalaciones y el equipamiento de las edificaciones. (Tejera Garófalo)

Para llevar a cabo cualquier intervención constructiva de gran magnitud en una edificación o en un conjunto urbano es necesaria, la realización de un proyecto de rehabilitación que sea elaborado sobre la base de un diagnóstico previo que a su vez debe hacerse de la forma más ordenada y minuciosa posible en aras de aprovechar al máximo las potencialidades que ofrece la estructura de la misma, lo que sin lugar a duda repercutirá directamente en la economía del proyecto. (Álvarez Rodríguez 2005)

El diagnóstico busca reconocer la anomalía y discernirla. Al diagnosticar se evalúa si hay, o no, patología, a qué es debida y cuál es la incidencia real de la misma sobre el

Introducción

edificio o parte de él, las características de los materiales que conforman los elementos y su durabilidad.(Tejera Garófalo)

Situación problemática

Como parte del desarrollo turístico de la Ciudad de la Habana se ha decidido rescatar edificaciones patrimoniales para convertirlas en modernos y lujosos hoteles, por lo que es necesario realizar el diagnóstico estructural como parte de los estudios de diagnóstico y patología para conocer la situación actual del edificio, en este caso el Hotel Real Hacienda.

Problema científico

¿Cuáles son las etapas del diagnóstico y verificación estructural en edificaciones de valor patrimonial, cuando se propone un cambio de sus funciones arquitectónicas?

¿Cuál sería el papel de la modelación e instrumentación en el proceso de diagnóstico estructural en su conjunto? ¿Qué le aportan al mismo?

¿Para el edificio caso de estudio, utilizando las herramientas y metodologías planteadas, puede arribarse a una conclusión sobre su aptitud para el cambio de funciones arquitectónicas que se propone?

Objetivo general

Aplicar la metodología general para el diagnóstico y verificación de estructuras, a edificaciones y aplicarla al caso de estudio del Hotel Real Hacienda, derivando del análisis de los resultados obtenidos, las conclusiones y recomendaciones necesarias a tomar en cuenta, para el proyecto de intervención destinado al cambio de uso de la edificación.

Objetivos específicos

1. Establecer el estado del conocimiento sobre la intervención y diagnóstico estructural de edificaciones con valor patrimonial, así como sobre los aspectos relacionados con estos.
2. Adaptar la metodología general para la realización del diagnóstico estructural de edificaciones con valor patrimonial, y evaluar los aspectos que resultan determinantes dentro de ella, en relación con edificaciones.
3. Aplicar dicha metodología al caso de estudio concreto del Hotel Real Hacienda (antiguo Ministerio de Finanzas y Precios), utilizando la modelación e instrumentación, que permitan derivar de la misma, conclusiones y recomendaciones acerca de las acciones y medidas a tomar para llevar a cabo el cambio de función de dicha edificación.

Introducción

Objeto de investigación

La evaluación estructural de edificaciones con valores patrimoniales que cambiarán sus funciones arquitectónicas.

Campo de acción

El diagnóstico estructural para la evaluación de edificaciones con valores patrimoniales que cambiarán sus funciones arquitectónicas.

Hipótesis de investigación

La elaboración de un dictamen que resuma el diagnóstico y la evaluación estructural de una edificación de alto valor patrimonial, que combine acertadamente los aspectos de la modelación y auscultamiento e instrumentación de la edificación, facilita notablemente al proyectista, la toma de decisiones acerca de las distintas soluciones en la elaboración del nuevo proyecto para el cambio de uso de la edificación.

Novedad científica

El empleo de la modelación computacional como herramienta de trabajo, para determinar causas de deterioro en la edificación, así como definir el comportamiento actual de la estructura.

Aportes

En el trabajo de investigación propuesto se evidencian aportes metodológicos, prácticos y económicos, que facilitan la aplicación de las normativas técnicas vigentes, el trabajo futuro de los proyectistas y también contribuye al ahorro económico y de tiempo a la hora de llevar a cabo la inversión.

Métodos y técnicas empleadas

Dentro de los Métodos de nivel teórico, utilizaremos el Método histórico lógico, para el establecimiento del estado actual del conocimiento sobre la intervención y diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial; con el objetivo de identificar las principales patologías presentes en las mismas, sus causas, consecuencias y formas de manifestarse en las edificaciones, para realizar un análisis histórico de las mismas. Así mismo, **la modelación**, para determinar el comportamiento actual de la estructura y arribar a conclusiones técnicas sobre los elementos componentes de la misma.

Dentro de los Métodos de nivel empírico, se utilizará como diseño el **estudio de caso único** en el Hotel Real Hacienda, al cual se le realizará un levantamiento de las características del mismo. Se realizarán distintos ensayos de caracterización de los

Introducción

distintos aspectos, entre ellos el análisis de las características de los materiales y pruebas de cargas para determinar el estado de las losas de entrepisos.

También serán empleados Métodos del nivel matemático estadístico, y dentro de estos, el análisis numérico que permitan realizar comparaciones entre los distintos resultados de los ensayos, y establecer conclusiones sobre el comportamiento real y el modelado computacionalmente.

Estructura del Trabajo de Diploma

Se propone que quede conformad de la siguiente manera:

- Resumen
- Introducción
- Desarrollo

Capítulo I: Estado del conocimiento acerca de la intervención y diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

Capítulo II: Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

Capítulo III: Caso de Estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

Capítulo IV: Caso de Estudio: Modelación y Verificación Estructural.

- Conclusiones.
- Recomendaciones.
- Bibliografía.
- Referencias bibliográficas.
- Anexos.

CAPÍTULO I: “Estado del conocimiento sobre la intervención y diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial”.

Este capítulo trata sobre el estado del conocimiento acerca de los aspectos más generales del diagnóstico estructural, como parte de los estudios de diagnóstico y patología, partiendo de los principios y criterios para la realización de los mismos. Abordaremos aspectos sobre la metodología general para la intervención en edificaciones, el auscultamiento, la instrumentación y la modelación, en la determinación de las causas de los deterioros. Se recogen las patologías presentes en las edificaciones, así como los ensayos de caracterización de los distintos aspectos necesarios durante todo el proceso. Al final del capítulo brindaremos conclusiones parciales sobre dicho estado del conocimiento y sintetizaremos los aspectos más relevantes.

I.1. Generalidades

La detección de un proceso patológico en el mundo profesional suele tener como objetivo su solución, que implica la reparación de la unidad constructiva dañada para devolverle su función constructiva-arquitectónica inicial. De ahí la necesidad del estudio patológico previo a cualquier actuación, estudio que podríamos definir como el análisis exhaustivo del proceso patológico con el objeto de alcanzar las conclusiones que nos permitan proceder a la consiguiente reparación. Para ello dicho análisis debe seguir la línea inversa al proceso yendo a las causas que provocaron las patologías. (Broto, 2005)

Para ello debe ser preciso adoptar un método sistemático de observación y toma de datos y limitar las posibles ideas preconcebidas, es decir limitar la intuición profesional. Por ello y a la vista de los distintos elementos estructurales que pueden componer un edificio y de los diferentes procesos patológicos que pueden afectar su integridad, habrá que analizar las actuaciones que se pueden llevar a cabo para asegurar la permanencia de su funcionamiento constructivo. Para ello se debe realizar un planeamiento general para asegurar que la función constructiva del elemento estructural permanezca inalterada, por lo que se analizarán los siguientes aspectos mostrados en las Figura I.1: (Broto, 2005)

Capacidad resistente	Integridad	Forma	Aspecto
<ul style="list-style-type: none">• Para ver si permanece dentro de los coeficientes de seguridad permisible.	<ul style="list-style-type: none">• Para ver que no sufre roturas.	<ul style="list-style-type: none">• Que no haya sufrido alteraciones que la saque de su directriz inicial.	<ul style="list-style-type: none">• En elementos estructurales vistos, para ver si sigue mostrando la durabilidad adecuada.

Fig. I.1 Aspectos principales a observar en los elementos estructurales. (Broto, 2005)

Mediante una simple observación visual in situ, se pueden obtener bastantes datos, los cuales se complementarán y ampliarán con posteriores análisis. Mediante la observación se detectará el efecto o daño producido en el edificio.

De la lesión, o lesiones que se manifiestan como síntoma de un proceso patológico, a partir de las cuales podemos conocerlos se trata de:

Detectar la lesión: en realidad se suele iniciar el estudio porque se ha detectado una lesión.

Identificar la lesión de que se trate para poder dar los pasos adecuados.

Aislar lesiones y procesos patológicos distintos, con objeto de hacer el seguimiento adecuado para cada caso sobre todo teniendo en cuenta su posible imbricación.

El primer trabajo fundamental cuando nos enfrentamos a un edificio que es necesario restaurar, es la realización de un estudio histórico del mismo para determinar la época de construcción, estilo arquitectónico y tipología utilizada, fases en que se ha realizado, sistema de construcción y de cimentación utilizados, posibles restauraciones y modificaciones realizadas, materiales y dosificaciones utilizadas, origen y fuentes de dichos materiales. Así pues la etapa de observación del proceso patológico es la primera en la que se va desarrollando el estudio y diagnóstico del proceso de identificación de la lesión.(Broto, 2005)

1.2. Principios y criterios de los estudios de diagnóstico y patología

La búsqueda de una metodología precisa que conduzca a una repuesta acertada de la corrosión es un objetivo de investigación en la materia. Los especialistas señalan la importancia de un correcto diagnóstico, existiendo el riesgo de que intervenciones incorrectas reduzcan la durabilidad que tiene la estructura primitiva. Consideraciones de orden técnico y económico determinan las medidas a tomar. La diversidad de procedimientos y productos ofrecidos en el mercado constituyen todavía un amplio

campo de investigación a partir de los fundamentos teóricos y de los resultados obtenidos en los casos que han sido aplicados.(Durar, 1997)

Uno de los métodos de diagnóstico es: Magnetométrico o pasivo, cuando los métodos empleados nos revelan fenómenos físicos en el material estudiado, y termográficos o activos, en los que el método pone de manifiesto una respuesta a un estímulo físico realizado desde el exterior.

No existe un orden prelativo entre los diferentes métodos destinados a establecer las características físicas, químicas y mecánicas de una superficie deteriorada. La elección y orden de esta metodología siempre debe de estar en función de cada caso concreto y de la problemática y requerimientos de la propia degradación.(Durar, 1997)

I.3. Metodología general para la intervención

La inspección de la obra constituye una etapa muy importante en la evaluación y posterior reparación en las estructuras, ya que a través de ellas se obtiene directa o indirectamente la información requerida para la solución del problema. Los procedimientos relacionados con la inspección de una estructura de hormigón armado pueden implicar una labor bastante sencilla en algunos casos o por el contrario una muy ardua en otros, según la complejidad de los problemas, así como dependiendo de la magnitud y naturaleza de la obra, por ello antes de acometer esa actividad debe conformarse un equipo multidisciplinario de trabajo con al menos un especialista en corrosión, uno en estructura y uno en sistemas constructivos.

En la Figura I.2 que se muestra a continuación se muestran las etapas que corresponden a una inspección de una obra

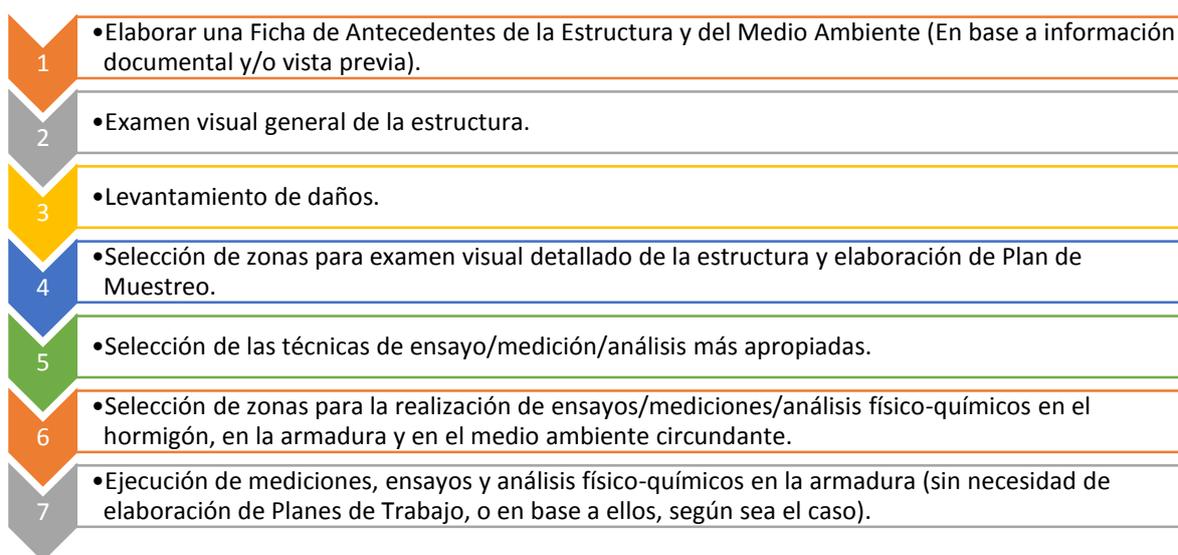


Fig. I.2 Etapas correspondientes a la inspección de una obra. (Durar, 1997)

De acuerdo al tipo y magnitud de la información que se desea obtener se puede hablar de una Inspección Preliminar y de una Inspección Detallada.

La **Inspección Preliminar** permitirá tener una idea general del contexto que rodea a la estructura con problemas. Puede estar sustentada en una visita previa y, de la necesidad de un análisis más profundo para la elaboración del análisis correspondiente, lo cual dependerá principalmente de la complejidad del problema, riesgos involucrados y de la experiencia de la persona involucrada en la evaluación, se procederá a la realización de preparación de actividades de la Inspección Detallada. (Durar, 1997)

Los dos primeros aspectos se consideran obligados en una investigación preliminar, mientras que la realización de ensayos, mediciones y/o análisis físico-químico pueden o no ser realizados en esta etapa, y las otras actividades si se decide que es necesaria una revisión pormenorizada, para la elaboración del diagnóstico y/o con miras a una posterior reparación de la estructura.

La **Inspección Preliminar** permite la elaboración de un diagnóstico en algunos casos y de un Pre-diagnóstico en aquellos más complejos.

En la Inspección Detallada se llevará a cabo los ensayos y mediciones requeridas para obtener datos suficientes, en naturaleza y en número, y confiables, siguiendo los esquemas programados en la Inspección preliminar, que permitan una evaluación acertada del problema y eventualmente definir los sistemas de intervención (pronóstico de vida residual, reparaciones, rehabilitaciones, etc.)

En base a la información obtenida en la etapa de Inspección Preliminar, es posible ya determinar la naturaleza y origen del problema, o bien constituir sólo la etapa previa de un estudio más detallado.

La actividad propia de esta etapa es la elaboración de una ficha de antecedentes de la Estructura y del Medio, la cual debe contener los siguientes elementos. (Durar, 1997)

- a) **Estructura:** se debe procurar recoger la mayor información posible referente a la edad o tiempo de servicio, naturaleza y procedencia de los materiales del hormigón, dosificación y resistencia característica del hormigón, tecnología de fabricación del hormigón, edad de inicio del o los problemas, diagnósticos y/o reparaciones anteriores, niveles de tensiones de los elementos o componentes estructurales, eventuales cambios de uso.
- b) **Medio:** Información que permita caracterizar su agresividad, es fundamental señalar la forma de interacción entre el medio y la estructura afectada,

posteriormente corresponderá al criterio y la experiencia del evaluador al determinar y calificar la intensidad de dicha interacción (de acuerdo a sus efectos), por mencionar un ejemplo.

- c) **Tipo de atmósfera** (predominantemente urbana, rural, marina, industrial, o una combinación de dos o más tipos) y estimación de la presencia de posibles contaminantes, aproximación de los ciclos de condiciones de temperatura, humedad relativa o vientos (o ventilación) atmosféricos o locales.
- d) **Tipos de aguas** (naturales: salobres, dulces, subterráneas, potable; de desecho: tras uso doméstico o industrial, etc.) su composición química o eventual contaminación.
- e) **Naturaleza del terreno o suelo.** (natural o de relleno, ácido o alcalino, resistividad eléctrica, características)
- f) **Presencia de corrientes de interferencia o erráticas** y evaluación de posible contaminación
- g) **Presencia de agentes químicos** (sales utilizadas para deshielo, en plantas industriales, etc.)

1.4. La intervención estructural

Este proceso debe permitir determinar si el proceso se presenta por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales (puntuales). Para ello debe realizarse un examen diferenciado por elementos, registrando los signos aparentes de corrosión (manchas de óxido: color, extensión y curso; fisuras: ubicación, dirección y dimensiones, zonas de desprendimiento del recubrimiento del hormigón con/sin exposición de la armadura, degradación del hormigón, así como cualquier otra seña particular que pudiera constituir un indicativo del algún agente externo.(Durar, 1997)

Es importante elaborar un registro fotográfico amplio que acompañe las observaciones. Además de binoculares, (para acceder a zonas en donde no es posible una observación directa), se debe incluir una cámara fotográfica apropiada como parte del equipo necesario para llevar a cabo la Inspección preliminar.

Si el problema no es de gran complejidad y los evaluadores son experimentados, puede ser suficiente la evaluación hasta aquí obtenida para determinar la(s) causa(s) y elaborar el pre-diagnóstico. Se procederá a la elaboración de croquis/planos con el levantamiento de daños, para proceder a la rehabilitación. (Durar, 1997)

I.4.1. Auscultación en edificaciones

Algunos autores y entidades definen la auscultación al procedimiento por el cual, mediante diferentes sistemas de medidas, se lleva a cabo el control de una estructura o entorno natural y sus posibles deformaciones o movimientos, debido a dos posibles causas:

- La acción del hombre (Ingeniería civil, modificación del entorno, etc.)
- Agentes naturales (meteorológicos, geológicos, etc.)

Para ello las entidades involucradas necesitan medir los movimientos mencionados anteriormente para:

- tomar las decisiones y soluciones si se produce una situación de emergencia.
- tener datos para predecir futuros comportamientos.
- verificar modelos teóricos.
- por seguridad, en las zonas afectadas por una construcción.
- cambios imprevistos en el movimiento que han de ser detectados cuando ocurran.

Los procedimientos a realizar se pueden dividir en dos partes, la primera se divide en los siguientes aspectos:

- Medición.
- Obtención de datos.
- Análisis.
- Acción.

Se necesita medir esos movimientos para tomar las medidas oportunas, decisiones y soluciones si se produce una situación de emergencia.

La segunda parte se divide en los siguientes aspectos:

- Tiempo Real.
- Postproceso.
- Predicción.

Tener datos en Tiempo Real proporciona predicción del comportamiento de un determinado material, una estructura o una zona inestable.

Las aplicaciones de la auscultación en edificaciones son:

- Control de verticalidad
- Riesgos de asentamientos
- Vibraciones, grietas y desplomes

Los edificios nuevos y existentes pueden verse afectados por los movimientos diarios (efectos solares, fuertes lluvias), movimientos a largo plazo (asentamiento) y movimientos dinámicos (resonancia, viento y cargas).

También los edificios antiguos pueden estar deteriorados por el paso del tiempo.

Un sistema de auscultación puede asegurar la integridad estructural de un edificio proporcionando datos de deformación continuos a lo largo de extensos períodos de tiempo. (CMS)

1.4.2. Modelación e instrumentación para el diagnóstico estructural

La modelación se puede definir como:

El método de manejo práctico o teórico de un sistema por medio del cual se estudiará este, pero no como tal, sino por medio de un sistema auxiliar natural o artificial, el cual, desde el punto de vista de los intereses planteados, concuerda con el sistema real que se estudia. Es decir, es el método que opera de forma práctica o teórica con un “objeto”, no de forma directa, sino utilizando cierto sistema intermedio auxiliar (natural o artificial), el cual se encuentra en una determinada correspondencia objetiva con el “objeto” modelado y está en condiciones de sustituir el “objeto” que se estudia, en determinadas etapas de la investigación, permitiendo obtener determinada información susceptible de comprobación experimental (Recarey, 2006), siendo de estricto cumplimiento la existencia de los aspectos identificados en la Figura 1.3:

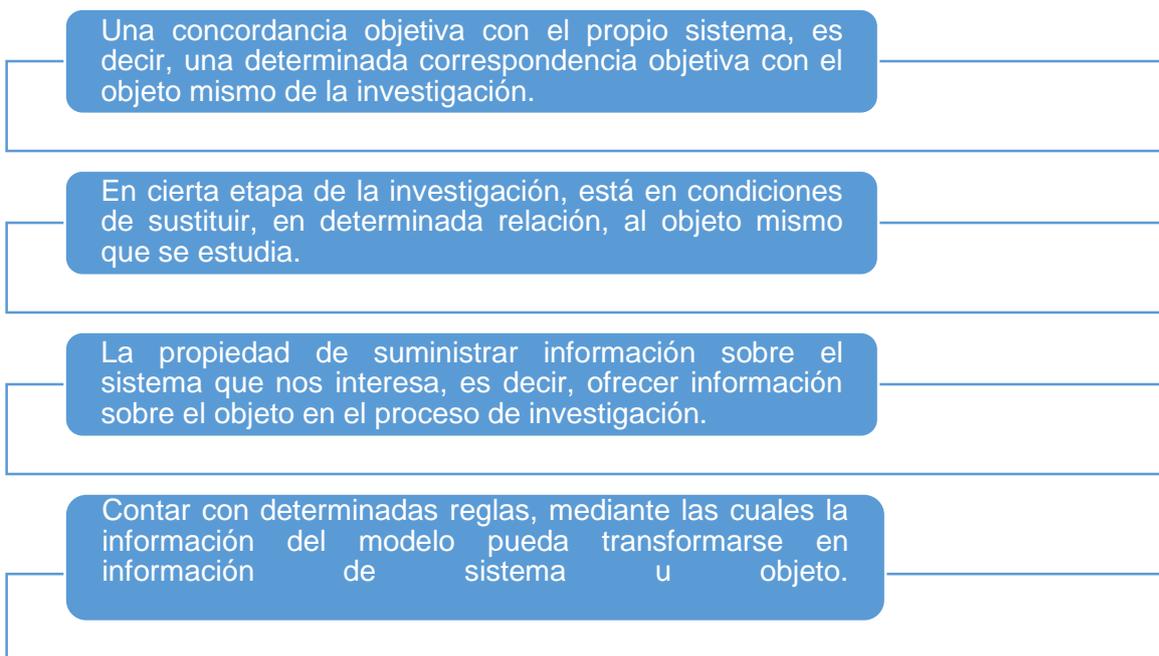


Fig.1.3 Aspectos de estricto cumplimiento para la comprobación experimental. (Recarey, 2006)

El análisis y diseño de las estructuras en las edificaciones requieren un alto grado de certeza en sus cálculos para asegurarse que los resultados de esas etapas se verán reflejados en una construcción segura y que puedes ser utilizada con la confianza que debe representar nuestro medio ambiente.(González Peña, 2017)

Existen diversos programas para el análisis y diseño de las estructuras, que brindan herramientas a los profesionales para obtener resultados gráficos de cualquier objeto de estudio facilitando el trabajo del mismo, aunque es necesario resaltar que a pesar de que mucho de estos programas significan un modelo muy acercado a la realidad no son exactos en su totalidad como los elementos y materiales que estudian. La Figura I.4 muestra los distintos software utilizados para el análisis y diseño de estructuras. Tomado de (Chagoyén Méndez 2014)



Fig. I.4 Software utilizados para el análisis y diseño de estructuras.(Chagoyén Méndez 2014)

El STAAD.pro, es un software de elementos finitos integrados, capaz de calcular toda estructura expuesta a cargas estáticas, esfuerzos dinámicos e interacciones de las estructuras con el terreno. STAAD es la herramienta más utilizada de cálculo y análisis para todo tipo de proyectos, desde torres, plantas, puentes, estadios y estructuras marítimas. El mismo permite un modelado flexible ya que tiene un ambiente gráfico intuitivo que facilita su aprendizaje y utilización. A la misma vez que se ha revolucionado el uso concurrente de las hojas de cálculo, modelador gráfico tipo AUTOCAD, y un lenguaje de texto para la creación del modelo.

El SAP2000, que es una herramienta adecuada para problemas sencillos, lineales, en las que el modelo se puede mallar con una discretización con pocos nodos, En la distribución básica, como tipo de elementos sólo incluye vigas 2D y 3D, barras articuladas y láminas. También las versiones más avanzadas pueden realizar análisis no lineales como plasticidad.

Una comparación entre varios de ellos en **Modelación y Análisis** arroja los siguientes resultados, mostrados en la Tabla I.1, y en la Tabla I.2 se arrojan los resultados de una comparación entre estos software pero en el caso del diseño, ambas fueron tomadas de(Chagoyén Méndez 2014).

Tabla I.1 Comparación entre distintos software en Modelación y Análisis.(Chagoyén Méndez 2014)

No.	Desempeño en análisis.	Staad.pro	SAP2000, ETABS, SAFE	Lira	Robot Millenium	Cype CAD
1	Módulo de Pre/Posprocesameinto Gráfico	x	x	x	x	x
2	Importa/Exporta.dxf	x	x		x	x
3	Análisis NL Geométrico	x	x	x	x	x
4	Análisis NL Material		x	x		
5	Análisis NL secuencia const.		x	x		
6	Análisis por Desempeño (Pushover)	x	x	x		
7	Uso de Plantillas/ Modelos Paramétricos.	x / x	x	x	x	x
8	Biblioteca EF Bending + Membrane	x	x	x	x	x
9	Elementos Sólidos	x	x		x	
10	Elementos GAP, Links, Hooks, etc.		x		x	
11	Módulo de Puentes	x	x			
12	Análisis Dinámico	x	x	x	x	
13	Autogeneración Carga Viento/Sismo	x	x			
14	Autogeneración Carga de Pisos	x	x		x	x
15	Permite unificar desplazamientos de nodos en pisos y dinteles (Master/Slave, Constrains)	x	x			

Tabla I.2 Comparación entre distintos software en Diseño.(Chagoyén Méndez 2014)

No.	Desempeño en diseño	Staad.pro	SAP2000, ETABS, SAFE	Lira	Robot Millenium	Cype CAD
1	Vigas, columnas, losas, muros de corte(H.A)	x	x	x	x	x
2	Vigas, columnas en acero	x	x	x	x	x
3	Conexiones de acero, placa base columna	x	x	x	x	x

Capítulo I Estado del conocimiento sobre la intervención y diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

4	Cimentaciones aisladas, combinadas, etc.		x	x		
5	Muros de contención		x	x		
6	Genera planos	x	x	x	x	
7	Vigas compuestas (Hormigón-acero)	x	x	x	x	x
8	Steel Deck	x	x	x	x	x
9	Mampostería	x	x	x	x	
10	Postesado	x	x		x	x
11	Grupo de pilotes	x		x	x	x
12	Vigas y columnas de madera	x	x	x	x	x
13	Aluminio	x	x			

También existen otros software para la modelación de edificaciones como el MIDAS, destacado por ser un software de tecnología de punta, que considera un nuevo paradigma para el análisis no lineal avanzado y detallado de aplicaciones en ingeniería estructural en ingeniería estructural y civil, incluyendo las estructuras de concreto simple y reforzado, daño y agrietamiento. Midas es la combinación de un poderoso pre/post procesador, destacado por su seguridad y soluciones precisas, está fundado en la experiencia del modelado de geometrías, generación de malla automática, gráficos contemporáneos y tecnologías de análisis. Este software será utilizado para la modelación del edificio que resulta caso de estudio en este trabajo.

Una comparación entre el Staad y el MIDAS en el Análisis arroja los siguientes resultados, mostrados en la Tabla I.3

Tabla I.3 Comparación entre Staad.pro y MIDAS en el Análisis.

No.	Parámetros	Staad.pro	MIDAS
1	Análisis estático: lineal y esfuerzos térmicos		x
2	Análisis dinámico: Vibración libre, respuesta espectral y tiempo historia.	x	x
3	Análisis No Lineal Geométrico: P-Delta, grandes desplazamientos	x	x
4	Boundary No Lineal Análisis: Gap, Hook, amortiguador viscoso elástico, sistema histérico, amortiguador lead rubbe bearing, y péndulo de fricción.		x
5	Análisis de pandeo: Factor de Carga Crítica y Modos de Pandeo.		x
6	Transferencia de calor (Conducción, Convección y Radiación): Análisis de estado estacionario (Steady State), transitorio en el tiempo.		x
7	Análisis por Secuencia de Construcción: Propiedades dependientes del tiempo, grupos de elementos y grupos de carga.		x
8	Análisis Pushover: Distintos tipos de aplicación de carga, generación del espectro de capacidad y demanda.	x	x
9	Cálculo de carga desconocida usando técnicas de optimización.		x
10	Análisis de vigas de acero, reflejando las propiedades de la sección antes y después de ser compuesta.		x
11	Generación de materiales mixtos.		x

En la Figura I.7 se muestran imágenes de estructuras modeladas con el Software MIDAS

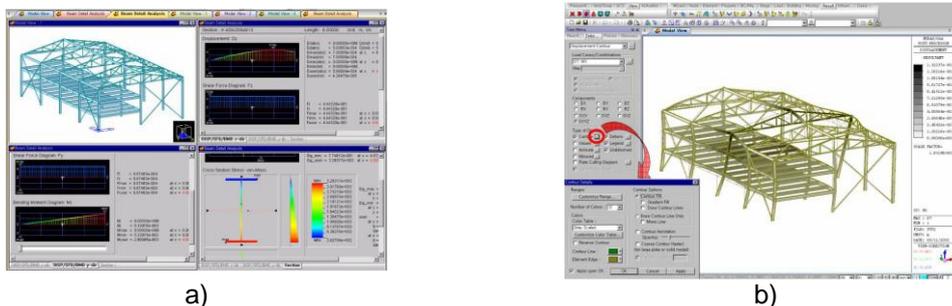


Fig. I.7 Estructuras modeladas en el Software Midas. : Detalles de resultado de vigas b) Contorno de desplazamiento.(Hernández)

A pesar de la existencia de diferentes software para el análisis y diseño estructural mencionados anteriormente el enfoque por invariantes resulta ser una herramienta universal, estas invariantes se muestran a continuación en la Figura I.8 (Chagoyén Méndez 2014):

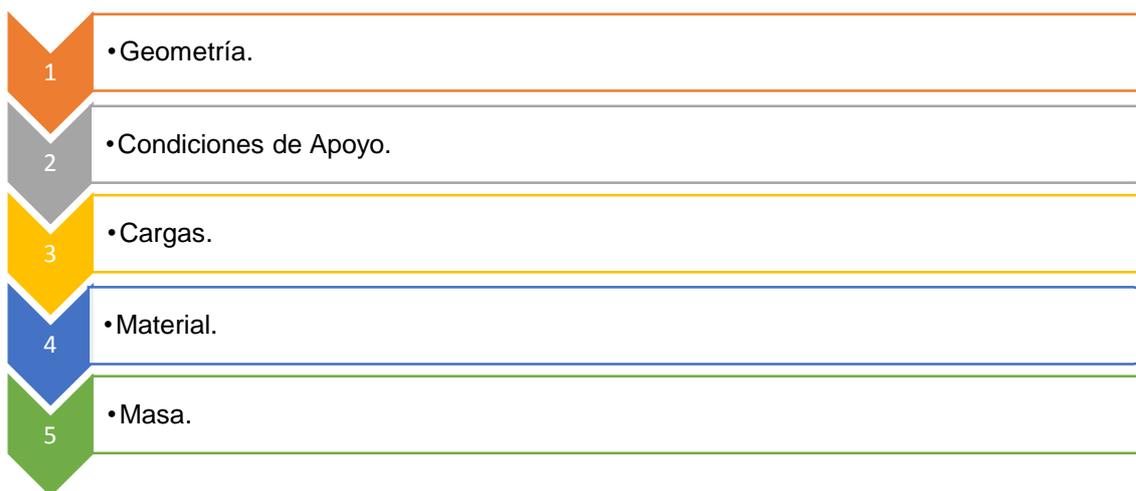


Fig.I.8 Invariantes de la modelación. (Chagoyén Méndez 2014)

I.4.3. Verificación estructural de estructuras de acero

Los edificios de acero son estructuras metálicas fabricadas con este material para el apoyo interno, y comúnmente, aunque no exclusivamente, para el revestimiento exterior. Son utilizados para variedades de propósitos, incluyendo el almacenamiento, espacio para oficinas y viviendas, entre otros. Su uso para construir edificios se inició a comienzos del siglo 20, pero se generalizó después de la Segunda Guerra Mundial, cuando hubo mayor disponibilidad de este material. Los edificios de acero han sido ampliamente aceptados porque se pueden desarrollar estructuras mucho más altas que con el hormigón, situación muy valorada en las grandes ciudades del mundo donde los terrenos son escasos. Como todo empleo tiene ventajas y desventajas.

Entre las ventajas encontramos las mostradas a continuación en la Figura I.9.



Fig. I.9 Ventajas del empleo del acero en estructuras. (McCormac, 2002)

Entre las desventajas encontramos las mostradas a continuación en la Figura I.10.

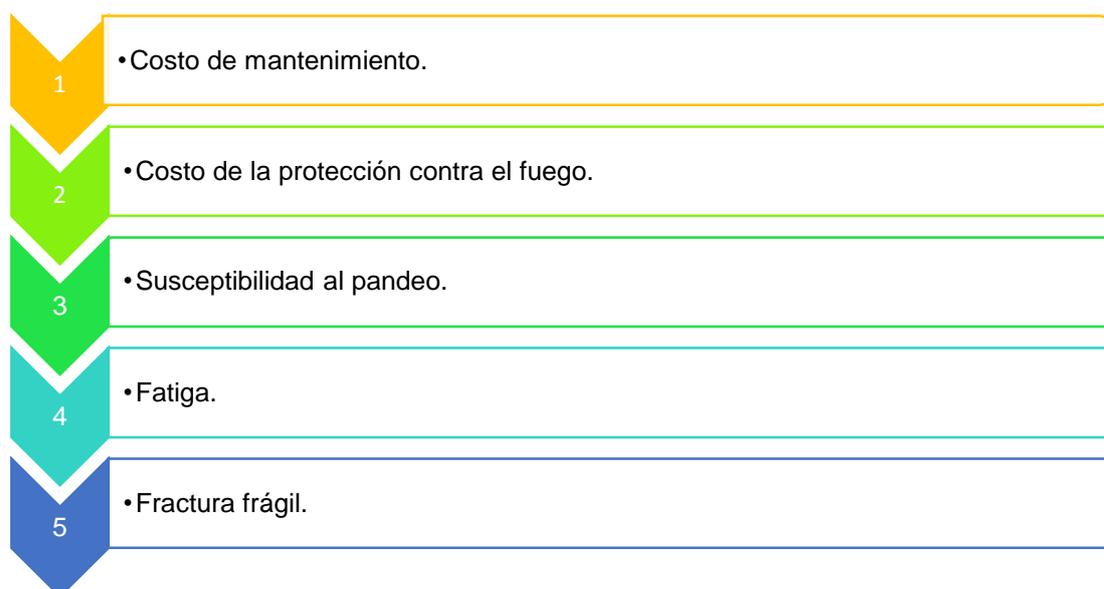
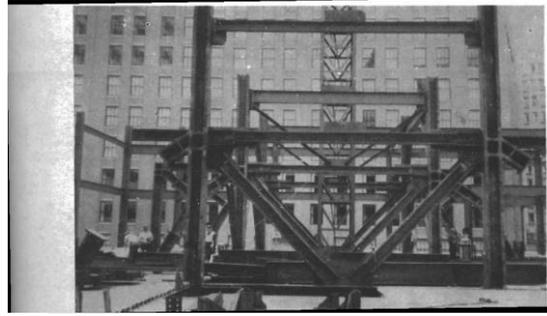


Fig. I.10 Desventajas del empleo del acero en estructuras.(McCormac, 2002)

La Figura I.11 muestra imágenes de estructuras construidas con acero.



a)



b)

Fig. I.11 Estructuras construidas con acero a) Montaje de viga de acero. b) Armadura de transferencia.(McCormac, 2002)

Como toda edificación sufre afectaciones con el paso del tiempo, y debe ser verificada para ver si estas afectaciones han dañado su integridad arquitectónica y estructural. En el proceso de verificación estructural se debe realizar una comprobación en función de los tipos de secciones componentes para identificar los grupos de elementos en que se producen fallos estructurales.

Cuando se realiza la verificación estructural de una edificación se priorizan aspectos como los que se muestran en la Figura I.12.



Fig. I.12 Aspectos priorizados en la verificación estructural de edificaciones.

Luego se debe emitir un dictamen detalladamente con los resultados obtenidos de la verificación, que incluye una evaluación de la condición actual y sugerencias para las reparaciones adecuadas.

Partiendo del análisis patológico preliminar o inicial del estado técnico de la edificación de alto valor patrimonial, se puede establecer un criterio técnico general del grado de conservación o deterioro de cada uno de los elementos o partes constructivas; lo que a su vez posibilita establecer un diagnóstico lo más consecuente posible, dada la magnitud cuantitativa y cualitativa de las patologías y el deterioro. Sobre la base de este análisis es que se debe diferenciar y definir para cada caso y tipo de patología como se realizará el proceso de levantamiento y defectación, aspectos que permitirán definir con claridad el tipo y alcance de la intervención a realizar. (Recarey, 2006)

La primera fase de estudio es la auscultación de las estructuras, o edificación de alto valor patrimonial y el levantamiento preliminar de las patologías, realizándose a su vez la ordenación de las patologías por familias y ejecutándose estudios individuales de las mismas. Esta subdivisión y clasificación tiene un carácter didáctico ya que en la práctica no suelen presentarse aisladamente las patologías, lo normal es que una misma obra o zona se vea afectada por varias familias de patologías al mismo tiempo como es el caso en estudio. (Durar, 1997)

Toda enfermedad de una estructura, o edificación de alto valor patrimonial, sigue un proceso patológico cuyo origen es un mal, que posteriormente evoluciona y se manifiesta a través de un síntoma y que, de no atajarse a tiempo, termina en lesiones. (Recarey, 2006)

Este proceso se representa en la Figura I.13.

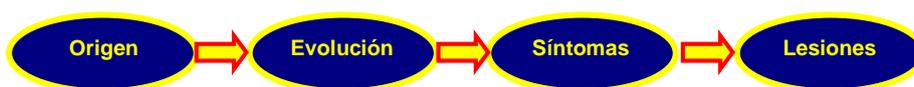


Fig. I.13 Secuencia del Proceso Patológico. (Recarey, 2006)

Aparecidas las patologías, o mejor detectadas aquellas en el proceso de auscultación, levantamiento preliminar y detallado de las estructuras o edificación de alto valor patrimonial, la investigación y sus investigadores se afanan:

- En la patología o en el estudio patológico se debe seguir el proceso inverso del surgimiento de síntomas y lesiones, estudiándose la naturaleza de las enfermedades, es decir, a partir de la lesiones y de los síntomas, tratar de conocer e identificar el origen del mal, como se muestra en la Figura I.14.

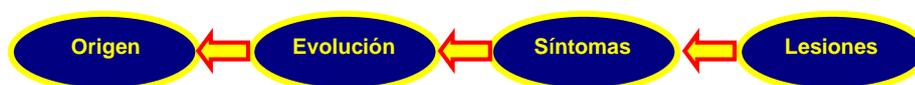


Fig. I.14 Proceso de identificación del origen del mal. (Recarey, 2006)

- Una vez determinadas las causas, calificada y evaluada la enfermedad, lo que es igual, se emite el diagnóstico.
- Por último se aplica el remedio o terapia para su tratamiento. En este último caso en esta investigación se emiten terapias curativas y preventivas. Este proceso se muestra en la Figura I.15.

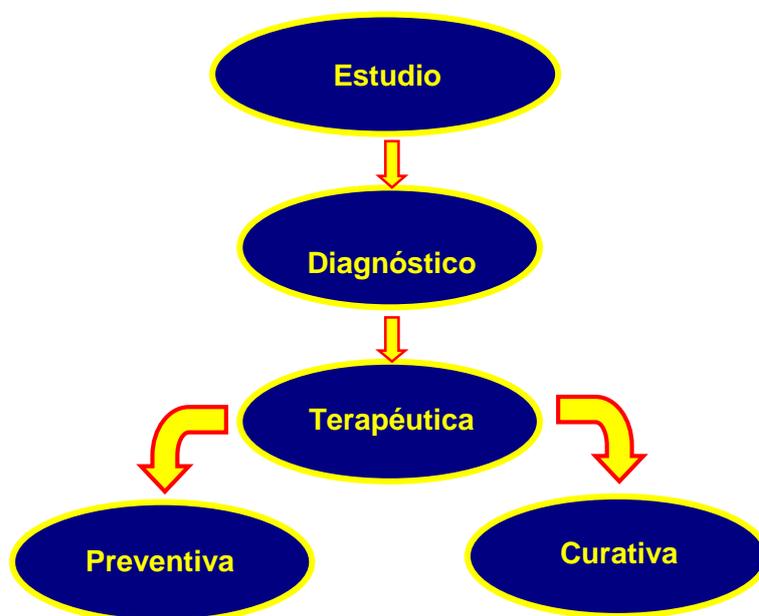


Fig. I.15 Tipo de terapéutica a aplicar. (Recarey, 2006)

La metodología del diagnóstico empleada en el estudio patológico se representa sintética en la Figura I.16 mostrada a continuación.

Este esquema permite a la vista de las lesiones (auscultación preliminar de las estructuras, o edificaciones de alto valor patrimonial) realizar una inspección (auscultación detallada) con el fin de identificar las lesiones, independientes una de otras, determinando su recorrido y caracterizando las mismas. A partir de aquí, se recaba la información previa necesaria (planos, detalles constructivos, usos, reformas, datos meteorológicos, etc.), al tiempo que se obtiene los datos físicos sobre los síntomas (aparición, situación, morfología, extensión, caracterización física, etc.). Posteriormente comienza el pre diagnóstico en el que, a la vista del análisis de la información y de los datos anteriores, se establece las hipótesis que se comprueban a través de ensayos, montaje y monitorio de la estructuras (edificación de alto valor patrimonial), con un sistema de instrumentación, modelación y calibración del modelos (contraposición de sistema de instrumentación y el modelo) y análisis de los resultados. Por último se emite un diagnóstico que ha de afinar el origen o procedencia, evolución o recorrido, sus

manifestaciones o síntomas y finalmente las lesiones. Como trabajo final se realiza el proyecto y ejecución de la restauración. (Recarey, 2006)

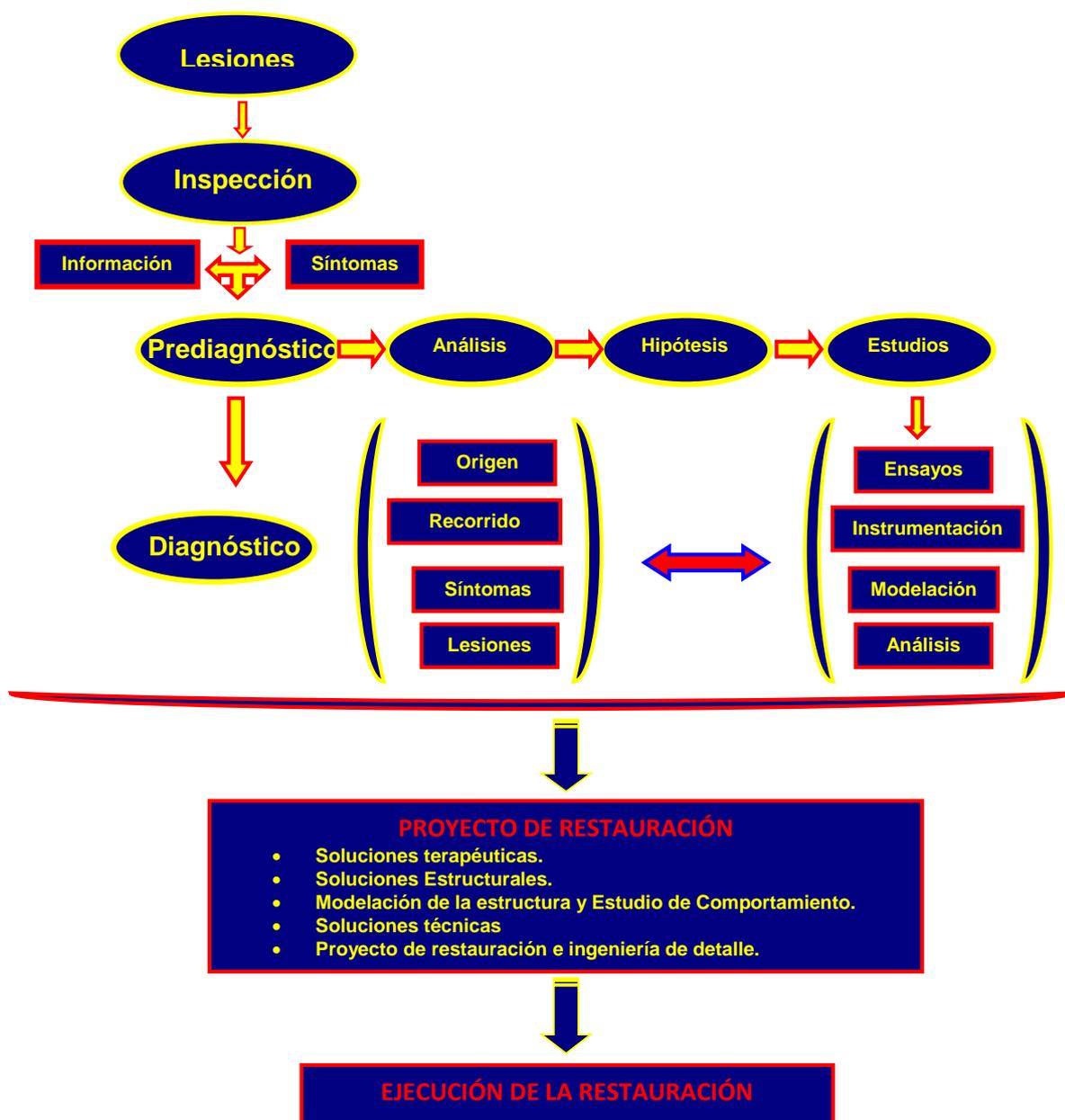


Fig. I.16 Metodología del Diagnóstico empleada en el proceso patológico. (Recarey, 2006)

1.5. Patologías en las edificaciones

La vulnerabilidad de la estructura suele reflejarse a través de las patologías que aparecen en las edificaciones, ocasionando múltiples efectos, desde pequeños daños y molestias para sus ocupantes, hasta grandes fallas que pueden causar el colapso de la edificación o parte de ella. (Astorga, 2009)

La diversidad de patologías que aparecen en las edificaciones es infinita; además de ser un tema muy complejo. Difícilmente se logra determinar con precisión las causas o

motivos que se manifiestan en muchas de las edificaciones; en muchos casos ni siquiera le experiencia de un experto es suficiente para dar una respuesta totalmente certera. Por ejemplo, las causas de aparición de una grieta en una edificación, pueden ser múltiples; algunas veces es posible identificarlas fácilmente, pero en otras no lo es. Una manera sencilla de clasificar las patologías que se presentan en las edificaciones, es subdividiéndolas según sus causas de origen. De acuerdo a esto, las patologías pueden aparecer por tres motivos: Defectos, Daños o Deterioros. (Astorga, 2009)

Las patologías que aparecen por **Defecto**, son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura, son los efectos que surgen en la edificación producto de un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada, o un empleo de materiales deficientes o inapropiados para la obra. Para evitar los defectos en las edificaciones, es necesaria la intervención de personal capacitado y honrado durante la elaboración y ejecución del proyecto. Es decir, estas patologías deben ser evitadas, controladas y corregidas por personas expertas. Un defecto en la edificación, puede traducirse en altas vulnerabilidades, dejando la estructura expuesta a sufrir daños y deterioros de magnitudes incalculables. (Astorga, 2009)

Las patologías causadas por **Daños**, son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los **Daños** pueden ser producto de la ocurrencia de un evento natural, como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros. Pero también pueden aparecer daños en las estructuras causados por el uso inadecuado de las mismas, por ejemplo el caso en el que la edificación es obligada a soportar un peso superior al que fue concebido inicialmente (sobrecarga). Los daños muchas veces son inevitables, pero se pueden disminuir; no podemos impedir que ocurra un evento natural, pero sí podemos hacer que éste no se convierta en un desastre. Se deben concebir estructuras menos vulnerables, evitando los defectos en el diseño, materiales y construcción, seleccionando la ubicación adecuada para la edificación, respetando los criterios de diseño, y muy especialmente, empleando un poco el sentido común. (Astorga, 2009)

Otro origen de las patologías, puede ser el **Deterioro** de la edificación. Las obras generalmente se diseñan para que funcionen durante una vida útil, pero con el transcurrir del tiempo, la estructura va presentando manifestaciones que deben ser atendidas con prontitud. La exposición al medio ambiente, los ciclos continuos de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire, en el entorno; hacen que la estructura se debilite continuamente. Por esta razón es de vital

importancia para las edificaciones, un adecuado y permanente mantenimiento, que ayuda a prevenir el deterioro normal e inevitable causado por el tiempo. (Astorga, 2009)

1.5.1. Clasificación general de patologías en las edificaciones.

Diversos estudios realizados por diferentes entidades del sector de la construcción, han concluido que los daños que surgen en las edificaciones, se deben en mayor medida, a los defectos durante las fases de diseño y construcción del proyecto. Las fases de diseño y construcción son cruciales en la permanencia, durabilidad y conservación de la edificación durante su vida útil, son fases determinantes en el comportamiento de la estructura cuando sea sometida a fuerzas externas, como las impuestas por los sismos, o a cualquier otra carga adicional e imprevista que pueda presentarse, debido a que las fuerzas sísmicas son las que inciden con mayor impacto sobre las estructuras, y son las que han causado mayores daños en edificaciones escolares a nivel mundial. (Astorga, 2009) Se debe entender la patología en la edificación como un fallo en el proceso edificatorio puesto que el resultado no ha sido el correcto, al producirse una diferencia entre lo que se pretendía o esperaba con la construcción y lo que realmente se ha conseguido. El ámbito genérico de los fallos hay que localizarlos en tres grandes períodos del ciclo vital del edificio, como son el diseño y proyecto, la construcción y su puesta en funcionamiento y uso del mismo. Los procesos de deterioro, por otra parte, pueden surgir por disfunciones en un sistema o reacciones viciadas entre sistemas, por involución natural de los productos o por la injerencia de agentes externos imprevistos en el ciclo vital de la edificación. (Rodríguez, 2004)

1.5.1 Etiología en cada fase del proceso

No son muy abundantes los datos estadísticos sobre las fuentes o causas de las patologías en la edificación, pero por los datos que manejan las casas aseguradoras de este tipo de riesgos pueden extraerse las cifras que aparecen en la Fig. I.17.

En base a todo lo expuesto, se puede establecer la Tabla I.1, las fuentes y causas de las patologías de la edificación; donde se registran tanto el momento cronológico del proceso como la causa generadora de la patología correspondiente.

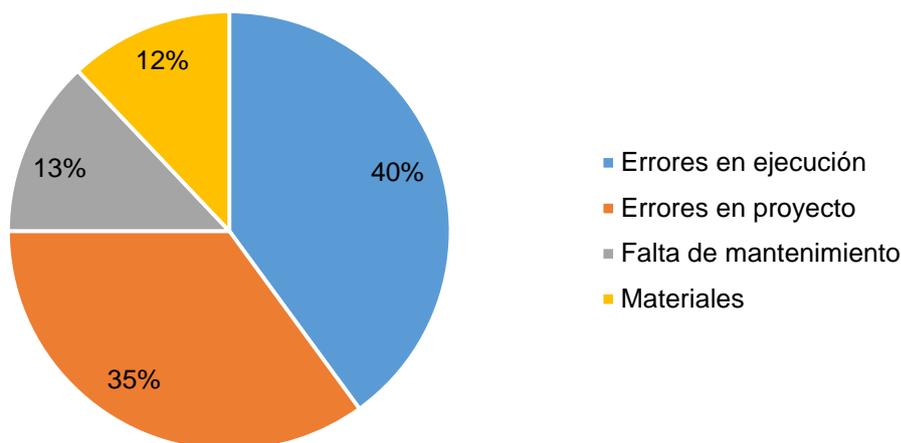


Fig. I.17 Fuentes o Causas de las Patologías en la Edificación.(Rodríguez, 2004)

Tabla I.1 Fuentes y Causas de la Patología en la Edificación (Rodríguez, 2004)

Fase del proceso y fuentes genéricas	Etiología de la patología
Deficiencias contenidas en el proyecto o diseño del proyecto	Inadecuadas soluciones constructivas.
	Errores de dimensionamiento por deficiencias en la hipótesis o sistemas de cálculos de las estructuras o las instalaciones.
	Ausencia o defectuoso diseño de detalles constructivos.
Inadaptación entre el edificio y el terreno sustentante	Cimentación inadecuada por tipología de diseño.
	Cimentación inadecuada por defecto de cálculo.
	Aparición de vías de agua por roturas de conducciones o presencia de nivel freático que alteren las condiciones de terreno.
	Ausencia o defectos de estudio geotécnico.
	Corrosión de armaduras por presencia de sulfatos.
Deficiencias o fallos durante el proceso de ejecución o elaboración del producto	Deficiente puesta en obra del proyecto.
	Alteraciones introducidas en el proyecto, mal resueltas en obra.
	Falta de rigor en la ejecución de elementos fundamentales por las siguientes causas: Empleo de materiales deficientes. Mano de obra poco cualificada.
Daños generados por agentes externos	Ataque de xilófagos.
	Desastres naturales.
	Degradación de estructuras de hormigón, por carbonatación o corrosión de armaduras.

Degradación natural por el envejecimiento de los materiales	Meteorización de fábricas o elementos pétreos en fachadas.
	Flechas y deformaciones en estructuras leñosas.
	Escapes de aguas por defectos en las instalaciones o mal uso de las mismas.
	Presencia de agua proveniente del exterior por filtraciones, capilaridad, evaporación, etc.
	Defectos en general generados por el mal uso o la falta de mantenimiento.
Degradación por el mal uso o falta de mantenimiento	Falta de revisiones preventivas del uso y mantenimiento de las instalaciones.
	Falta de revisiones preventivas del uso y mantenimiento de las instalaciones.
	No reparar inmediatamente lesiones o fallas que acaban degenerando el elemento acabado.

Es relevante la interrelación e interacción entre las fuentes de las lesiones en cada una de las fases del proceso, no pudiendo aislar solamente una de ellas o pudiéndolo hacer en pocas ocasiones. Otro tanto se puede decir en cuanto a las causas genéricas responsables de las mismas, aunque suele darse una predominante sobre las otras, en la mayoría de las ocasiones, las causas básicas donde podemos encontrar la etiología de las patologías de la edificación se pueden encuadrar en las tres que se muestran a continuación:

- Presencia de agua en todas sus manifestaciones
- Movimiento de los materiales o los sistemas
- Acciones físicas, químicas o biológicas.

En la tabla I.2 se pormenorizan las causas específicas que corresponden a cada una de estas causas genéricas, así como el agente causante de su origen y la forma de manifestarse. (Rodríguez, 2004)

Tabla I.2 Causas específicas, agentes causantes y forma de manifestarse. (Rodríguez, 2004)

Causa Genérica	Causas Específicas	
	Origen	Forma de manifestarse
Presencia de agua	<ul style="list-style-type: none"> • Proveniente del exterior. • Lluvia, nieve, etc. • Terreno • Proveniente de instalaciones. • Proveniente proceso constructivo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Condensaciones • Capilaridad • Filtraciones • Derramamientos
Movimiento en los materiales	<ul style="list-style-type: none"> • Movimiento del terreno o variaciones de sus características. • Variaciones de las cargas estructurales. • Vibraciones exteriores o dentro del edificio. • Variaciones dimensionales de los materiales por diversas causas: <ul style="list-style-type: none"> ○ Diferencias térmicas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas y fisuras de diferentes tipologías.

	<ul style="list-style-type: none"> ○ Diferencias higrotérmicas ○ Procesos físicos de deformaciones y flexiones. 	
Procesos físicos, químicos y biológicos.	<ul style="list-style-type: none"> • Radiaciones solares. • Procesos químicos de carbonatación y/o sulfatación • Procesos químicos por presencia de humedades. • Presencia de sales en materiales. • Procesos biológicos por presencia de xilófagos, hongos, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> • Decoloraciones o descomposición de materiales de revestimiento. • Corrosión de armaduras y degradación del hormigón. • Oxidaciones, descomposición de materiales. • Exfoliaciones y degradaciones de materiales. • Pudriciones elementos leñosos

1.5.2 Tipología de las lesiones y agentes causantes.

En la Tabla I.3, referenciada por (Rodríguez, 2004), a partir de la publicación "En torno a la inspección técnica de edificios" de Ignacio García Casas e Igor Yáñez Velazco, editada por el Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid, se sintetizan las tipologías de las lesiones más frecuentes y la sintomatología que nos puede ayudar a su detección y el diagnóstico del agente causante, independientemente del origen de las causas que la producen y el momento procesal en las que se han producido. (Rodríguez, 2004)

Tabla I.3 Tipologías de las lesiones y agentes causantes. (Rodríguez, 2004)

TIPOLOGÍA DE LA LESIÓN	SINTOMATOLOGÍA	AGENTES PATOLÓGICOS
Físicas	Humedad	Presencia de agua.
	Erosión física	Condiciones atmosféricas.
	Suciedad	Excrementos animales.
MECÁNICAS	Deformaciones	Cargas y sobrecargas
		Incremento esbeltez
	Agrietamientos	Fallo de sustentación.
		Dilataciones
	Fisuraciones	Dilataciones
		Retracciones
	Desprendimientos	Mala ejecución
Acción del viento.		
QUÍMICAS	Disgregación o disolución	Contaminantes ambientales
	Oxidación	Presencia de agua
		Disolución de sales
	Explosión-Combustión	Presencia de llamas
	Meteorización	Temperatura
Proceso involutivo		
ELECTROQUÍMICAS	Corrosión	Presencia de agua.
		Mala ejecución.
BIOLÓGICAS	Pudrición parda	Presencia de hongos.
	Pudrición blanca	Presencia de xilófagos.

1.5.3 De la sintomatología al diagnóstico. FASE DE ESTUDIO.

En esta fase se trata de examinar organolépticamente o con el auxilio de instrumentos que nos ayuden al análisis. La patología presentada para establecer los siguientes parámetros. (Astorga, 2009)

- Detección de la lesión, anomalía de funcionamiento o patología de la forma más inmediata posible a su aparición, para evitar daños continuados o acciones que pudiesen agravarse en el tiempo.
- Acotación del área de influencia del problema determinando el elemento o sistema constructivo afectado y delimitando la zona o zonas del edificio que se encuentren afectadas.
- Análisis detallado de la lesión para establecer la etiología o fuente de la lesión. Para este análisis nos basaremos en la sintomatología que nos presente la lesión. El síntoma es el signo vivo y visible de un proceso patológico que nos permite la detección y nos ayuda en la lectura de la lesión.

El signo es cualquier variación perceptible del estado original del edificio, como variación de las expresiones constructivas o patológicas acaecidas en el mismo y pueden distinguirse las siguientes tipologías. (Rodríguez, 2004)

Tabla I.4 Tipologías de signos. (Rodríguez, 2004)

TIPOS DE SIGNO	
DISTINGUIBLES	Elemento externo o aéreo dl edificio
OCULTOS	Espacios no accesibles visualmente
VIVOS	Con variaciones en curso que se dan en la revisión
MUERTOS O APAGADOS	Alteraciones consolidadas y estabilizadas sin variación temporal
NATURALES	Comportamiento lógico del elemento o sistema constructivo por el paso del tiempo
PROVOCADOS	Producido de forma anómala y no relacionado con el correcto funcionamiento del elemento

1.5.4 La fase diagnóstica. Fase de dictamen.

En esta fase efectuaremos el diagnóstico del tipo de lesión y clasificación de la importancia que pueda tener los efectos de la gravedad de la repercusión sobre el edificio. Es evidente que si todas las actuaciones del proceso patológico, que hemos venido estudiando, tienen su importancia, sin duda el momento especialmente delicado del proceso es aquel en que basados en el reconocimiento del problema y tras sus análisis emitimos nuestro diagnóstico sobre las causas que lo generan y los agentes implicados en el mismo. Es la fase del proceso que conocemos como diagnóstico o dictamen del problema.

Un error o incorrecta apreciación del problema en cualquiera de sus aspectos puede condicionar el resto del proceso e invalidar en todo o en parte las actuaciones posteriores, con lo que no solo no habremos solucionado el problema, sino que habremos perdido el tiempo y el dinero. Dentro de la fase diagnóstica se han de establecer dos parámetros, resultado de la interpretación de la sintomatología:

- a) Determinar la etiología del problema en cuanto a la causa específica que lo ha causado y el agente que lo genera así como establecer la fase del proceso en la que se ha fraguado su origen, mediante la elaboración de una hipótesis diagnóstica. Para corroborar y afianzar esta hipótesis se deben emplear, en virtud de la trascendencia de la patología que se esté estudiando, las pruebas diagnósticas o ensayos que nos permitan su validación.
- b) Clasificar el nivel de gravedad de la lesión que será la última parte de la fase diagnóstica y equivalente en importancia, en cuanto a posibles repercusiones posteriores, que la elaboración de la hipótesis en cuanto a las causas y agentes de la patología estudiada, La clasificación que se plantea es válida para cualquier elemento aislado, sistema constructivo o parte del edificio y puede responder a los siguientes niveles:
 - **ESTADO DE CONFIANZA.** Puede considerarse cuando después del análisis de la patología de que se trate y emitida la hipótesis con el diagnóstico correspondiente, no se aprecien situaciones de ningún tipo de riesgos ni para el elemento en cuestión afectado ni para el edificio.
 - **ESTADO DE PRECARIEDAD.** Se establece cuando se detectan carencias en el sistema que disminuyen las garantías de seguridad por debajo de un nivel considerado adecuado, pero sin llegar a poner en peligro la estabilidad del sistema constructivo o del edificio y por lo tanto su funcionabilidad y habitabilidad.
 - **ESTADO DE PELIGRO.** De las deficiencias detectadas se puede deducir que es insuficiente para soportar las acciones a que puede verse sometida en su utilización normal, tales como sobrecargas de uso o acciones naturales como viento, etc.
 - **ESTADO DE RUINA FÍSICA.** Se produce debido a cuando la gravedad de las patologías, el edificio pierde su integridad como tal y como consecuencia sus condiciones básicas. (Rodríguez, 2004)

I.6. Ensayos de caracterización de los diferentes aspectos necesarios.

La patología de las estructuras de concreto es uno de los temas que más se ha estudiado durante los últimos años. Las evaluaciones de las estructuras que han sufrido algún siniestro, un cambio de uso o destino, o cuyo concreto tiene una resistencia incierta se presentan con mucha frecuencia. En estos casos, la estimación de la calidad

y la seguridad de servicio que la estructura puede seguir brindando a los usuarios no está necesariamente ligada, única y de manera exclusiva a la resistencia a compresión del concreto y por ello se requieren las evaluaciones, tanto del concreto como de los elementos estructurales a través de las llamadas pruebas no destructivas, las cuales hoy en día se han convertido en una alternativa importante para establecer los parámetros de la seguridad estructural de las obras civiles en general. (Dámazo Juárez, 2008)

Las ventajas de los ensayos no destructivos, que el ACI 228.2 define como aquellas pruebas que no causan daño estructural significativo en el concreto, radican en su relativa simplicidad, rapidez y en la posibilidad de realizar un gran número de determinaciones sobre la estructura sin alterar su resistencia y funcionalidad a un relativo bajo costo. De esta manera es factible evaluar la homogeneidad de la misma sin comprometer su integridad, como sí sucede cuando, eventualmente, en casos muy particulares la aplicación de las pruebas destructivas son una opción necesaria. Existen diferentes pruebas no destructivas, con aplicaciones distintas, por lo que se debe establecer una clara diferencia para conocer en qué casos debe hacerse una u otra y lo que se puede esperar de cada una. Algunas de las condiciones que hace necesario al aplicar las pruebas no destructivas se suscitan cuando en obra los cilindros de prueba no dieron los resultados satisfactorios y su evaluación estadística deja duda en ciertos elementos críticos de la estructura, o el que las condiciones en que se tuvieron los cilindros en campo no fueron las adecuadas en tiempo y forma, o simplemente para determinar la oportunidad para el descimbrado o postensado o las malas prácticas de colocación, vibrado o curado del concreto. (Dámazo Juárez, 2008)

1.6.1. Características de los métodos de prueba

Los ensayos o pruebas no destructivas nos ayudarán a hacer un diagnóstico rápido y confiable sobre el estado que guarda una estructura y sus materiales componentes, así como lo que podamos esperar de ésta ante solicitudes futuras. Por tanto, es necesario conocer:

- a) Los métodos de ensayo más comunes, sus aplicaciones y sus alcances.
- b) Su eficacia y alcances relativos.
- c) Los costos de las diversas pruebas.
- d) Qué aplicación tiene cada método.
- e) Cuando no es aplicable ningún método

1. Absolutamente no destructivas: dentro de estas pruebas, pudiéramos mencionar:

- *La inspección visual.* Usualmente es el primer paso. No requiere de equipo especializado, pero sí de personal con experiencia y conocimientos de construcción,

materiales e ingeniería estructural. Bien realizada puede arrojar información que lleve a identificar las causas de los daños observados. Sus resultados son subjetivos. Es muy conveniente elaborar un plan previo. Su costo es mínimo. No se cuenta con una normativa, aunque sí guías para su ejecución (ACI-201.1, ACI-207.3).

- *Medición de grietas*, Complementa la inspección visual. Da una mejor definición en las zonas problemáticas detectadas en la inspección visual. Hay en el mercado micras y aparatos para medir el espesor y la profundidad de las grietas de manera aproximada. Otros dispositivos hechos con fibra óptica iluminan los fondos de las grietas para observarlos de manera amplificada.

También, hay dispositivos para medir el cambio en el espesor de las grietas en el tiempo (testigos). Es útil para definir posibles daños o efectos de los agrietamientos. No se dispone de una normativa para ésta y sus resultados son poco precisos. Permite establecer las probables causas de los agrietamientos, dimensiones, su ubicación, patrones y dirección. Su costo es mínimo.

- *El esclerómetro o martillo de rebote*. Prueba comparativa. Requiere de equipo especial y de personal capacitado, así como de una correlación ya sea con superficies adyacentes o similares o concretos testigos. Debe aplicarse en superficies sanas, lisas, limpias y sin recubrimiento. Su precisión es baja por lo que se maneja una alta incertidumbre. El resultado puede variar por muchas razones, como son la humedad, el curado, TMA, etc. Útil para detectar transiciones o cambios en el comportamiento del concreto. Excelente para determinar zonas para realizar otro tipo de pruebas como la extracción de corazones. Norma ASTM C- 805-02. Tiene un bajo costo de ejecución.

- *Velocidad de transmisión de ultrasonido*. Consiste en medir la velocidad de transmisión de una onda de ultrasonido a través de la masa de concreto. Requiere equipo especializado y personal capacitado. Es una prueba rápida y fácil de ejecutar. Hay una correlación más o menos confiable con la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad y masa. Sin embargo, no es muy sensible a la ganancia de resistencia, ni al desarrollo de madurez del concreto. Se ve afectada en su resultado con la presencia de huecos o burbujas, grietas, acero de refuerzo e instalaciones o elementos metálicos embebidos en el concreto ensayado. De aplicación normal en el medio es un ensaye relativamente económico. Útil para identificar grietas y vacíos en el concreto. Norma ASTM C-597-02.

- *Detección del acero de refuerzo e instalaciones*. Una prueba sencilla, pero requiere de equipo especializado y de personal capacitado para su ejecución. Es muy útil para localizar el acero de refuerzo como apoyo a otro tipo de ensayos como la extracción de

corazones, y la determinación del índice de rebote y ultrasonido, pues permite ubicar los equipos de estas pruebas en zonas libres de acero o instalaciones. Útil para determinar diámetros de los elementos de refuerzo y los espesores de recubrimiento. Prueba relativamente económica y complementaria para otros ensayos no destructivos. Sus resultados tienen alto grado de incertidumbre. No hay norma para su ejecución.

- *Medición de la madurez del concreto.* Esta prueba cuantifica la relación madurez resistencia en el concreto fresco y endurecido, así como el ritmo de endurecimiento o de adquisición de madurez (temperatura histórica). Requiere de personal con experiencia en su aplicación, equipo especial y muestras previas de los concretos a evaluar. Es muy importante verificar los resultados con cilindros estándar. Arroja buenos resultados, pero no es aceptada universalmente en el medio. Es un ensayo caro. Norma ASTM C-1074-98.

- *Prueba de rayos X, detección de ubicación y dimensiones del acero de refuerzo.*

2. Pruebas con mínimo efecto destructivo: en este grupo estarían:

- *Resistencia del concreto a la penetración.* Pistola de Windsor. Requiere de equipo especial, así como de personal capacitado y entrenado. Norma ASTM C-803-03. Consiste en lanzar tres elementos metálicos impulsados por la carga determinada de pólvora con una pistola. La determinación de la calidad del concreto está en función de la longitud promedio que los insertos penetren en el concreto midiendo la parte externa de estos usando una placa triangular.

- *Extracción de insertos.* Prueba de poco uso. Requiere de equipo especial y de personal capacitado. Debe ser planeada antes de la colocación del concreto, pues consiste en dejar ahogados en el concreto, insertos metálicos parecidos a un hongo con una perforación roscada. Al llegar la edad de determinación de la resistencia se extrae el inserto usando un gato hidráulico que cuenta con dispositivos especiales de anclaje y medición de la fuerza de extracción ejercida para extraer el inserto. La resistencia del concreto estará en función de la presión requerida para extraer el inserto. Esta prueba se ve limitada a elementos en proceso de colado. Se acepta colocar los insertos en el concreto fresco, pero se deben tener ciertas precauciones para no afectar la calidad del concreto adyacente. Norma ASTM C-900-01.

- *Análisis petrográficos de concreto endurecido.* Se requieren trozos del concreto a evaluar, equipo especializado, personal con experiencia y capacitación.

Prueba relativamente cara dada la preparación de las muestras. Genera cierto daño en el elemento, pues deben tomarse trozos del concreto en cuestión. Prueba muy útil para conocer múltiples datos del concreto como el contenido de aire, la falta de curado, de vibrado, presencia o ausencia de algunos materiales componentes del concreto como,

puzolana, humo de sílice, etc., distribución del cemento en el concreto, así como sus posibles efectos nocivos al concreto. Se rige por la Norma ASTM C-856-04.

3. Pruebas ligeramente destructivas: incluyen:

- *Extracción de núcleos y/o vigas*, determinación de la densidad y humedad del concreto, de la adherencia, de la carbonatación, de la corrosión y de la permeabilidad. Prueba relativamente económica, requiere de equipo y de personal capacitado. Se extrae un mínimo de tres núcleos por cada zona a evaluar.

4. Pruebas que pueden ser destructivas.

- *Pruebas de carga y deformación:* requiere de personal capacitado y equipo especializado. La prueba consiste en cargar el elemento a evaluar con 85% de la carga de diseño. La carga se aplica en fracciones de 25% y se toman lecturas de deformación en cada etapa y la final. El elemento se deja cargado 24 horas y se mide de nuevo la deformación. Se descarga y se mide la recuperación del elemento, volviéndose a determinar la deformación a las 24 horas de descargado. Si el elemento se recupera a 75% o más de la deformación total y no se aprecian daños, agrietamientos, desprendimiento de concreto o fallas en el mismo, se da por concluida la prueba. Si la recuperación no llega a 75% se esperan 72 horas para medir la recuperación. No hay una norma específica. Se ofrecen guías para su ejecución en el ACI-318-05. Ensayo caro. (Dámazo Juárez, 2008)

El empleo de Ensayos no destructivos (END) en el estudio de estructuras de hormigón, está cada vez más difundido; esencialmente, porque normalmente, el grado de afectación al funcionamiento de las mismas, es mínimo. Esto es muy importante, por ejemplo en los puentes o estructuras industriales, donde el dejarla fuera de servicio puede tener importantes repercusiones económicas y/o sociales. (Ortega)

A continuación se muestran algunos END.

- a) *Ultrasonidos:* Entre otros usos, se les emplea para determinar la homogeneidad de hormigón.
- b) *Esclerometría:* Se le emplea para establecer la resistencia superficial del hormigón a partir de un índice de Rebote. Pese a ser el END más difundido en la Ingeniería Civil, la calidad de sus resultados es relativa, debido a diversos motivos, entre otros: cuando el hormigón se carbonata (endureciéndose superficialmente) o la pieza de estudio está sometida a cargas importantes (por ejemplo: columnas del primer piso del edificio) dan valores superiores a los reales. No obstante en combinación con ultrasonidos, tiene una potencialidad importante.
- c) *Potenciales de Corrosión:* Permiten establecer el avance del proceso corrosivo en las armaduras metálicas ubicadas dentro del hormigón.

- d) *Frecuencias naturales de Vibración*: este parámetro es buen indicador del grado de deterioro que posee un elemento. (Ortega)

I.7. Conclusiones parciales del capítulo

De los aspectos tratados en el capítulo, se puede concluir que es muy importante la relación entre los aspectos teóricos y técnico-prácticos durante los estudios para la intervención en las edificaciones. Con una buena organización orientada a la obtención de la información y la comunicación requerida, en las etapas de inspección, ensayos, instrumentación, modelación y verificación como pasos esenciales, se logra un pronóstico adecuado y conclusivo para la intervención.

Para intervenir en una edificación es necesario conocer los antecedentes históricos de la misma, realizar una observación directa del deterioro del material y daño de la estructura, para obtener datos cualitativos. La experiencia adquirida en investigaciones previas en otras edificaciones, nos pueden ayudar a la hora de elegir las secuencias a seguir, estudios a realizar y decisiones a tomar durante el proceso.

Es preciso realizar distintos tipos de ensayos con o sin instrumentación, para conocer el estado de la edificación que resulta caso de estudio. Estos ensayos pueden clasificarse en dos grupos: Ensayos Destructivos (ED) y Ensayos no Destructivos (END).

En las edificaciones podemos encontrar distintas patologías agrupadas en tres grupos: Patologías Estructurales, Patologías no Estructurales, y Patologías de los Materiales. Estas surgen por distintas causa como pueden ser las humedades, los fenómenos meteorológicos como (ciclones, lluvia, etc.). El peso propio de la estructura, y las cargas de uso, así como la degradación de los materiales producto del envejecimiento de los mismos, influyen notablemente en la aparición de patologías.

La modelación es una herramienta fundamental para realizar el diagnóstico estructural de edificaciones, que se potencia cuando se combina con la instrumentación, permitiendo elaborar modelos mecánicos calibrados de las estructuras, lo cual facilita el pronóstico del comportamiento de las mismas. Existen diversos software que facilitan el trabajo del ingeniero, y le permiten develar los rasgos de la respuesta estructural de las edificaciones.

Capítulo II: Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural en edificaciones de valor patrimonial.

En este capítulo se realiza una breve descripción de los ensayos requeridos para el diagnóstico estructural de las edificaciones con valor patrimonial. Se especifica detalladamente la utilidad de cada ensayo, la forma de realizarse y así como los resultados que esperamos con la realización de los mismos y se referencian las normas vigentes que certifican cada uno de estos ensayos.

II.1. Generalidades

Para realizar el diagnóstico estructural de edificaciones con valor patrimonial se debe realizar el levantamiento de la estructura comenzando por la inspección visual. Esta inspección tiene como objetivo fundamental evaluar preliminarmente el estado estructural de la edificación, por lo que se debe visitar todos los locales que componen a la misma.

Mediante el levantamiento de la estructura se determina la forma y las dimensiones actuales de la estructura soportante, para obtener su geometría con el mayor grado de precisión posible, además de determinar la naturaleza de los materiales que la componen. Para ello se emplean diferentes técnicas y equipamientos que garantizan a partir de levantamientos planimétricos, altimétricos y volumétricos la realización de maquetas virtuales que posibilitan una mejor comprensión de los elementos que componen la edificación y sirven de base para la modelación estructural.

II.2. Levantamiento de las patologías

Este levantamiento permite detectar, clasificar y cuantificar los deterioros presentes en la estructura. Las afectaciones que se pueden detectar en las edificaciones con valor patrimonial, en muchas ocasiones están asociadas a las patologías típicas de la degradación de los materiales, tales como el acero y las relativas al comportamiento estructural. En la Figura II.1 se definen los tipos de patologías que presentan las edificaciones:



Fig. II.1 Patologías presentes en las edificaciones. (Fuentes Figueroa, 2019)

II.2.1. Patologías estructurales.

Son aquellas lesiones originadas por un comportamiento inadecuado de la estructura y que de forma general son provocadas por deficiencias de proyecto o de la ejecución. Estas patologías en el hormigón se manifiestan por medio de fisuras, grietas, deformaciones excesivas, etc. En el acero se manifiestan como alabeos, aplastamientos, pandeos y estiramiento de los perfiles metálicos o de los elementos de la unión.

II.2.1.1. Grietas y Fisuras.

Las grietas son aberturas longitudinales que afectan a todo el espesor de un elemento constructivo, estructural o de cerramiento; mientras que las fisuras son aberturas que solo afectan a la superficie o acabado superficial superpuesto de un elemento constructivo. Están estrechamente vinculadas a la tensión invariante a la que están sometidas las estructuras, la que tarde o temprano se manifiesta de forma visible o no. Después de lo abordado podemos establecer un concepto más definido acerca de las Grietas y las Fisuras.

Fisuras: Abertura que se produce en el revestimiento exterior de un elemento constructivo o en su parte superficial, con reducido espesor que la hace poco perceptible visualmente. Tienen generalmente un ancho menor de 1mm y una profundidad menor de 5mm.

Grietas: Abertura que abarca en profundidad el interior de un elemento o que lo atraviesa, con visible espesor que puede llegar a inhabilitarlo estructural o constructivamente. Tienen generalmente un ancho mayor de 1mm y una profundidad mayor de 5mm. (Betancourt, 2017)

El agrietamiento de edificios tiene diferentes causas, que se pueden agrupar como se muestra en la Figura II.2.



Fig. II.2 Causas del agrietamiento en los edificios. (2004)

Las grietas estructurales surgen por análisis y diseños defectuosos y se manifiestan en las zonas de cortante, momentos o torsión máximos, si la estructura no cuenta con restricciones suficientes para aliviar la concentración de esfuerzos en esas zonas, a grieta se puede convertir en una falla catastrófica de no tomarse medidas adecuadas.

Las grietas por asentamiento se originan por una falta de sustentación del suelo de apoyo o por un mal diseño de la estructura de cimentación, lo cual ocasiona un movimiento no uniforme de la edificación en su nivel de desplante. A diferencia de las estructurales estas grietas casi nunca se asocian con el colapso total o parcial de la edificación.

Las grietas térmicas se deben a las diferencias de temperaturas entre el interior y el exterior de la edificación. Se puede minimizar su efecto mediante un buen aislamiento.

Las grietas por retracción se generan durante el proceso de endurecimiento del hormigón. En este se producen reacciones químicas de hidratación de los componentes del cemento, en la que se generan cambios de volumen de distinto origen (químico, secado, etc.) que provocan esfuerzos de tensión si el elemento se encuentra restringido, que como sabemos son muy mal soportados por el hormigón en general, constituyéndose en la causa fundamental de la aparición de las grietas de este tipo. Su efecto se puede atenuar, con el diseño del empleo de juntas de retracción, correcto curado, y otras medidas de índole constructiva.

A partir de esto podemos ejemplificar los tipos de grietas y fisuras en los diferentes elementos de la edificación.

Grietas en el mortero de ladrillos. A menudo se producen estas fisuras en las juntas que unen a los ladrillos y se manifiestan de forma vertical u horizontal. La razón principal es el

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

famoso ataque de sulfato, que aparece después de 2 o 3 años y debilita la capacidad del mortero de mantener la unión.

Presencia de fisuras en la pared portante. En este caso se observan grietas por debajo de la estructura que soporta los bloques de concreto reforzado. Los cambios de temperatura hacen que estas piezas se expandan y se contraigan de forma horizontal. Estos cambios son más recurrentes en los pisos superiores, donde la exposición y fluctuación del calor y el frío son mayores. Como el contacto entre la pared y los bloques se ve afectado, esto provoca una fricción mayor, la cual puede generar las fisuras.

Grietas en las juntas de la pared principal y cruzadas. La causa de este desperfecto se debe a una unión disfuncional entre ambas paredes.

Fisuras en columnas de mampostería o reforzadas. La causa tiene que ver con el movimiento diferencial de las columnas debido a la variación de temperatura.

Dependiendo de las condiciones de calor o frío, puede producirse una expansión o contracción.

Fisuras horizontales entre los bloques reforzados y el parapeto de ladrillo. Esto se debe al efecto de encogimiento por secado y a la variación de temperatura. Las micro fracturas tienden a extenderse debido a la continua expansión y contracción.

La Figura II.3 muestra ejemplos de grietas y fisuras en las edificaciones.



Fig. II.3 a) Fisuras b) Grietas, presentes en las edificaciones. (Betancourt, 2017)

Fallo en uniones. Las uniones permiten el enlace de diferentes barras y/o perfiles, y tienen como función estructural transmitir adecuadamente los esfuerzos internos entre distintos elementos. Son de dimensiones relativamente pequeñas con respecto al conjunto de la estructura pero de enorme importancia. Su fallo puede ocasionar la ruina parcial o total de la estructura. Los medios de unión se pueden clasificar de dos modos:

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

- Fijos: remaches (roblones) o soldaduras.
- Desmontables (tornillos).

En la Figura II.4 se muestran imágenes de uniones con pernos entre dos perfiles metálicos.

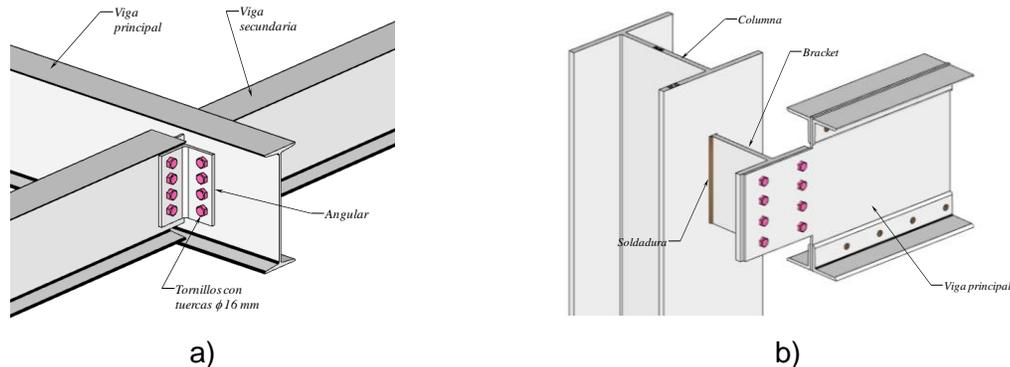


Fig. II.4 Uniones con pernos entre dos perfiles metálicos. a) Unión viga-viga. b) Unión viga-columna.(Sánchez 2018b)

En las uniones se pueden producir diferentes fallos, a continuación en la Tabla II.1 se muestran los tipos de fallos que se producen en las uniones metálicas con pernos. Se especifica el tipo de falla, el elemento que falla y el esfuerzo involucrado en la falla. (Chagoyén Méndez, 2018b)

Tabla II.1 Fallos que se producen en las uniones metálicas con pernos. (Chagoyén Méndez, 2018b)

Tipos de fallas que se producen en las uniones metálicas con pernos	Elemento que Falla	Tipo de Falla	Esfuerzo Involucrado
	Falla por los pernos.	Falla por cortante	Esfuerzo Cortante-pernos (τ).
	Falla por las planchas	Falla por tensión	Esfuerzo Axial-planchas (σ).
		Falla por aplastamiento	Esfuerzo Normal-planchas (σ).
		Falla por desgarramiento	Esfuerzo Tangencial-planchas (τ).

El otro tipo unión entre los elementos metálicos es mediante las soldaduras. La soldadura estructural es un proceso por medio del cual las partes por conectarse son calentadas y fundidas, con metal fundido de aportación agregado a la junta, y al enfriarse el acero estructural y el metal de aportación actuarán como una parte continua. Entre los tipos de soldaduras más comunes se encuentran.(Sánchez 2018a)

- **Soldadura de filete:** son aquellas que se colocan en una esquina formada por dos partes en contacto. Las soldaduras de filetes se usan en juntas T.

- **Soldadura de ranura:** son aquellas depositadas en una abertura o ranura entre las partes conectadas. Estas soldaduras de ranura son utilizadas con más frecuencia para juntas de tope, T y de esquina. En la mayoría de los casos, una o dos de las partes conectadas tendrán bordes biselados (bordes preparados), aunque un material relativamente delgado puede unirse con las soldaduras de ranura sin preparación de bordes. A continuación en la Figura II.5 se muestran uniones soldadas entre elementos metálicos.

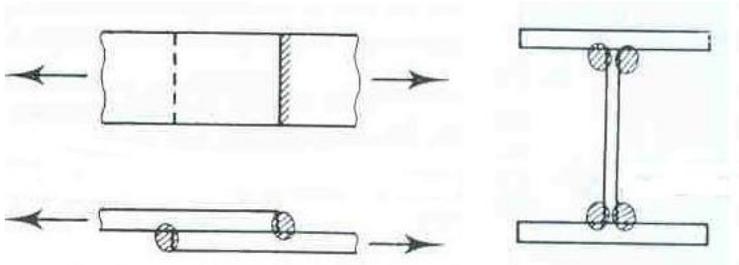


Fig. II.5 Uniones soldadas entre elementos metálicos. (Sánchez 2018a)

Este tipo de uniones presentan algunas desventajas, a continuación se muestran algunas de ellas.(Sánchez 2018a)

- El control de la calidad de las conexiones soldadas es particularmente difícil, porque los defectos bajo la superficie, o incluso los defectos menores en la superficie, escapan a la detección visual.
- Los soldadores deben ser debidamente calificados, y para trabajos importantes deben emplearse técnicas especiales de inspección, como la radiografía o el ultrasonido.

II.2.1.2. Deformaciones.

Los cuerpos reales pueden deformarse, es decir, cambiar su forma y dimensiones. Las deformaciones de los cuerpos suceden a causa de su carga con fuerzas externas o cambio de temperatura. Durante la deformación del cuerpo sus puntos, lo mismo que líneas o secciones trazadas mentalmente, se desplazan en el plano o en el espacio respecto a su posición inicial; pero no todos los desplazamientos ocurren como resultado de la deformación.(Chagoyén Méndez, 2018a)

En la Figura II.6 se muestran las deformaciones estudiadas en Resistencia de Materiales.



Fig. II.6 Deformaciones estudiadas en Resistencia de Materiales.(Chagoyén Méndez, 2018a)

La Tracción o Compresión surgen, por ejemplo, en el caso de que a una barra, a lo largo de su eje, se apliquen fuerzas en sentido contrario. En este caso sucede un desplazamiento de las secciones a lo largo de los ejes de la barra, que durante la tracción se alarga y la compresión se acorta.

El deslizamiento o cizallamiento surge cuando las fuerzas exteriores tienden a desplazar dos secciones planas paralelas de la barra, uno respecto a otra, siendo la distancia entre ellas comunes.

La Torsión surge cuando sobre una barra actúan fuerzas exteriores que forman un momento respecto a su eje. La deformación de torsión va acompañada por el giro de las secciones transversales de la barra unas respecto a otras alrededor de su eje.

La Flexión consiste en la desviación del eje de una barra recta en dirección perpendicular a la misma o en el cambio de la curvatura de una barra recta. El desplazamiento de algún punto del eje de la barra que sucede durante la flexión se expresa por un vector, cuyo origen coincide con la posición inicial del punto, y el final, con la posición del mismo punto en la barra deformada. En las barras rectas los desplazamientos de los puntos dirigidos perpendicularmente a la posición inicial del eje se denominan **Flechas**.(Chagoyén Méndez, 2018a)

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

Al hablarse de desplazamientos debe tenerse en cuenta que la flexión provoca no sólo desplazamiento lineal, sino también desplazamiento angular. El lineal, que se considera en los cálculos del ingeniero, es aquel que aparece en las secciones transversales de las vigas, en dirección perpendicular al eje inicial recto y recibe el nombre de **flecha**. (**Chagoyén Méndez, 2018a**)

La Flecha, es la consecuencia directa de la flexión de elementos horizontales debida a un exceso de cargas verticales o transmitidas desde otros elementos a los que los elementos horizontales se encuentran unidos por empotramiento.

Las secciones transversales de la viga además de desplazarse linealmente en dirección perpendicular al eje inicial recto, también giran respecto a dicho eje. Este giro es el desplazamiento angular que se toma en consideración para los cálculos de ingeniería. Es el ángulo que se forma entre el eje inicial recto y la tangente a la sección que se está analizando, después de deformada la viga. (Chagoyen Méndez, 2018)

Desaplomes. El desaplome es la consecuencia de empujes horizontales sobre la cabeza de elementos verticales.

II.3. Ensayos realizados en edificaciones con valor patrimonial.

Los ensayos son todas aquellas pruebas realizadas a la edificación, clasificados en destructivos o no destructivos, y se realizan in situ o mediante la extracción de testigos y su posterior análisis en laboratorio. Existen múltiples ensayos desde los realizados a la estructura, como a los materiales componentes de la misma y al suelo existente debajo de la edificación. Se realizan para conocer las condiciones de los materiales, si han sufrido afectaciones con el paso del tiempo, a la estructura para ver si conserva los parámetros de seguridad, etc. Entre los ensayos mecánicos que se realizan en las edificaciones con valor patrimonial se encuentran:

- Resistencia a compresión del hormigón. Ensayo de laboratorio.
- Correlación entre la velocidad de onda ultrasónica y la resistencia a compresión axial.
- Resistencia a compresión de los ladrillos cerámicos.
- Ensayos a tracción del acero de los perfiles metálicos.
- Ensayos a las barras de acero.

II.3.1. Detección de la distribución de los aceros de refuerzo.

Este ensayo es aplicado con el objetivo de definir la ubicación de la armadura embebida en el hormigón, haciendo énfasis en la determinación de la ubicación del acero de refuerzo, especificando su cuantía, espaciamiento, posición y recubrimiento.

Uno de los equipos utilizados para la realización de este ensayo es el Ferroskan, entre ellos se encuentra el modelo PS-200. El sistema Ferroskan, Modelo PS-200, sirve para detectar una posición, determinar la profundidad y estimar el diámetro de hierros de armadura según se establece en los datos técnicos. La herramienta se puede utilizar para diferentes aplicaciones de detección para armaduras de hormigón. El modo de detección que se emplee dependerá de la aplicación. Esto es lo que sucede en las siguientes categorías, mostradas en la Tabla II.2.

Tabla II.2 Modo de medición según la aplicación.

Aplicación	Modo de Medición
Evitar lo hierros de armadura a perforar sencillamente o con saca núcleos.	Detección Quickscan. Amanezcan o Blockscan.
Posición y diámetro para controles de carga.	Imagescan.
Definición de la cubierta sobre zonas amplias.	Registro QuickScan.

El sistema funciona de modo que el escáner se mueve directamente encima de la superficie del elemento. Los datos se almacenan en el escáner hasta que se puedan transferir al monitor. El monitor se utiliza para almacenar grandes volúmenes de datos y poderlos visualizar, además se puede utilizar para el análisis. De esta forma los datos también se pueden llevar a la oficina y descargarlos mediante el software, que ofrece opciones de análisis avanzadas y la posibilidad de imprimir rápidamente informes completos, así como archivar datos.

En la Figura II.7 se muestran imágenes del equipo y su utilización.



Fig. II.7 Ferroskan para la determinación de acero: a) Ferroskan200 b) Empleo del mismo

El mismo permite realizar dos tipos de barridos para la detección del acero.

El primer tipo de barrido es el QuikScan el cual permite la ubicación de las barras de refuerzo de manera rápida y realiza una estimación del recubrimiento de las barras medidas. Mientras que el segundo tipo de barrido, es el MapScan, el cual permite realizar un mapeo detallado del acero de refuerzo presente en la zona donde se realizó la medición, permitiendo estimar el espaciamiento, recubrimiento y diámetros de las barras de acero.

II.3.2. Extracción de testigos y ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en elementos metálicos estructurales.

El principal componente del acero es el hierro. El primer uso del hierro fue la fabricación de herramientas, más de 4000 años antes de Cristo. Este material se usaba en forma de hierro forjado en hornos de evidente baja eficiencia y con muchas impurezas. En la última parte del siglo XVIII y principios del XIX, el hierro forjado y colado se usó en EEUU y Europa en varios tipos de puentes. Se conoce que en el antiguo palacio del Kremlin en Moscú, Rusia, se hicieron trabajos de reparación con estructuras de hierro en el siglo XVII, en 1725, en el propio país, se emplearon estructuras portantes de hierro para cubrir luces de hasta 12 metros. En la Habana Vieja hay construcciones de hierro fundido que datan desde los años 1850, en taller de fundido de la propia Habana y algunas de hierro traído de los EEUU.(Sánchez 2018b)

En el siglo XIX, cuando aparecen las máquinas de vapor, aumenta la construcción de maquinaria y el transporte, lo que requiere gran cantidad de metal, esto precipitó la aparición del acero como material, mucho más resistente y de mejores propiedades que el hierro. El acero, aleación de hierro y carbono principalmente, fue usado primero en maquinarias y fue desplazando al hierro forjado y colado. En EEUU el primer puente de ferrocarril de acero

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

estructural fue el puente Eads, construido en 1874 en St. Louis. En 1884 fue terminado, en Chicago, el primer edificio de estructuras de acero.(Sánchez 2018b)

Las distintas propiedades del acero estructural: ductilidad, resistencia, deformación, etc., son determinadas por su composición química. Otro componente del acero es el carbono que aumenta la resistencia pero baja la ductilidad, también pueden estar el cobre, níquel, cromo, molibdeno y silicio. Los aceros de acuerdo a su composición se clasifican en:

- **Aceros simples al carbono:** hierro y carbono por debajo del 1%.
- **Aceros de baja aleación:** hierro, carbono y otros componentes (menos del 5%) para lograr mayor resistencia pero con menos ductilidad.
- **Aceros especiales o de alta resistencia:** mayor composición de otros componentes, tiene mayor resistencia y alguna otra cualidad con mayor resistencia a la corrosión.

El hierro fundido, hierro colado, más conocido como **fundición gris**, es una aleación, cuyo tipo más común es el conocido como **hierro fundido gris**. El hierro fundido gris es uno de los materiales ferrosos más empleados y su nombre se debe a la apariencia de su superficie al romperse. Esta aleación ferrosa contiene en general más de 2 % de carbono y más de 1 % de silicio, además de manganeso, fósforo y azufre. Una característica distintiva del hierro gris es que el carbono se encuentra en general como grafito, adoptando formas irregulares descritas como “hojuelas”. Este grafito es el que da la coloración gris a las superficies de ruptura de las piezas elaboradas con este material. Las propiedades físicas y en particular las mecánicas varían dentro de amplios intervalos respondiendo a factores como la composición química, rapidez de enfriamiento después del vaciado, tamaño y espesor de las piezas, práctica de vaciado, tratamiento térmico y parámetros microestructurales como la naturaleza de la matriz y la forma y tamaño de las hojuelas de grafito.(Duffus Scott, 2018)

Para un análisis metalográfico de las distintas muestras de acero, se debe comparar la microestructura de las muestras con las normas (ASTM A 247-47 y Norma GOST 3443-87), y podemos apreciar el tipo de fundición, como la que se muestra en la Figura II.8 perteneciente a una fundición gris con grafito laminar recto y matriz ferrítica.(Fuentes Figueroa, 2019)

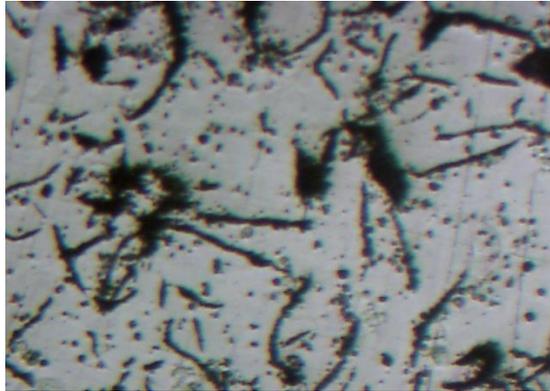


Fig. III.8 Fundición gris con grafito laminar y matriz ferrítica.(Duffus Scott, 2018)

Para la extracción de testigos de acero que conforman las vigas y las columnas es necesario tener en cuenta los criterios que se muestran en la Figura II.9.

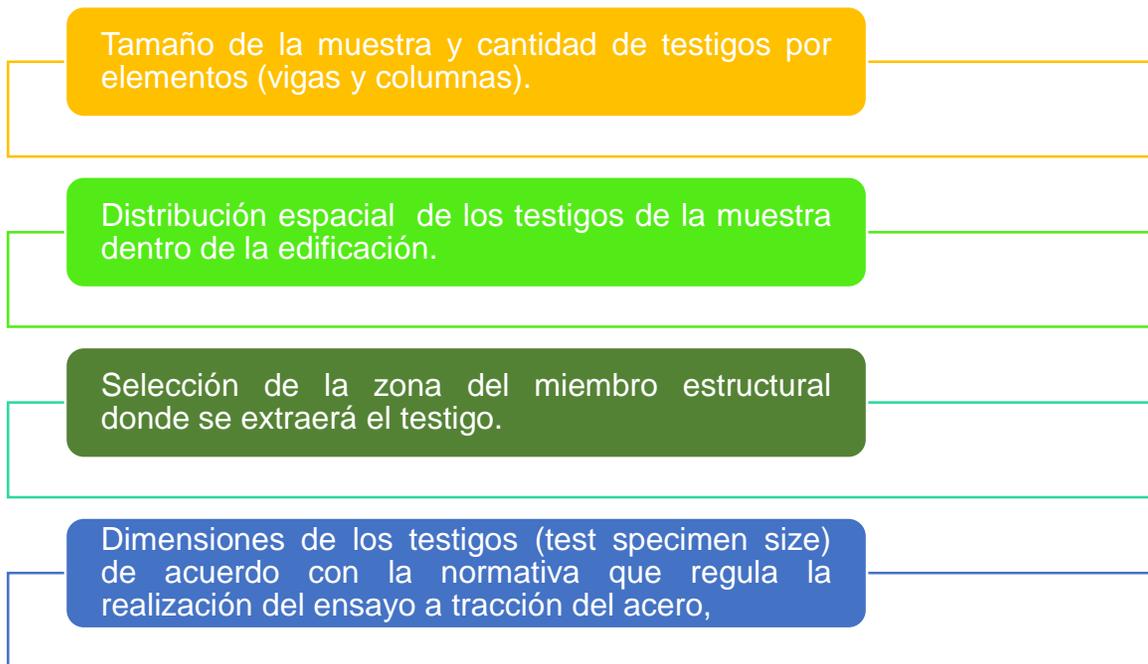


Fig. II.9 Criterios a tener en cuenta para la extracción de los testigos de acero.(Fuentes Figueroa, 2019)

Para seleccionar la zona dentro de los elementos donde se extraerán los testigos se debe estudiar detalladamente la forma de trabajo del elemento, sus dimensiones y su ubicación dentro de la edificación en estudio, manteniendo el principio de minimizar el daño en el elemento explorado. Por razones de factibilidad de acceso al ala del perfil, los testigos son extraídos de esta zona.

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

En el caso de las **vigas** los testigos se extraen en las zonas próximas a los apoyos donde por la forma de trabajo de este tipo de elemento es mucho mayor la contribución del alma a la resistencia a cortante que el aporte de las alas.

En el caso de las **columnas**, siempre que las condiciones lo permitan, los testigos se deben extraer del piso superior del tramo de la columna, donde para igualdad de condiciones de área de la sección transversal existe menor tributación de carga vertical.

La norma E 8M 04 “Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials” establece las especificaciones para la conformación de las probetas de acero. La norma establece dos tipos de especímenes tipo plancha (plate) o tipo de lámina (sheet). A continuación en la Figura II.10 se muestran probetas de acero maquinadas y listas para ser sometidas a tracción, así como una imagen de la realización del ensayo.



a)



b)

Fig. II.10 Testigos de acero. a) Probetas testigos de acero. b) Ensayo a tracción del acero (Fuentes Figueroa, 2019)

Mediante las pruebas de tensión de metales es posible la determinación de las siguientes propiedades:

- Módulo de Deformación, δ .
- Límite elástico, **Le**.
- Inicio del punto de fluencia, **Fy**.
- Resistencia a la tracción última, **Fu**
- Elongación, ϵ
- Reducción de área. **Ar**

Las pruebas de tensión proporcionan información sobre la fuerza y ductilidad de los materiales bajo tensiones de tracción uniaxial.

Las características del acero, que le interesan al proyectista, se pueden analizar en la curva de σ vs ϵ que define el comportamiento del mismo, estas se pueden apreciar en la Figura II.11, que muestra el **Diagrama de Esfuerzo-Deformación de un acero bajo en carbono (Dúctil o dulce)**.

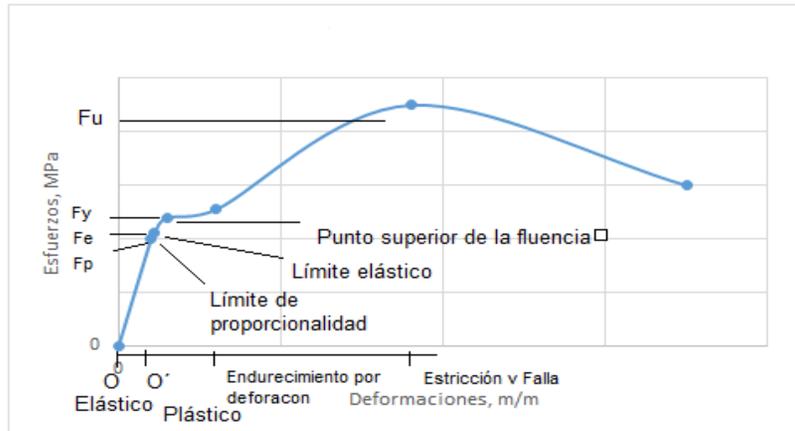


Fig. II.11 Diagrama Esfuerzo-Deformación de un acero bajo en carbono. (Sánchez 2018b)

Esta información puede ser útil en las comparaciones de los materiales, aleaciones, desarrollo, control de calidad y diseño bajo ciertas circunstancias.

II.3.3. Extracción de testigos de hormigón y ladrillos cerámicos, y ensayos de compresión axial.

La resistencia a la compresión del hormigón y otros materiales componentes de los elementos estructurales, es una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la estructura, tanto desde el punto de vista de la durabilidad, como de la capacidad de la resistencia mecánica. Este parámetro se determina mediante distintos ensayos, los cuales se realizan o extraen testigos en las zonas donde existan condiciones de acceso con seguridad para los equipos y el personal, tratando de causar el menor daño a la capacidad portante de los elementos.

Para determinar la resistencia a compresión del hormigón utilizaremos los criterios planteados en la NC 1109:2015. Esta Norma Cubana establece la estrategia general para la estimación de la resistencia a compresión de los hormigones en las estructuras. Es aplicable en los siguientes casos:

- Estructuras donde se haya detectado baja resistencia de los hormigones durante su etapa de ejecución.

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

- Estructuras ya en explotación que presenten algún tipo de defecto que pueda afectar su resistencia o estabilidad, durabilidad u otra propiedad relacionada.
- Estructuras a las cuales se les desea incrementar las cargas de uso.
- Otras estructuras que por razones diversas ofrezcan dudas en cuanto a calidad.
- Los ensayos que se realizan para estimar la resistencia a compresión del hormigón en estructuras se muestran a continuación en la Figura II.12.



Fig. II.12 Ensayos realizados para estimar la resistencia a compresión del hormigón. (NC-1109:2015, 2015)

II.3.3.1 Determinación de la velocidad de propagación de pulso ultrasónico.

Este ensayo tiene como objetivo principal verificar la uniformidad, o sea, la calidad relativa del hormigón en la estructura, así como la presencia de defectos internos tales como fisuras, grietas y oquedades. También es posible determinar la profundidad de fisuras o grietas apreciables en la superficie del hormigón y si se utilizan técnicas especiales de procesamiento de señales se pueden definir e identificar con elevada certeza los defectos internos antes mencionados y sus características específicas, y es posible también monitorear las variaciones en las propiedades del hormigón a lo largo del tiempo debido a la acción de un medio agresivo. El método también permite comparar la calidad de los hormigones a partir de un hormigón de referencia. (NC-1109:2015, 2015)

Es posible expresar la homogeneidad del hormigón mediante la desviación típica de las medidas de velocidad de la onda ultrasónica, efectuadas en las áreas de control, siempre y cuando los parámetros principales que pueden afectar la medición y que ya han sido

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

indicados anteriormente, sean similares, para poder agrupar, dentro de una población estadística las mediciones efectuadas. (NC-1109:2015, 2015)

En la Figura II.13 se muestra imágenes de la realización del ensayo.



Fig. II.13 Determinación de la resistencia del hormigón con el pulso ultrasónico: a) Equipo utilizado para la determinación del pulso ultrasónico., b) Realización del ensayo.

II.3.3.2 Determinación del índice de rebote utilizando el esclerómetro.

El ensayo de determinación del coeficiente de rebote utilizando el esclerómetro proporciona también elementos para evaluar la calidad del hormigón en la estructura, partiendo de que para un hormigón adecuadamente colocado, compactado y curado, existe una adecuada correlación entre su dureza superficial y su resistencia a compresión. El método también permite evaluar el grado de uniformidad de la dureza superficial del hormigón y además comparar la calidad de los hormigones a partir de un hormigón de referencia, como un recurso más para el control de calidad de las estructuras. (NC-1109:2015, 2015)

Los ensayos esclerométricos clasifican como no destructivos y permiten evaluar la calidad del hormigón en elementos de hormigón armado.

En este ensayo se utiliza el Martillo Schmidt, que mide la dureza superficial del hormigón a partir del rebote de una masa incidente después de impactar contra la superficie de estudio. Este rebote es convertido en un valor de resistencia a compresión a través de ábacos. Los valores obtenidos pueden estar influenciados por la carbonatación detectada en los recubrimientos que afecta directamente la dureza superficial y alteran los resultados de resistencia. En la Figura II.14 se muestran imágenes de los equipos utilizados para realizar el ensayo.

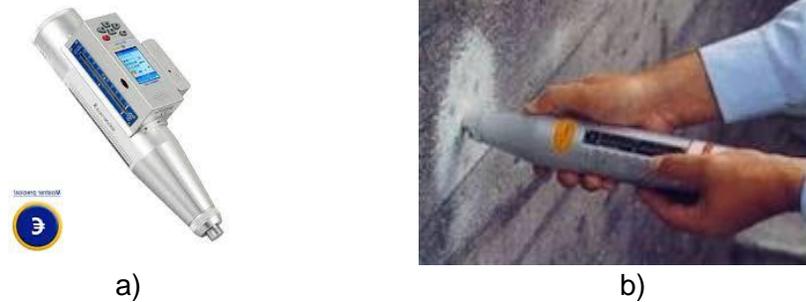


Fig. II.14 Equipos utilizados para determinar la resistencia del hormigón por el método del esclerómetro: a) Esclerómetro Martillo Schmidt, b) Realización del ensayo.

II.3.3.3 Extracción, tratamiento y rotura de probetas testigos "in situ"

Los testigos serán extraídos en coordinación con el personal que solicitó el ensayo, en lugares que no causen daños apreciables a las estructuras, previamente se localizarán los aceros con equipos o medios especializados (Pacómetro u otro método similar que cumpla esos fines) para evitar que se comprometa su capacidad resistente y de manera tal que se logre la mayor representatividad posible.

Los testigos se examinarán y describirán señalando presencia de poros y oquedades, homogeneidad y cualquier otro aspecto de interés. Después de ensayados los testigos se describirá el tipo de falla, especificando si en la rotura prevaleció la falta de adherencia entre los áridos y la pasta, rotura del árido grueso o fallo del mortero.

Cuando se realice extracción de testigos en varios elementos de una estructura o edificación y se aprecien en los testigos extraídos diferencias que evidencian que fueron fabricados con diferentes hormigones, deben entonces clasificarse en grupos y evaluarse de manera independiente. (NC-1109:2015, 2015)

El ensayo a compresión simple de probetas de hormigón es un ensayo destructivo (ED) que nos proporciona el valor de la resistencia a compresión del hormigón con una gran fiabilidad ya que es una medida directa sobre el hormigón que se está investigando. Los ensayos destructivos (ED) son técnicas de determinación o análisis que producen, en mayor o menor medida desperfectos o tensiones en la pieza ensayada, pudiendo implicar la destrucción completa de dicha pieza. Aunque no haya destrucción de la pieza, sí se modifican sus propiedades o características de uso. El valor de la resistencia obtenido en el ensayo de compresión, independientemente de la calidad del hormigón, depende de varios factores, como son:

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

- **Diámetro de la probeta:** las normas españolas recomiendan un diámetro mínimo de 100mm. En cualquier caso se recomienda que el diámetro mínimo del testigo sea entre 3 y 4 veces el tamaño máximo del árido con el que se fabricó el hormigón a estudiar.
- **Esbeltez de la probeta en el momento de ser ensayada:** Las probetas se han de extraer con una longitud tal que la esbeltez (relación entre la altura y el diámetro) sea de 2, que sería la esbeltez ideal, aunque se pueden aceptar valores comprendidos entre 1 y 2.

El hormigón es un producto sujeto a múltiples variables resultando casi imposible encontrar una resistencia única para todos los hormigones. Entre los factores que alteran su resistencia se encuentran:

- Disparidad en los controles de elaboración.
- Variaciones en la composición.
- Condiciones climáticas variables.
- Alteraciones de criterios de colado, vibrado.

En la Figura II.15 se muestran imágenes de la extracción de probetas testigos de hormigón.



a)



b)

Fig. II.15 Extracción de probetas testigos de hormigón: a) Extracción de testigos en viga, b) Extracción de testigo en columna.

Para solucionar este problema se someten a ensayos de compresión una serie de probetas, a fin de obtener una resistencia que sea lo más representativa posible. Aun obteniendo la resistencia media f_{cm} este valor no es representativo, pues no tiene en cuenta la dispersión de los valores, ya que tomar ese valor tiene un 50% de posibilidades

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

que la resistencia del hormigón esté por debajo del promedio y esto resulta inadmisible, no debiendo utilizarse como tensión de cálculo.



Fig. II.16 a) Probeta testigo de hormigón. b) Ensayo a compresión de la probeta. Con la realización de este ensayo se puede realizar el control de la calidad del hormigón y un control estadístico del mismo. A continuación en la Figura II.17 se muestran imágenes de estos aspectos.

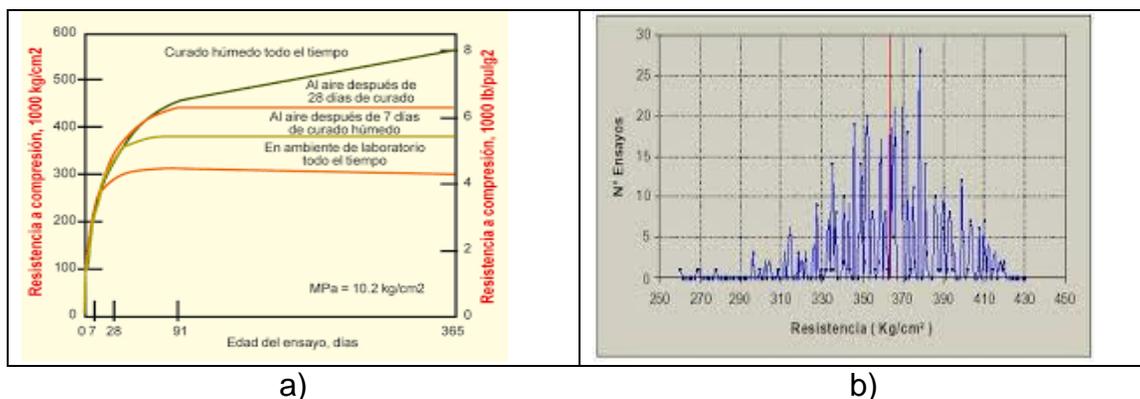


Fig. II.17 a) Gráfico de control de la calidad del hormigón. b) Gráfico de control estadístico del hormigón.

II.3.3.4 Resistencia a compresión de ladrillos cerámicos.

Para la estimación de las propiedades mecánicas de los elementos de mampostería se deben extraer muestras de ladrillo por niveles. Las muestras de los ladrillos deben tomarse de forma aleatoria en los muros de cierre de la edificación. En la Figura II.18 se muestra la

extracción de ladrillos y una muestra de uno de ellos, que son utilizados como testigos para su ensayo a compresión.



Fig. II.18 a) Extracción de testigos de ladrillos b) Muestra de uno de ladrillo (Fuentes Figueroa, 2019)

II.3.4. Monitoreo y Prueba de Carga.

Uno de los ensayos que se realizan para obtener información de la estructura de un edificio es la prueba de carga. La prueba de carga consiste básicamente en un proceso de investigación sobre una estructura ya construida, o parte de ella, mediante la reproducción de un estado de carga determinado, con el fin de obtener datos experimentales sobre su seguridad y comportamiento estructural. Existen tres modalidades de prueba de carga en función de su finalidad:

- **Prueba de carga reglamentaria:** son pruebas fijadas en el Pliego, Instrucciones o Reglamentos, y de una obra concreta en la que se comprueba la estructura con sus acciones de servicio, comprobando si se comporta según los **supuestos del proyecto**. Es más habitual realizarlas en **puentes de carretera o ferrocarril**, y en estructuras de edificaciones singulares o experimentales.
- **Prueba de carga como información complementaria:** se realizan a la terminación de una estructura para obtener información complementaria en aquellos casos en que se realizan desviaciones de proyecto o **problemas durante la construcción**. En este caso no se debe sobrepasar la carga de servicio.
- **Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente:** son las más habituales en edificaciones para evaluar la seguridad de las estructuras, y se suele superar la carga de servicio. Se realizan sobre estructuras de edificios existentes cuando se va a realizar un **cambio de uso**, una **ampliación** o se tienen dudas sobre el comportamiento de la misma. Debido a los estados de carga, es indispensable la

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

realización de un plan de ensayos previo por un técnico competente y con experiencia en este tipo de pruebas, para evaluar la viabilidad de la prueba.

Entre los tipos de pruebas de carga, se encuentran las dinámicas. Los primeros usos de las pruebas dinámicas como un medio para evaluar el comportamiento de estructuras tienen su origen al final de la segunda guerra mundial en la industria aeronáutica. El objetivo primordial era evaluar el fenómeno de fallas ante cargas repetidas. El empleo de estas técnicas en construcciones es mucho más reciente.

Existen varias razones que justifican las pruebas en puentes: para enriquecer el conocimiento del comportamiento dinámico; para verificar las opciones de modelado; para evaluar la integridad estructural, o para evaluar la condición estructural. Las nuevas capacidades computacionales de hoy en día han permitido el desarrollo de algoritmos poderosos para la determinación de las características dinámicas de estructuras sometidas a vibraciones. Esta información puede ayudar a reducir la incertidumbre asociada con estimación de los esfuerzos estructurales, y así permitir una mejor evaluación estructural. Uno de los objetivos principales de los estudios dinámicos es la determinación (o identificación) de las características modales de la estructura. (Reyes, 2010)

La ejecución de la prueba de carga se debe hacer según un Plan de Ensayo donde se defina la zona a ensayar, los elementos de carga, los equipos de medida de desplazamientos, el control de la fisuración, la medición de las condiciones ambientales y su afección sobre los equipos de medida. El proceso de la prueba debe estar definido dentro del plan, donde se especifica las cargas permanentes y supletorias a aplicar, los escalones de carga, la estabilización de la carga, la fase de descarga y la recuperación tras la descarga. Tras todo el proceso de la prueba, se evalúan los resultados obtenidos para determinar la aptitud de la estructura. Es muy importante que además de la evaluación final se realice una de forma continua que anticipe el comportamiento de la estructura por si fuese necesario el aborto de la misma por motivos de seguridad.

La realización del monitoreo y prueba de carga propicia la valoración de los elementos componentes de la estructura ante la aplicación de cargas para conocer el estado actual de la edificación. Estas pruebas son utilizadas también para la calibración de modelos numéricos utilizados para el análisis estructural y validar las hipótesis planteadas con respecto al comportamiento estructural del edificio. Para la realización de las mismas en Cuba se utiliza la NC-053-007:1979, aunque se puede considerar longeva, es la que está vigente en nuestros días. La misma tiene como objeto establecer las especificaciones,

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

métodos y recomendaciones para la realización de pruebas de cargas directas sobre el total o partes de estructuras, con el fin de comprobar fundamentalmente su capacidad resistente así como su deformabilidad y probable fisuración.(NC:053:007, 1979)

Se puede requerir una prueba de carga de una estructura real en los casos siguientes. (NC:053:007, 1979)

- Cuando la estructura hubiera sido sometida a un efecto ecológico, (huracán, sismo, etc.) que la dañara y se necesite una seguridad absoluta sobre sus condiciones resistentes.
- Cuando la estructura haya sido deteriorada por la acción del tiempo, por ejemplo, oxidación del refuerzo.
- Cuando una estructura existente se pretenda utilizar para una función diferente de la de proyecto o uso actual, que pueda implicar una modificación desfavorable de las solicitaciones de las solicitaciones de los elementos de la misma.

Las pruebas de carga directa de las estructuras, lo mismo que la interpretación y conclusiones de sus resultados se realizarán bajo la total dirección de laboratorios o profesionales especializados.

Para la evaluación de los resultados que se obtienen con la realización de las pruebas de cargas se adoptan los criterios establecidos en esta norma, implantados para el correcto funcionamiento estructural. La estructura o elemento sometido a la prueba de carga se considera aceptable cuando cumpla los aspectos mencionados a continuación: (NC:053:007, 1979)

- No se ha apreciado ningún colapso estructural en el elemento.
- No aparezcan anchos de fisuras mayores de 1,25 veces lo establecido en la NC 053-039. (Comite Estatal de Normalización, 1978)
- Se observa una recuperación igual o mayor del 75% de la flecha medida a las 48 horas, y producida por la carga de prueba, o sea sin incluir la flecha inicial.
- $(k)F_i + (1.5)F_{acp} + F_{cu} < (1.25)F_{permisible}$

Donde:

$k = 1.5$ si el elemento o estructura tiene menos de un año de utilización.

$K = 1$ si el elemento o estructura tiene más de tres años.

F_i flecha inicial anterior a la prueba de carga.

Capítulo II Ensayo útiles de caracterización para el diagnóstico estructural en edificaciones con valor patrimonial.

F_{acp} flecha producida por el resto de la carga permanente.

F_{cu} flecha producida por 1.25 carga de uso.

En la Figura II.19 se muestran imágenes de pruebas de cargas en un puente y una edificación.



a)

b)

Fig. II.19 a) Prueba de carga en un puente b) Prueba de carga en una edificación

Generalmente para las pruebas de carga en las edificaciones se utilizan bolsas de almacenamiento de agua, que constituyen la carga a la que será sometida la edificación. Cuando se realizan las pruebas de carga se recopila cierto nivel de información que permiten explicar los fenómenos que pueden aparecer durante la ejecución de la misma, Estos fenómenos pueden estar asociados, a problemas eléctricos, de los monitores, problemas con la descarga de las bolsas, etc. También se obtienen mediante gráficos los carga vs tiempo, y desplazamiento vs carga, durante el proceso de llenado, como se muestra en la Figura II.20, y en la Figura II.21.

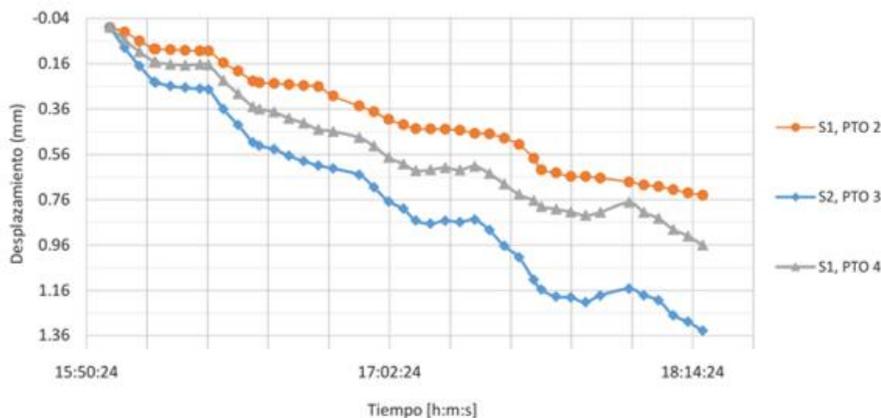


Fig. II.20 Gráfico de desplazamiento vs tiempo. Proceso de llenado de bolsas(Fuentes Figueroa, 2019)

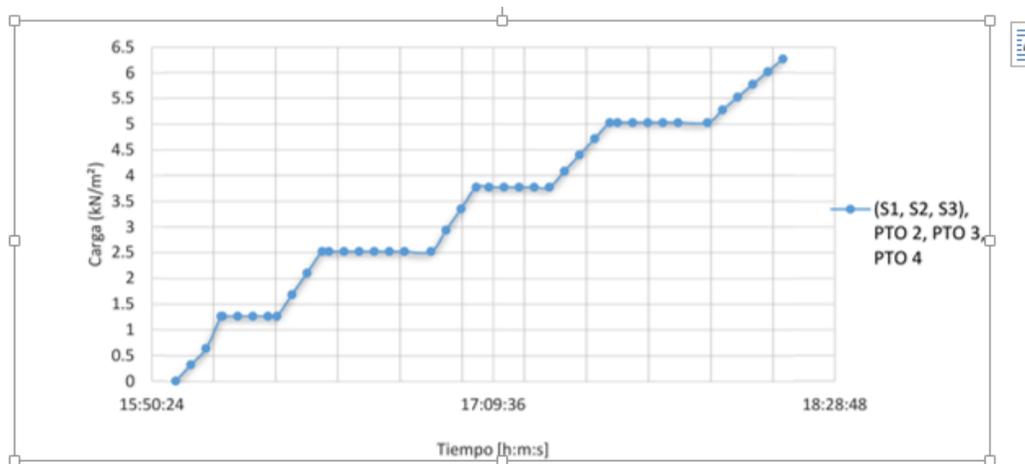


Fig. II.20 Gráfico de carga vs tiempo. Proceso de llenado de bolsas. (Fuentes Figueroa, 2019)

II.4. Conclusiones parciales del Capítulo II.

Existe una relación directa entre la observación directa de las lesiones, que constituyen las manifestaciones del daño o las patologías, el levantamiento que se realice de las mismas y posteriormente el alcance, tipo y cantidad de los ensayos de caracterización que se decida realizar.

Dentro del equipamiento existente para realizar los diferentes ensayos en las edificaciones, hay diversos equipos que facilitan el trabajo de los especialistas, pero es necesario conocer el funcionamiento de cada uno, los principios físicos en que se basan, y los resultados que ofrecen.

Las normas vigentes rigen la realización de los distintos ensayos, así como la forma de expresar los resultados obtenidos de ellos, para evaluar el estado de la estructura y los materiales componentes de la edificación que resulte caso de estudio.

Se debe realizar una correcta interpretación de estos resultados, para así poder emitir una evaluación que describa la situación de la edificación en estudio.

Las pruebas de carga se clasifican de diferentes formas y su aplicación depende de la estructura que se esté evaluando. Las normas establecen diferentes criterios de evaluación para la aceptación o no de los resultados de las mismas. Entre ellos, el % de recuperación de los desplazamientos juega un rol decisivo, al ser tomado como evidencia del comportamiento alejado de la etapa de rotura del material.

Capítulo III: Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

En este capítulo se analizarán todos los ensayos realizados al caso de estudio: Hotel Real Hacienda. Para ello se tendrán en cuenta los ensayos realizados con el fin de evaluar la resistencia a compresión del hormigón y de los ladrillos cerámicos, la resistencia a tracción de los testigos de acero tomados en los perfiles de las vigas y las columnas, y las barras de acero de refuerzo de las losas de entrepiso, ya que cada uno de estos aspectos influyen en el estado de la estructura. Se realizará un levantamiento de la estructura, para definir la cantidad de columnas, vigas, losas de entrepiso, y tipo uniones que conforman la estructura. Entre los aspectos más importantes a destacar se encuentra el análisis de las pruebas de carga, así como el análisis de las vigas y las columnas. Es necesario destacar que estos ensayos y posterior análisis se realizarán para el quinto nivel de la edificación.

III.1 Generalidades

El edificio que resulta caso de estudio es el Hotel Real Hacienda, ubicado en la Calle Obispo No. 211 en la esquina de la Calle Cuba, municipio La Habana Vieja, en Ciudad de la Habana. El edificio fungía hasta el momento de la determinación de su cambio de utilización como la sede de Ministerio de Finanzas y Precios de la República de Cuba. El inmueble consta de 7 niveles y un sótano, y en la actualidad presenta un alto grado de deterioro debido al paso del tiempo y al poco mantenimiento al que se ha visto sometido. Ocupa una superficie total de 2154 m². La edificación es portadora de un gran número de elementos patrimoniales, destacando los elementos componentes de la fachada de estilo neoclásico, y los enchapes de mármol de carrara, que conforman la terminación de algunos pisos y paredes, por lo que el edificio presenta grado de protección patrimonial (GP) tipo II. El edificio linda al frente con la calle Obispo a una distancia aproximada de 43 metros, a la derecha con la calle Cuba a una distancia aproximada de 62.30 metros. La parte trasera de la edificación comparte paramento con la edificación destinada a viviendas Obispo 200, con 39 metros aproximadamente, y la parte izquierda con la edificación destinada a viviendas Cuba 313, con aproximadamente 62.5 metros. La estructura es de acero, protegida contra el fuego por un recubrimiento de hormigón. En la herrería se empleó el hierro fundido y forjado. Se seleccionó el quinto piso de la edificación, al cual se le realizarán los ensayos mencionados en el capítulo anterior.

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

En la Figura III.1 se muestra la ubicación del edificio, que está señalado con un punto rojo y una vista frontal del mismo.

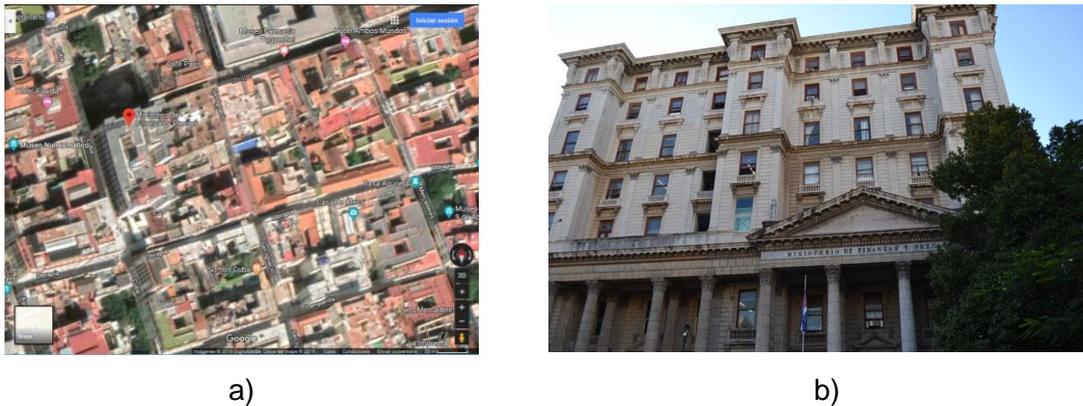


Fig. III.1 a) Ubicación del edificio b) Vista frontal del edificio

El quinto nivel cuenta con la siguiente distribución de locales: Locales de oficina, baños, pantry, salones de reuniones y cuarto de registro eléctrico, y ocupa una superficie total de 1991,27m². Debido a la historia constructiva del edificio, la estructura presenta una gran heterogeneidad en las soluciones adoptadas en cada una de las etapas. El puntal del quinto nivel es de 3.75m. Para descubrir las interioridades de la estructura, se debe realizar un gran número de ensayos (destruyentes y no destruyentes) como única alternativa posible. Este nivel presenta una tipología de estructura metálica compuesta por un sistema de pórticos. Los perfiles metálicos que componen dicha estructura son del tipo Carnegie, fabricados por la United States Steel Products Company, rolados en caliente. Todas las columnas están rematadas por unas vigas formadas por 1 o 2 perfiles variables y recubiertos con hormigón hidráulico, para un peralte variable. En la Figura III.2 se muestran imágenes de una vista frontal de la edificación delimitando cada nivel con sus respectivas alturas, y una vista en planta del quinto nivel, dividido por bloques de trabajo.

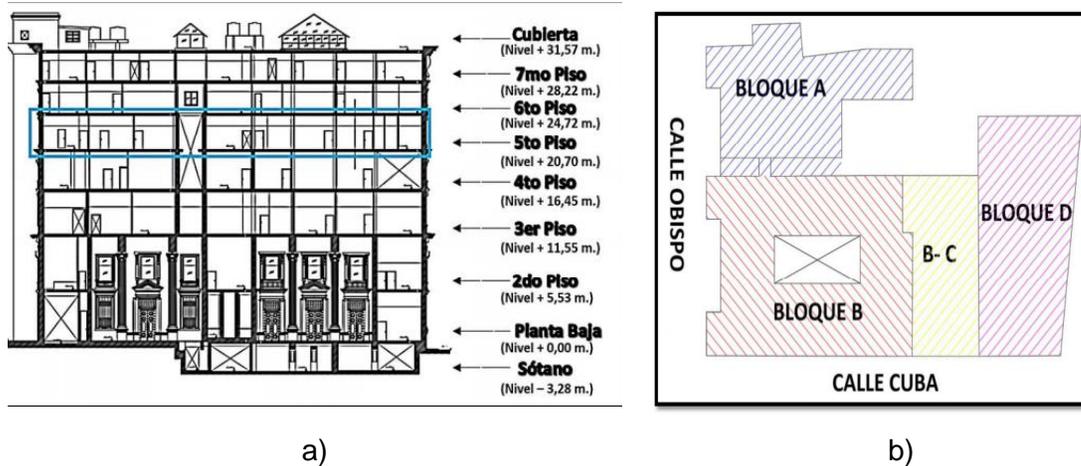


Fig. III.2 a) Vista frontal de la edificación delimitando cada nivel b) Vista en planta del quinto nivel delimitando los bloques de trabajo.

III.2 Levantamiento de la estructura componente de la quinta planta.

Como se puede observar en la imagen anterior el quinto nivel al igual que el resto de los niveles de la edificación, se dividieron en distintos bloques para una mejor organización de los trabajos. En la Tabla III.1 se muestra la cantidad de vigas, columnas, losas de entrepiso y uniones que conforman cada bloque de estudio en el nivel. En los anexos se muestran tablas con los distintos tipos de perfiles que conforman las vigas y las columnas, y sus respectivas dimensiones. En el caso de las losas de entrepiso se muestran los tipos de ellas identificadas, así como la resistencia a compresión del hormigón, el diámetro del acero de refuerzo y la tensión límite de fluencia de los mismos.

Tabla III.1 Cantidad de vigas, columnas y paños de losas identificadas en cada bloque de estudio.

BLOQUES DE ESTUDIO	CANT. DE VIGAS	CANT. DE COLUMNAS	CANT. PAÑOS DE LOSAS	CANT. DE UNIONES V-C	CANT. DE UNIONES V-V	CANT. DE UNIONES C-C
BLOQUE A	53	29	19	29	27	31
BLOQUE B	135	64	48	62	11	65
BLOQUE C	33	16	13	16	17	17
BLOQUE D	49	17	15	17	21	15

En la Figura III.3, se muestra una imagen de uno de los perfiles componentes de las columnas, en este caso representa un perfil HP. Los valores de las dimensiones acotadas se muestran en las tablas recogidas en los anexos.

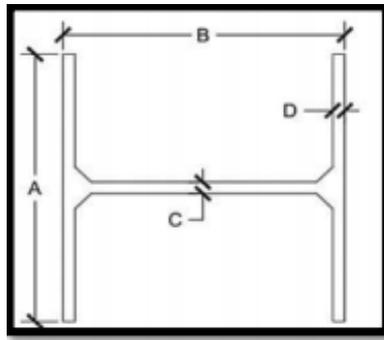


Fig. III.3 Acotación de los perfiles HP, componentes de las columnas.

III.2.1 Uniones

En todos los casos, las uniones pertenecientes a los elementos antes mencionados garantizan la continuidad estructural de los mismos. Se definen por pernos y remaches que mediante un angular garantizan la vinculación de las vigas y columnas que confluyen a ella.

El dimensionamiento de diferentes juntas de acero de acuerdo con las normas puede llevar mucho tiempo y el diseñador debe realizar una suposición, ya que las normas están diseñadas para diferentes casos estándar, lo que también se aplica a algunos programas de diseño. Una de estas uniones se modeló en el software IDEA STATICA. El mismo tiene un nuevo enfoque que combina el método de Elementos Finitos y el método componente basado en diferentes estándares (Nybacka, 2018). En la Figura III.4 se muestra un plano donde quedan identificadas las uniones en el Bloque C, las flechas de color rojo indican la dirección por donde se produce el fallo en la unión.

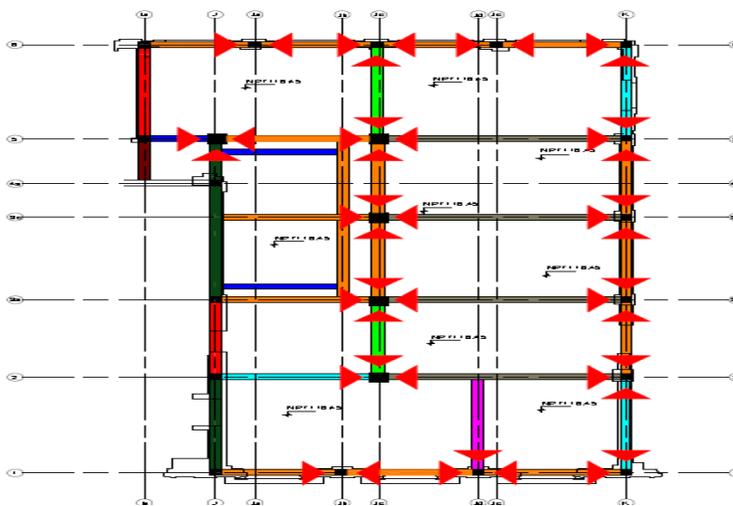


Fig. III.4 Unión viga- columna perteneciente al Bloque C.

El fallo más común que se identificó es el **Fallo por cizallamiento de los pernos**: Se produce cuando los esfuerzos actúan paralelamente a la sección, cortándola, desplazando así una sección con respecto a la otra. En la Figura III.5 se muestra la unión viga-columna, de la esquina superior derecha, así como su deformación, esta unión pertenece al Bloque C, y fue modelada en el software IDEA STATICA.

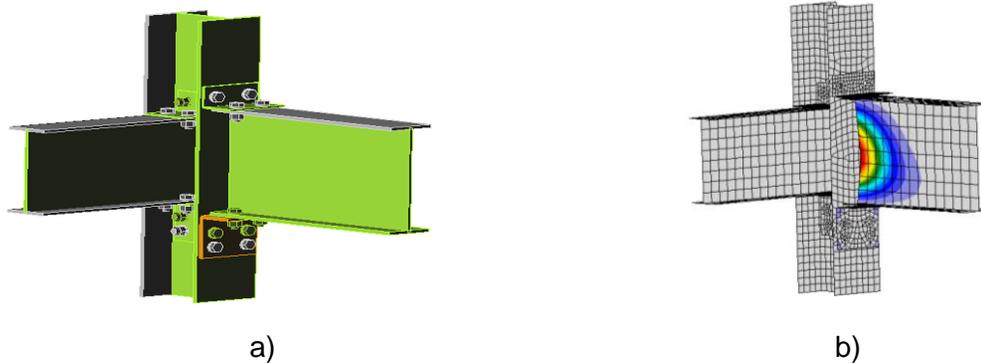


Fig. III.5 a) Unión viga- columna perteneciente al Bloque C b) Deformación en la unión.

La Tabla III.2 muestra un resumen de las verificaciones por efectos de carga externo.

Tabla III.2 Resumen de las verificaciones por efectos de carga externo.

Verificar ítem.	Valor	Estado
Análisis	100%	Cumple
Placas	$3.3 < 5.5\%$	Cumple
Tornillos	$87.7 < 100\%$	Cumple

Estos valores fueron obtenidos del IDEA STATICA, la unión antes modelada se encontraba en fallo, pero por cuestiones de análisis, se reajustaron las características de la misma para obtener los valores que fueron mostrados en la tabla anterior.

III.3. Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural del quinto nivel de la edificación.

Mediante este levantamiento se puede detectar, clasificar y cuantificar los deterioros presentes en la estructura. Las afectaciones encontradas son en su mayoría asociadas a las patologías típicas de la degradación los materiales como el acero, y relativas al comportamiento estructural. Las lesiones que encontramos cuando se realiza el levantamiento de la edificación, se clasifican en función de su origen en tres categorías que fueron mencionadas anteriormente, estas son:

- Patologías estructurales.
- Patologías no estructurales.

- Patologías de los materiales.

III.3.1. Patologías no estructurales.

Las patologías no estructurales encontradas son las humedades, las mismas se producen cuando hay presencia de agua en un porcentaje mayor al considerado como normal en un material o elemento constructivo. En este nivel las humedades existentes se presentan como: humedad por capilaridad (predominante), humedad accidental, lixiviación y humedad por condensación. En la Figura III.6 se muestra una imagen con humedades accidentales y por filtración.



Fig. III.6 Humedades accidentales y por filtración en losa de entrapiso en el quinto nivel.

III.3.2. Patologías estructurales.

Durante el levantamiento del quinto nivel, no se detectaron patologías estructurales.

III.3.3. Patologías de los materiales.

Las principales lesiones detectadas en el quinto nivel, asociadas a los materiales son:

- Grietas y Fisuras.
- Desconchados.
- Aceros expuestos corroídos.
- Abofados.

En la Figura III.7 se muestra una imagen donde se aprecia una grieta causada por la corrosión de un perfil metálico.



Fig. III.7 Grieta causada por la corrosión de un perfil metálico.

En los anexos se muestra una tabla donde que identificadas cada una de estas lesiones por bloques, así como su descripción y cuantía.

III.4 Ensayos de caracterización útiles para el diagnóstico estructural del quinto nivel de la edificación.

Los ensayos realizados en este nivel se enumeran a continuación:

Ensayos destructivos.

- Extracción de testigos de hormigón.
- Extracción de muestras de ladrillos.
- Extracción de testigos en elementos metálicos estructurales.

Ensayos de laboratorio.

- Determinación de la resistencia a compresión axial del hormigón.
- Determinación de la resistencia a compresión axial de los ladrillos.
- Determinación de la resistencia a tracción de los elementos metálicos estructurales.

III.4.1. Extracción de testigos de hormigón y ensayos de compresión axial.

Se extrajeron 53 testigos, 21 en las columnas, 11 en los muros y 21 en las losas, distribuidos por todo el nivel.

A estos testigos se le realizó un levantamiento de las lesiones para su posterior vinculación con los ensayos realizados en el laboratorio. Las principales lesiones detectadas fueron:

Granulometría discontinua o abierta en los áridos que conforman la estructura del testigo: cuando en un árido existen fracciones de todos los tamaños comprendidos entre el menor y mayor del mismo, se dice que el árido posee una granulometría continua. Lo contrario sucede cuando la continuidad de tamaños desaparece, faltando algunas fracciones, a lo que se le denomina granulometría discontinua; como se muestra en la Figura III.8.



Fig. III.8 Presencia de Árido de granulometría discontinua en una probeta testigo de hormigón.

Áridos calizos de gran tamaño: La presencia de estos áridos provoca una mala adherencia árido-pasta, y no le propicia al hormigón la continuidad granulométrica que exigen las normas. En la Figura III.9 se muestra una imagen de una probeta testigo de hormigón, con áridos caliza de gran tamaño.



Fig. III.9 Presencia de áridos calizos de gran tamaño en una probeta testigo de hormigón.

Partículas planas y alargadas: las partículas planas y alargadas disminuyen la homogeneidad de la pasta y la capacidad resistente del material. En la Figura III.10 se muestra una imagen de una probeta testigo de hormigón con presencia de partículas planas y alargadas.



Fig. III.10 Probeta testigo de hormigón con presencia de partículas planas y alargadas.

Después de observadas estas lesiones se puede arribar a la conclusión de que en casi todas las zonas estudiadas, el hormigón de las columnas y las losas de entrepiso, es de

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

pobre calidad, con mala colocación y compactación, que debió haber sido mezclado con arena de mar. Para la evaluación de los resultados se utiliza la Tabla III.3 extraída de la Red Durar.

Tabla III.3 Criterios de Evaluación de Resultados. Durabilidad del Hormigón. (Durar, 1997)

DURABILIDAD	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)
Baja Durabilidad	<20
Durable	>20

A continuación se muestran los valores promedios obtenidos por elementos. En los anexos se muestra una tabla que resume todas las muestras obtenidas, en cada uno de los elementos de los distintos bloques de trabajo. Así como su resistencia a la compresión y el criterio de evaluación.

Las columnas estudiadas en los bloques A, B, C, D presentan baja durabilidad en toda su totalidad. Los resultados del ensayo a compresión axial de las losas de entrepiso, evaluados mediante la Red Durar, se muestran en la Figura III.11

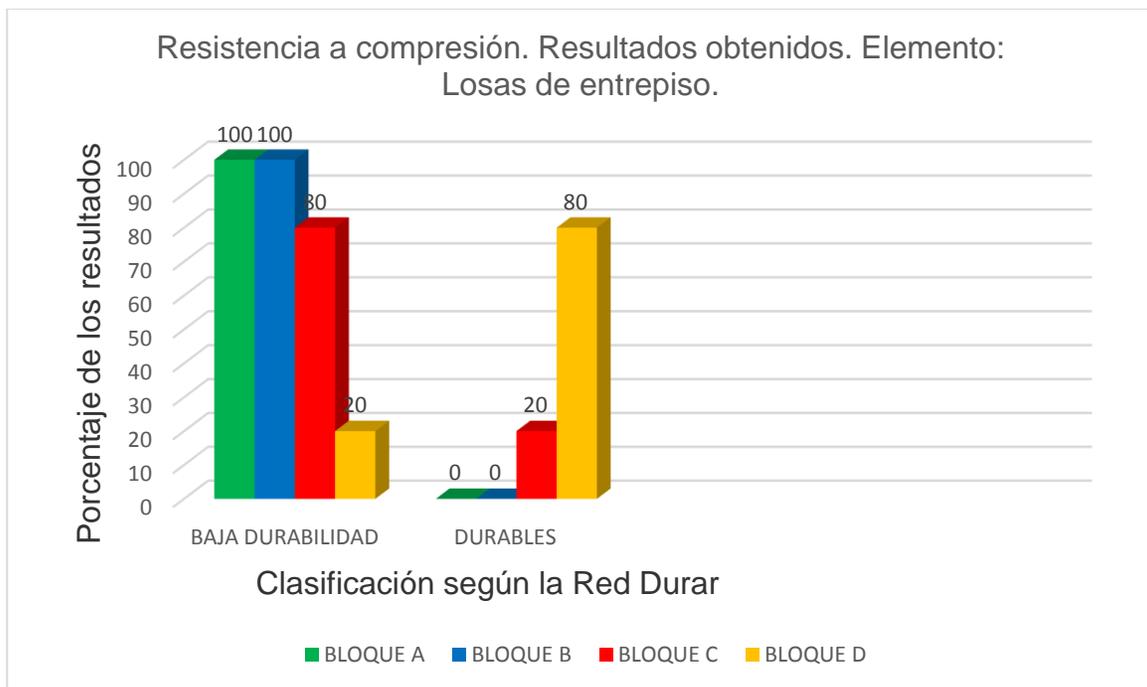


Fig. III.11 Resultados del ensayo de compresión axial, evaluado mediante la Red Durar. Losas de entrepiso.

En la Figura II.12 se muestran los resultados del ensayo a compresión axial de los muros, evaluados mediante la Red Durar.

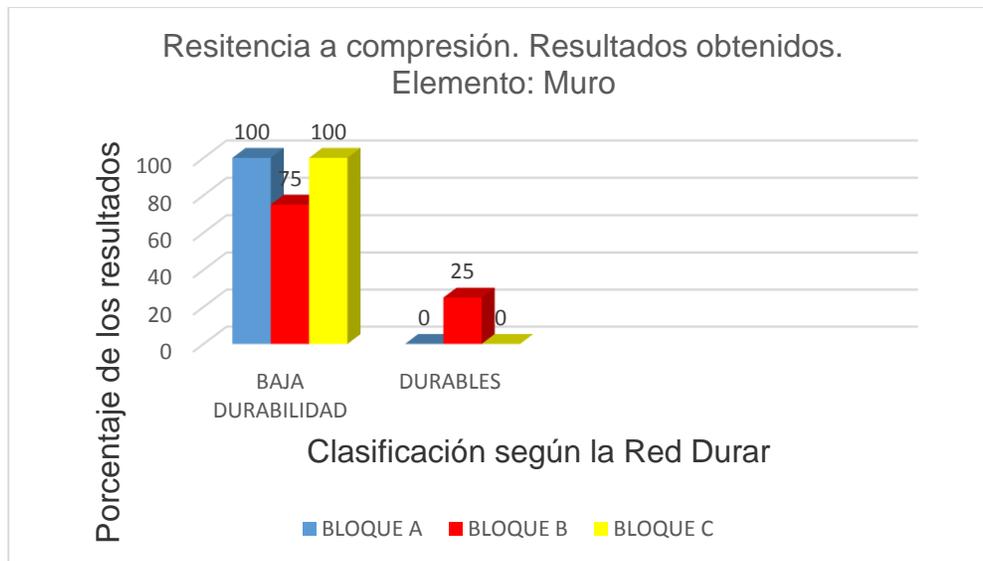


Fig. III.12 Resultado del ensayo a compresión axial, evaluado mediante la Red Durar. Muros.

III.4.2. Ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en los aceros de refuerzo de las losas de entrapiso.

Para la caracterización mecánica de los aceros de refuerzo se extrajeron 8 muestras (como mínimo) por cada tipo de losa de entrapiso, y por cada tipo de acero de refuerzo identificado, con un total variable por nivel, para la realización del ensayo a tracción. Se utilizaron muestras variables, de longitudes entre los 20cm (como mínimo) y 50cm (como máximo). En la Figura III.13 se muestra una losa de entrapiso con exposición del acero de refuerzo.



Fig. III.13 Imagen de losa de entrapiso con exposición de acero de refuerzo.

En la tabla III.4 se muestran las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo de las losas de entrapiso.

Tabla III.4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de las losas de entrepiso.

MATERIAL	DIÁMETRO(mm)	BLOQUE	PESO (kg/cm ²)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (MPa)	RESISTENCIA ÚLTIMA A TRACCIÓN (MPa)
Alambre torcido	Ø3mm	B	7850	150.00	214
Barra corrugada	Ø10mm	C		300.00	429
Barra corrugada	Ø13mm	D		253.00	361
Barra corrugada	Ø16mm	A		300.00	429

III.4.3. Ensayos para la determinación de la resistencia a tracción en elementos metálicos componentes de la estructura.

Para la caracterización mecánica de los elementos estructurales se extrajeron 8 muestras en las columnas y en las vigas, que conforman un total de 16, distribuidas en todo el nivel, para la realización de ensayos de tracción en las columnas y en las vigas. Mediante las pruebas de tensión de metales, es posible determinar el límite elástico, inicio del punto de fluencia, resistencia última a la tracción, elongación y reducción de área. Las pruebas de tensión proporcionan información sobre la fuerza y la ductilidad de los materiales bajo tensiones de tracción uniaxial. Esta información puede ser útil en las comparaciones de los materiales, aleaciones, desarrollo, control de calidad y diseño bajo ciertas circunstancias. Para la realización del ensayo las muestras deben ser sometidas a fuerzas controladas de tracción, hasta el punto de rotura de la muestra. En el caso de las muestras estas deben ser sustancialmente grande. En la Figura III.14 se observa una imagen del ensayo a tracción de una de las muestras.



Fig. III.14 Ensayo a compresión de una de las muestras de los elementos metálicos.

En la Tabla III.5 se muestra un resumen de las propiedades mecánicas de los perfiles metálicos de las columnas, del quinto nivel.

Tabla III.5 Propiedades mecánicas de los perfiles metálicas de las columnas.

MATERIAL	PESO (kg/m ³)	BLOQUE	MÓDULO DE ELASTICIDAD (MPa)		RESISTENCIA ÚLTIMA (MPa)
			TRACCIÓN-COMPRESIÓN	CORTANTE	TRACCIÓN-COMPRESIÓN
Acero estructural laminado en caliente	7850	A	207277	82910	359
		B			295
		C			336
		D			259

III.4.4. Extracción de muestras de ladrillos cerámicos y ensayo a compresión.

En la mayoría de los casos, las obras de fábrica de mampuesto de ladrillos se utilizan para soportar esfuerzos a compresión, en función de las propiedades físicas de la arcilla que lo componen, de los métodos de fabricación que se hallan utilizado, y del grado de cocción que presentan.

Para la estimación de las propiedades mecánicas para los elementos de los muros de ladrillos cerámicos, se extrajeron 10 ladrillos.

La estimación de la resistencia a tracción oscila de un 10% a 20% de la resistencia a compresión axial. NC 360:2005

La estimación de la resistencia a flexión es de un 5% a 10% de la resistencia a compresión axial. (Broto, 2005)

La estimación de la resistencia a cortante es de un 33% a un 50% de la resistencia a compresión axial. (Broto, 2005)

En la Figura III.15 se muestra una imagen de las muestras de ladrillos macizos.



Fig. III.15 Muestras de los ladrillos macizos, extraídos en la edificación.

En la Tabla III.6 se muestran los criterios de evaluación para ladrillos cerámicos.

Tabla III.6 Criterios de evaluación de ladrillos cerámicos de arcilla cocida.

Calidad, Compacidad y Durabilidad	Resistencia a compresión (MPa)
Ladrillos Macizos (LM)	
BUENA Calidad, Compacidad y Durabilidad	>10
DEFICIENTE Calidad, Compacidad y Durabilidad.	<10
Ladrillos Huecos (LH)	
BUENA Calidad, Compacidad y Durabilidad	>5
DEFICIENTE Calidad, Compacidad y Durabilidad.	<5

Las muestras de ladrillos se tomaron de forma aleatoria en los muros de cierre exterior e interior de la edificación. En la Tabla III.7 se muestran los resultados de los valores de resistencia a compresión, a tracción, a cortante y a flexión.

Tabla III.7 Valores de resistencia a compresión, tracción, flexión y cortante.

ELEMENTO	TIPO	UBICACIÓN	RESISTENCIA MEDIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA MEDIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISTENCIA MEDIA A FLEXIÓN (MPa)	RESISTENCIA MEDIA A CORTANTE (MPa)
Ladrillo	Macizo	BLOQUE B	7.56	0.77	0.39	3.78
Ladrillo	Macizo	BLOQUE C	10.92	1.09	0.55	5.46
Ladrillo	Macizo	BLOQUE D	13.63	1.36	0.68	6.82

III.5 Monitoreo y Pruebas de Cargas.

La realización del monitoreo y la prueba de carga propicia la valoración de los elementos componentes de la estructura antes la aplicación de cargas para conocer el estado actual de la edificación. Estas pruebas también son utilizadas para la calibración de modelos numéricos utilizados para el análisis estructural y validar las hipótesis planteadas con respecto al comportamiento estructural del edificio.

La prueba de carga se realizó en el Bloque D, esta zona fue seleccionada luego de realizado una inspección visual por los especialistas. Para la aplicación de la prueba se tomó 1.25 veces la carga de uso como establece la NC-053-007:1979. Para el caso del local ensayo, la carga de uso asumida fue de 4 KN/m², la cual es una carga equivalente a locales destinados para restaurantes y sitios de recreación, tomándose finalmente como carga de prueba 5 KN/m².

Para la aplicación de las cargas se utilizó un sistema de bolsas de almacenamiento para agua con capacidad de 8000 litros cada una.



Fig. III.16 Bolsas de agua, utilizadas en la aplicación de las pruebas de carga.

La carga fue aplicada en intervalos del 20% de la carga total de 5 KN/m², lo que representa en agua, 1000 litros por bolsa, (1 KN/m²).

En la Figura III.16 se muestra una imagen de las bolsas para el almacenamiento de agua, utilizadas en la aplicación de la prueba de carga.

En el llenado de las bolsas se realizaron pausas de 15 minutos, para garantizar que las deformaciones generadas se estabilizaran. La carga máxima se mantuvo durante 48 horas

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

y luego se procedió a la descarga por escalones de igualmente del 20% de la carga total, en intervalos de 15 minutos cada una hasta llegar a la descarga total. Las mediciones continuaron durante las 24 horas posteriores de retirada el 100 de la carga. En la Tabla III.8 se muestran las características de la prueba de carga realizada.

Tabla III.8 Características de la prueba de carga realizada.

Prueba	Ubicación	q_{uso} (KN/m ²)	q_{total} (KN/m ²)	Escalones de carga	$q_{escalón}$ (KN/m ²)	q_{total} (KN/m ²)	Luz	Flecha o deformación admisible (mm)
1	Bloque D, Eje 3d, Ejes Ma-L	4	5.03	1	1.68	5.03	8.34	26.06
				2	2.51			
				3	3.35			
				4	5.03			

La Figura III.17 muestra la ubicación de la prueba de carga realizada en el quinto nivel.

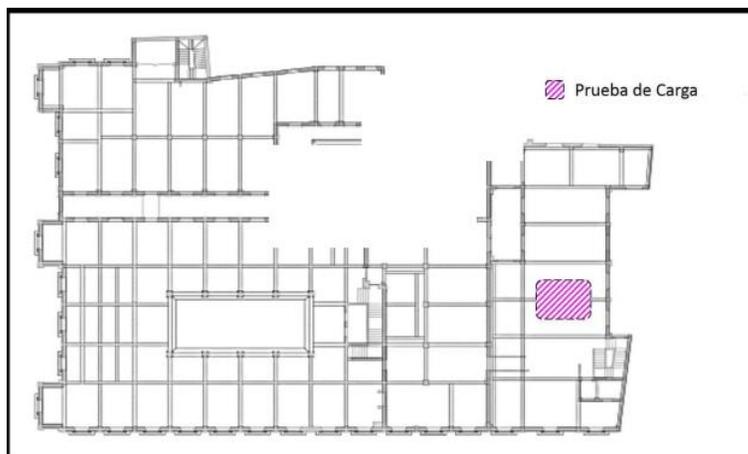


Fig. III.17 Ubicación de la prueba de carga realizada en el quinto nivel.

estos elementos.

El entrepiso donde se aplicó la prueba de carga está compuesto de hormigón armado, con refuerzo en dos direcciones. En el área a ensayar se colocaron 5 sensores, 2 en las losas de entrepiso, y 3 en la viga más próxima a esta para medir la deformación de

La Figura III.18 muestra la ubicación de los andamios para la colocación de los sensores.



Fig. III.18 Ubicación de los andamios para la colocación de los sensores.

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

Como resultado de la prueba se logra obtener la relación que existe entre los desplazamientos experimentados por la losa de entrepiso y los valores de las cargas aplicadas. También fue evaluado el desarrollo de la recuperación de los desplazamientos en cada uno de los puntos controlados con el objetivo de determinar el rango de trabajo del material, (elástico, elastoplástico, o plástico) ante la acción de las cargas.

Para el monitoreo de la estructura se utilizaron transductores piezoeléctricos, para la medición de los desplazamientos lineales. Estos transductores piezoeléctricos funcionan electromecánicamente, y constan de una resistencia de valor fijo sobre la cual se desplaza un cursor dividiendo a la resistencia eléctricamente. En estos ensayos fueron utilizados sensores de la firma KIOWA, los mismos brindan una alta precisión de 0.01mm para las mediciones, y permiten mediante una unidad digitalizada de adquisición de datos, el monitoreo directo y continuo de la estructura, o elemento en cuestión.

La Figura III.19 muestra una imagen de los transductores piezoeléctricos.



Fig. III.19 Transductores piezoeléctricos.

La Figura III.20 muestra el gráfico de Desplazamiento vs Tiempo, que permite observar el desarrollo en el tiempo de las deformaciones en cada uno de los puntos monitoreados. Del mismo modo que determina los porcentajes de recuperación en cada uno de los puntos medidos. Es necesario aclarar que durante la aplicación de la prueba existió un error técnico, que

provocó que dos de los desplazamientos esté mal representado.

Otro de los aspectos importantes a destacar durante la interpretación de los resultados de la prueba de carga, es la evolución de la aplicación de la carga y la relación existente entre la aplicación de la carga y los desplazamientos correspondientes a cada uno de los intervalos de carga.

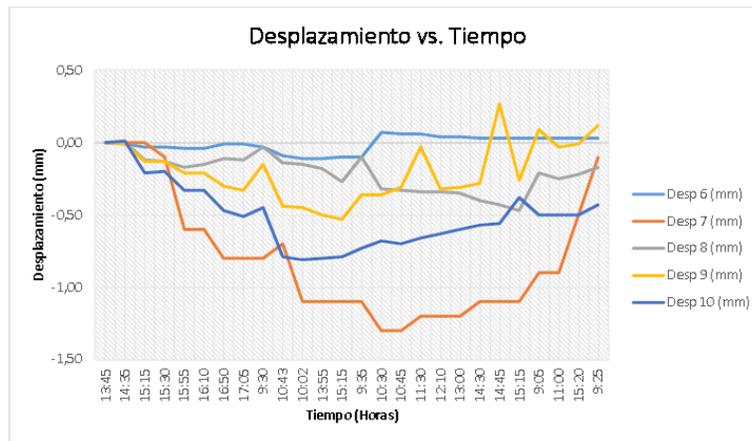


Fig. III.20 Gráfico Desplazamiento vs Tiempo

La Figura III.21 muestra la evolución de la carga aplicada mediante el gráfico Carga vs Tiempo, y en la Figura III.22 se muestra la evolución de las deformaciones en función de las cargas aplicadas, mediante el gráfico Desplazamiento vs Carga.

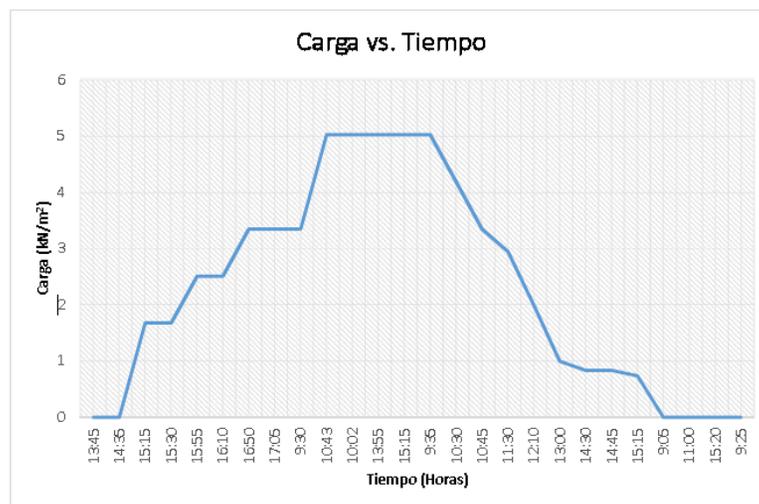


Fig. III.21 Gráfico Carga vs Tiempo. Evolución de la carga aplicada.

Con el objetivo de obtener una mejor ilustración del comportamiento de la estructura ante la acción de la carga, se realiza la representación gráfica de los valores de deformaciones experimentadas ante la acción de la carga máxima con respecto a la ubicación de los puntos controlados en la estructura, donde la variación de la escala de colores representa la variación de la magnitud de las deformaciones experimentadas. Como se muestra en la Figura III.23.

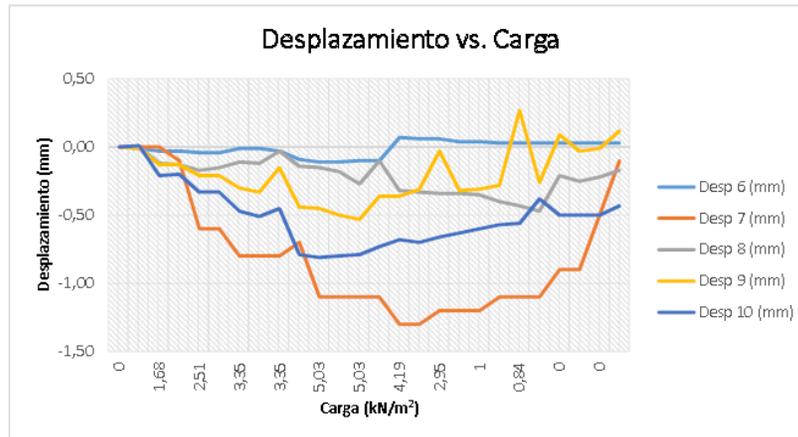


Fig. III.22 Gráfico Desplazamiento vs Carga. Evolución de las deformaciones en función de las cargas aplicadas.

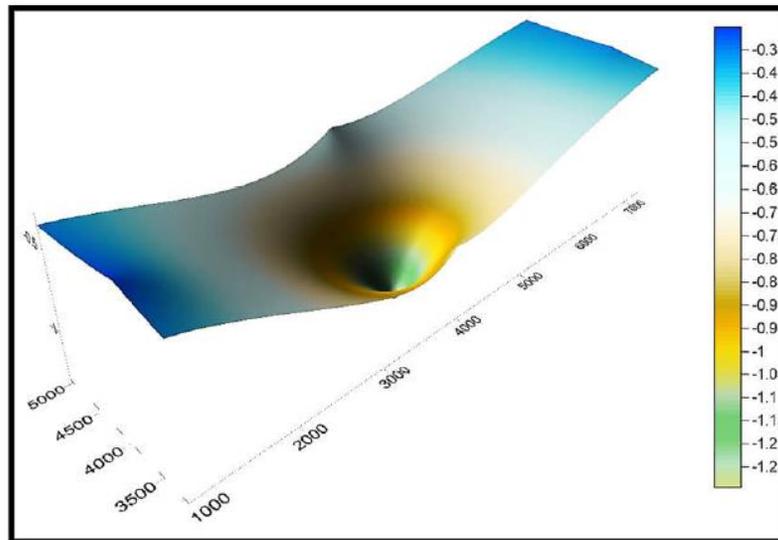


Fig. III.23 Representación de las deformaciones de la estructura ante la acción de la carga máxima aplicada respecto a la ubicación de los puntos controlados.

III.5.1. Evaluación del estado estructural a partir de los resultados obtenidos.

Para la evaluación de la aplicación de la prueba fueron adoptados los criterios mencionados en el epígrafe II.3.4 del capítulo anterior, establecidos en la NC-053-007:1979. Los resultados individuales de las mediciones y lecturas realizadas se muestran en los anexos.

Análisis de las deformaciones

Después de la determinación de la flecha total experimentada por la estructura ($f_i + f_o = f_t$), se comparó con la flecha permisible para losas de entresuelo de hormigón armado, ($L/480$) dado por la (NC 207, 2003), y para la viga principal de acero, ($L/400$) dado por la (NC 0053-94, 1983), para determinar el cumplimiento de la estructura del parámetro de deformación:

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

• $f_t = (1.5)f_i + f_o < f_p = (1.25)(L/400)$ donde:

f_t : Flecha o deformación total o real.

f_i : Flecha o deformación inicial. ($f_i=0$)

f_o : Flecha o deformación obtenida.

f_p : Flecha o deformación permisible.

L: longitud del elemento analizado.

A continuación, en la Tabla III.9 se muestra la comparación de las deformaciones implicadas en el análisis del comportamiento de la viga principal evaluada.

Tabla III.9 Comparación de los desplazamientos implicados en el análisis del comportamiento de la viga principal evaluada.

DESPLAZAMIENTO REAL (mm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE (mm)	CONDICIÓN A CUMPLIR
1.30	26.06	Cumple

A continuación, en la Tabla III.10 se muestra la comparación de las deformaciones implicadas en el análisis del comportamiento de las losas de entrepiso.

Tabla III.10 Comparación de los desplazamientos implicadas en el análisis del comportamiento de las losas de entrepiso.

DESPLAZAMIENTO REAL (mm)	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE (mm)	CONDICIÓN A CUMPLIR
0.81	21.72	Cumple

Luego del análisis realizado la deformación máxima real cumple con lo establecido en la NC 53-94:1983 y NC-207-2003.

Aparición de colapsos estructurales.

Durante la aplicación de la carga no se observaron desarrollo ni apariciones bruscas de colapsos estructurales.

La calibración físico-matemática del modelo de análisis constituye una herramienta fundamental para la evaluación del comportamiento de estructuras existentes. Permite comprobar la eficiencia de la modelación computacional y demostrar que los resultados se corresponden con la realidad observada. Este proceso es muy engorroso y se basa en ajustes sucesivos a las 4 invariantes de a modelación matemática.

Recuperación de los elementos estructurales sometidos a la prueba de carga.

Luego de realizada la descarga de la estructura según el procedimiento establecido por la NC 053-007:1979, se monitoreó el proceso de recuperación de las deformaciones en la estructura, obteniéndose los siguientes valores de recuperación, de los desplazamientos expresados en por ciento (%), que se muestran a continuación, en la Figura III.24

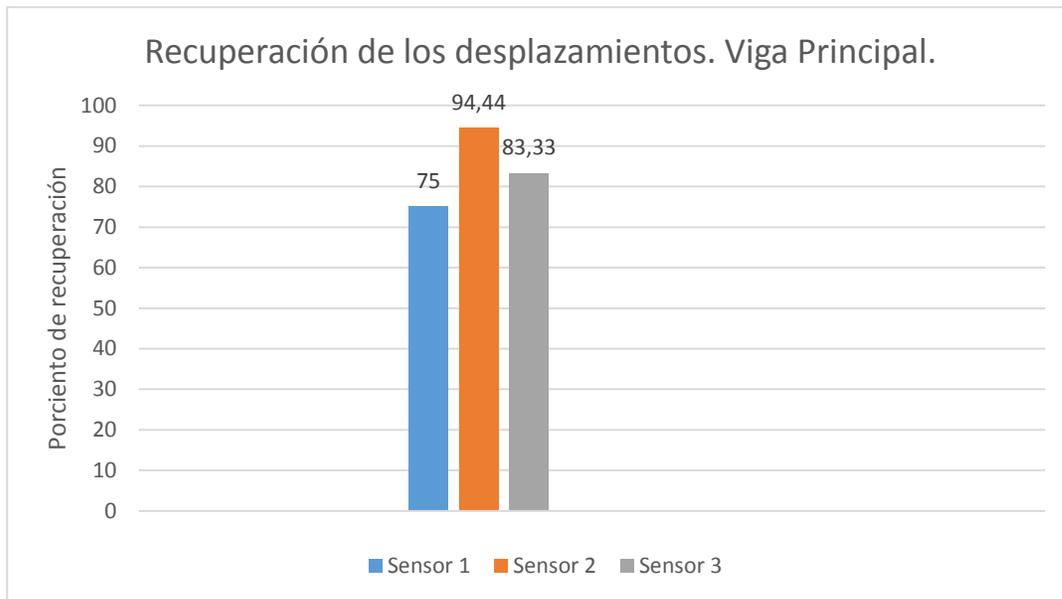


Fig. III.24 Gráfico de recuperación de los desplazamientos. Elemento: Viga Principal

En la Figura III.25 se muestra una imagen con la recuperación del desplazamiento registrado por el sensor 4.

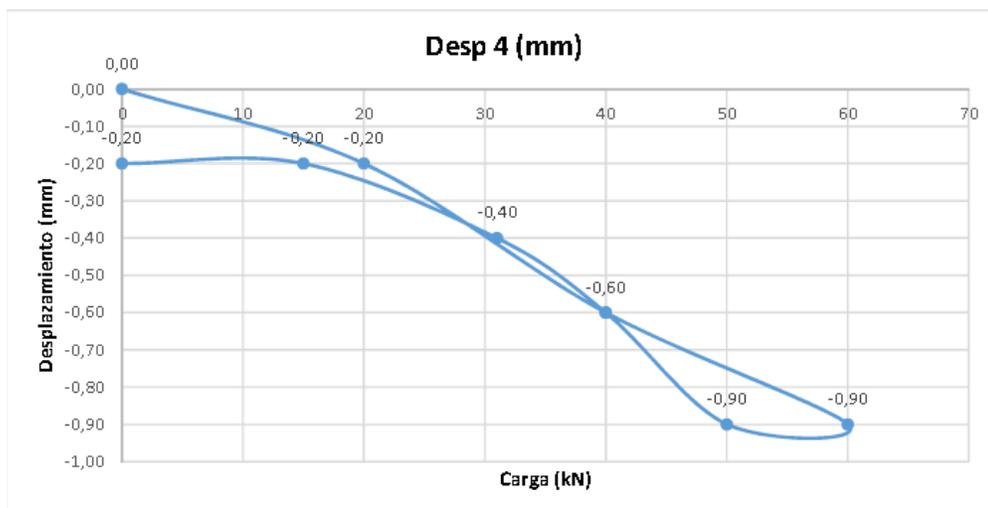


Fig. III.25 Recuperación del desplazamiento registrado por el sensor 4. La línea en rojo marca esta recuperación

En la Figura III.26 se muestra un gráfico con los valores de recuperación de los desplazamientos, en la losa de entrepiso, expresados en porciento.

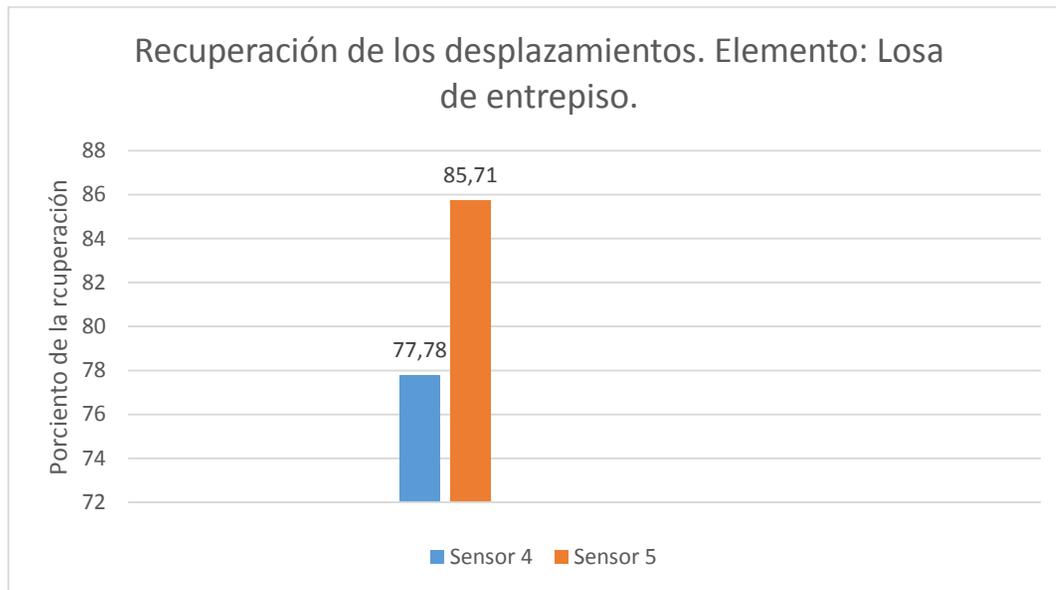


Fig. III.26 Gráfico de recuperación de los desplazamientos. Elemento Losa de entrepiso.

III.1 Conclusiones parciales del Capítulo III.

Luego de realizado el levantamiento de la estructura del quinto nivel, podemos concluir que la misma está compuesta por pórticos metálicos, con elementos de geometría y recubrimiento variable, tanto en vigas, como en columnas, y distintos paños de losas de entrepiso, con diferentes recubrimientos, diámetro de barras de acero de refuerzo, y disposición de mismo. En estas estructuras, el hormigón juega el rol de protección contra el fuego, ya que no posee confinamiento alguno.

El nivel no presenta patologías estructurales que comprometan su comportamiento para la función actual, aunque el cambio de función, como se verá posteriormente hace que algunos elementos fallen si se someten a las mismas en su estado actual.

Las patologías no estructurales encontradas son las humedades accidentales y por filtración.

De los valores obtenidos en los ensayos de compresión axial del hormigón, se puede concluir que en la mayoría del nivel, el hormigón es de baja durabilidad ya que no cumple con las especificaciones establecidas en la Red Durar. La resistencia a compresión característica en las columnas es de 4.91 MPa, mientras que en los muros es de 7.29 MPa, y en las losas de entrepiso es de 8.97 MPa.

Capítulo III Caso de estudio: Evaluación estructural del Hotel Real Hacienda.

Fueron identificados aceros de refuerzo con diámetros de $\varnothing 13\text{mm}$, $\varnothing 10\text{mm}$, $\varnothing 16\text{mm}$, y alambre torcido de $\varnothing 3\text{mm}$, con resistencias últimas a tracción de 429 MPa, 361 MPa, 429 MPa, y 214 MPa respectivamente.

Los ensayos a tracción de los aceros estructurales laminados en caliente arrojaron valores de resistencia última 337 MPa en las columnas y 309 MPa en las vigas.

Los ladrillos cerámicos se pueden clasificar de aceptables en cuanto a su resistencia a compresión.

Luego de realizada la prueba de carga y analizado los tres parámetros (Deformación, Colapso estructural y Recuperación de la Deformación), establecidos en la NC 053-007:1979, se considera que el entrepiso, en el paño de losa ensayado, funciona correctamente desde el punto de vista estructural, para el cambio de función que se propone.

Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.

En este capítulo se realizará la modelación de la edificación, analizando cada una de las invariantes: Geometría, Materiales, Cargas y Condiciones de Apoyo. Se explicará el trabajo en cada una de las invariantes, y quedarán plasmados los resultados obtenidos de la modelación. Otro aspecto que se presenta es la verificación estructural para los elementos columnas, vigas y losas de entrepiso, para tener información detallada del comportamiento de las mismas, y conocer cuáles soportarán los esfuerzos a los que será sometido la edificación cuando se someta a un cambio de uso, de acuerdo a los ensayos realizados y a su combinación con los resultados de la modelación. Como explicamos en el capítulo III, por la complejidad y magnitud de la edificación será estudiado en los aspectos más importantes, solamente el quinto nivel.

IV.1 Generalidades

Con el fin de realizar una valoración del comportamiento estructural, así como evaluar las posibles causas que generan daños en la estructura y su influencia en la seguridad estructural, se emplean herramientas de simulación numérica basada en el Método de los Elementos Finitos. (M.E.F). la información obtenida en los trabajos de campo, nutren estas herramientas, por lo que el enfoque de la investigación se encamina a garantizar las invariantes fundamentales de la modelación: Geometría, Materiales, Cargas actuantes y Condiciones de apoyo. En este capítulo serán abordados estos aspectos, que resultan de suma importancia, para realizar un dictamen final de la edificación. Para la modelación de la edificación se utilizó el software MIDAS. Midas Gen es un software de análisis de elementos finitos de propósito general. La interfaz de usuario intuitiva, las gráficas contemporáneas y el solucionador poderoso de midas GEN permite a los ingenieros realizar el análisis y diseño estructural tanto para estructuras complejas como convencionales.

Las características de modelado significativas basadas en los diversos tipos de elementos, bases de datos de diversos materiales y secciones, condiciones de contorno y tipos de carga permiten realizar prácticamente todos los tipos de análisis estructurales. MIDAS Gen utiliza una diversa gama de funciones de análisis de elementos finitos y teorías modernas

de análisis estructural para obtener resultados precisos y prácticos, con altos estándares de rendimiento, eficiencia, versatilidad y productividad en el diseño estructural.

Como el edificio resulta un modelo tan complejo, se crea un modelo en AUTOCAD con diferentes layers, y paralelamente se crea otro modelo en MIDAS donde solo se dan las secciones, con los mismos nombres de los layers creados en AUTOCAD, y el MIDAS brinda la posibilidad de importar el modelo creado en AUTOCAD, asignando automáticamente las secciones creadas en MIDAS con el mismo nombre de los layers que provienen de AUTOCAD. Además de las ventajas que ofrece en el post-proceso y en la selección de los elementos, otras de las ventajas que nos ofrece el MIDAS se muestran en la Figura IV.1

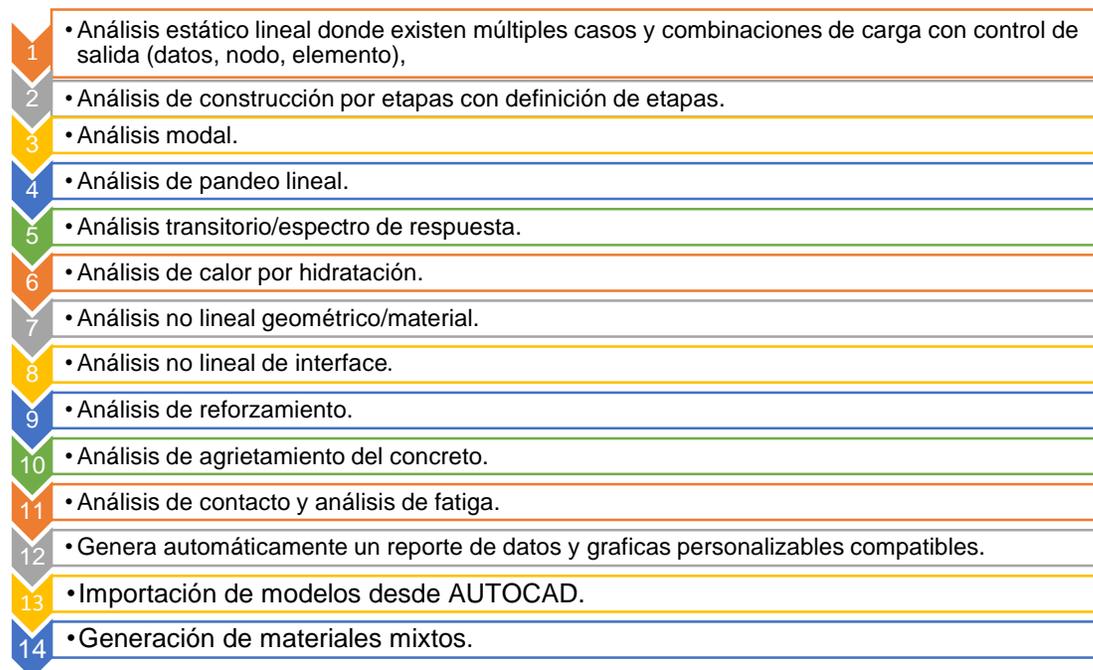


Fig. IV.1 Ventajas de la modelación con MIDAS

IV.2 Modelación de las invariantes planteadas.

Como parte de la investigación, se realiza un modelo para simular el comportamiento de la estructura teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- La geometría del edificio, al igual que la resistencia de los materiales se considera en las condiciones actuales de la estructura, tomado los ejes de los elementos durante la construcción del así llamado, “modelo alámbrico” del edificio.
- Las propiedades de los materiales serán asumidas como las establecidas en los resultados de los ensayos de caracterización de los materiales.
- Los elementos se consideran completamente sanos, sin la existencia de deterioros ni desperfectos en su composición.

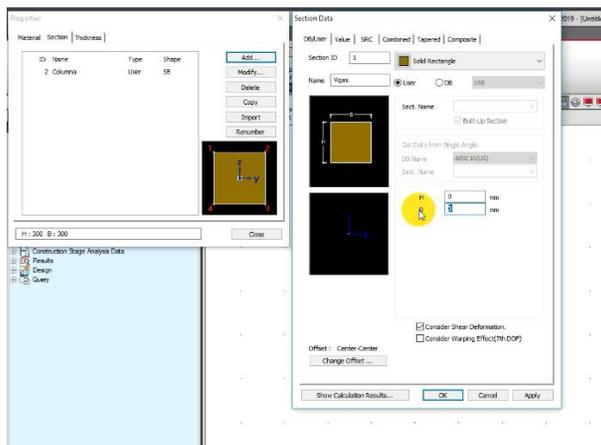
- Se consideran como cargas permanentes y de explotación los valores de carga propuestos por la NC-283, 284,285 y 450.

IV.2.1 Modelación de la Geometría.

Para realizar la modelación de la geometría, se lleva a cabo un levantamiento detallado de toda la estructura para la realización del modelo. A partir de los planos consultados y la inspección realizada. Para la modelación de la geometría se utilizan los siguientes elementos:

- Columnas y vigas: elemento tipo barras.
- Tableros: elementos tipos, paneles planos.

El trabajo con el software depende de la persona que lo realice, aunque lo primero a realizar debe ser definir los grids (enrejado o cuadrículado), y luego dibujar la figura en el plano, mediante elementos o mediante los nodos y luego replicarla hacia arriba. Luego se seleccionan las secciones, y se le agregan a los elementos, esta vía es creando el modelo desde el mismo software. El software cuenta con una base de datos, pero a la vez permite agregar nuevas secciones como se muestra en la Figura IV.2.



Como explicamos anteriormente al resultar un modelo tan complejo, se creó este modelo en AUTOCAD, nombrando los distintos layers y luego fue exportado hacia el MIDAS, aprovechando así una de sus ventajas, en la Figura IV.3. Se puede observar dos estructuras que fueron dibujadas en AUTOCAD y luego importadas desde MIDAS.

Fig. IV.2 Selección de las secciones de los elementos en el MIDAS

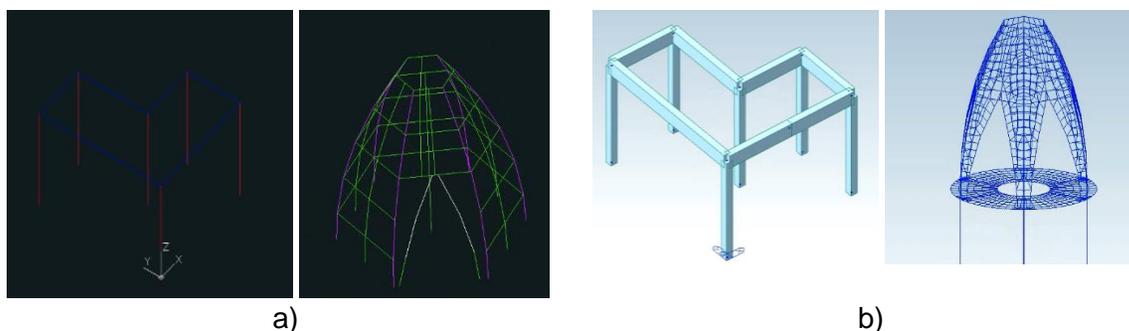


Fig. IV.3 a) Estructuras modeladas en AUTOCAD b) Estructuras modeladas en AUTOCAD e importadas desde MIDAS

En la Figura IV.4 se muestra el modelo del edificio en el MIDAS, ya importado desde el modelo alámbrico creado en AUTOCAD.

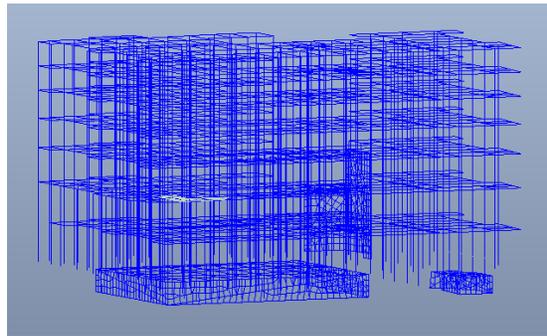
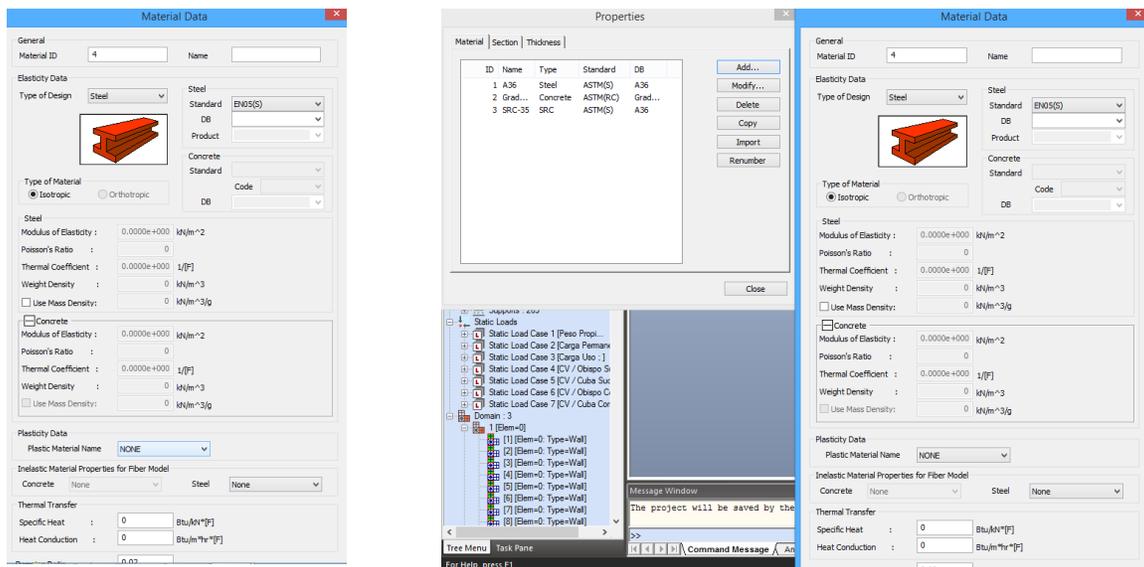


Fig. IV.4 Modelo del edificio desde MIDAS

IV.2.2 Modelación del material.

La caracterización de los materiales, constituye un aspecto fundamental en la modelación de la estructura. Para generar el material existen dos opciones, primeramente como en la mayoría de los software, se puede asignar el material cuando se están definiendo las características geométricas o secciones de los elementos. Otra forma es generando nuevos materiales y luego asignándolos a las secciones o elementos que se van seleccionando o creando, como se muestra en la Figura IV.5.



a)

b)

Fig IV.5 a) Selección del material cuando se definen los elementos b) Adición del material a elementos ya existentes.

A partir de ahí, se define el tipo de comportamiento del material de acuerdo con los modelos y teorías conocidas, como se muestra en la Figura IV.6

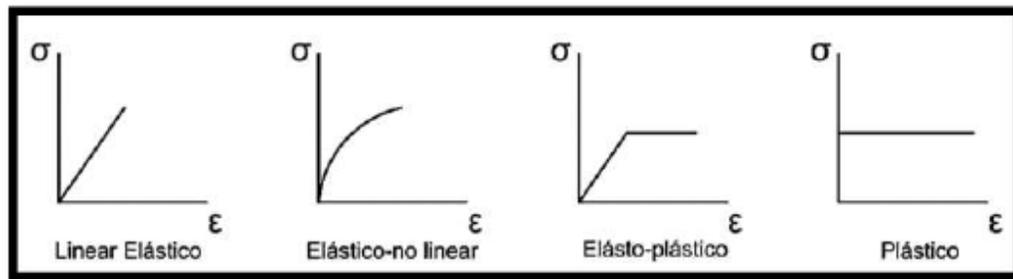


Fig. IV.6 Modelos del comportamiento del material.(Broto, 2005)

Por no contar con el equipamiento requerido siempre se asume un comportamiento lineal elástico, incluido el hormigón que tiene una etapa plástica, es decir después que plastifica sigue resistiendo, y aunque el software tiene para implementar estos valores, no se tiene en cuenta, ya que no se cuenta con estos valores que necesita el software. Una vez seleccionado el tipo de modelo se debe cuantificar los parámetros que lo definen. En este caso, que consideramos un modelo lineal elástico, los parámetros asociados son el módulo de deformación, y el módulo de Poisson. Este análisis considera la linealidad de los materiales, caracterizándolos por su peso específico (γ), Coeficiente de Deformación Transversal o de Poisson (ν), Módulo de Deformación de Primer orden o de Young (E) y Módulo de Deformación de Segundo Orden o por Cortante (G).

Las propiedades de los materiales que serán introducidas en el modelo, corresponden con los resultados de caracterización de los materiales.

A continuación, en la Tabla IV.1 se muestran las propiedades de los materiales para la fase del edificio sano.

Tabla IV.1 Propiedades de los materiales para la fase del Edificio Sano.

Parámetros	Acero vigas	Acero columnas	Hormigón
Resistencia a la compresión(MPa)	(Fluencia) 180.88	(Fluencia) 172.71	15.00
Peso específico (γ) (KN/m ³)	78.50	78.50	23.56
Módulo de Poisson (ν) (adim)	0.3	0.3	0.2
Módulo de deformación de Young (E) (MPa)	2×10^5	2×10^5	18203

IV.2.3 Modelación de los vínculos y condiciones de apoyo.

El modelo de vínculos se refiere a las condiciones de continuidad que se aplican directamente sobre los nodos unidos a tierra, permitiendo y limitando parcialmente o

anulando sus desplazamientos y/o giros. Los vínculos de la estructura con el terreno pueden ser representados mediante apoyos indesplazables clásicos o por medio de conexiones que pueden permitir una determinada magnitud del desplazamiento o el giro en la misma dirección en que están especificados los grados de libertad que ella restringe.

La introducción de apoyos que están caracterizados por cierto grado de deformabilidad, conocidos como resortes elásticos, proporcionan una forma de abordar la interacción suelo-estructura considerando las características del suelo, que permite evaluar los efectos en las respuestas estructurales condicionadas por las características deformacionales específicas del suelo y la obtención directa de los asientos en todo el dominio de la cimentación.

Luego de realizada la inspección a la edificación, fueron identificadas las siguientes condiciones de apoyo:

- Base (Cimentación)-Columna: Empotrada.
- Columna-Vigas: Empotradas.
- Viga-Viga: Empotrado.
- Viga-Losa: Empotrado.
- Losa-Losa: Empotrado (Transversalmente)

En nuestro caso de estudio, el edificio se encuentra empotrado en todos sus apoyos a tierra, y esto se logra, restringiendo todos los vínculos en el software, como se muestra en la Figura IV.7, los vínculos a tierra aparecen como puntos de color violeta.

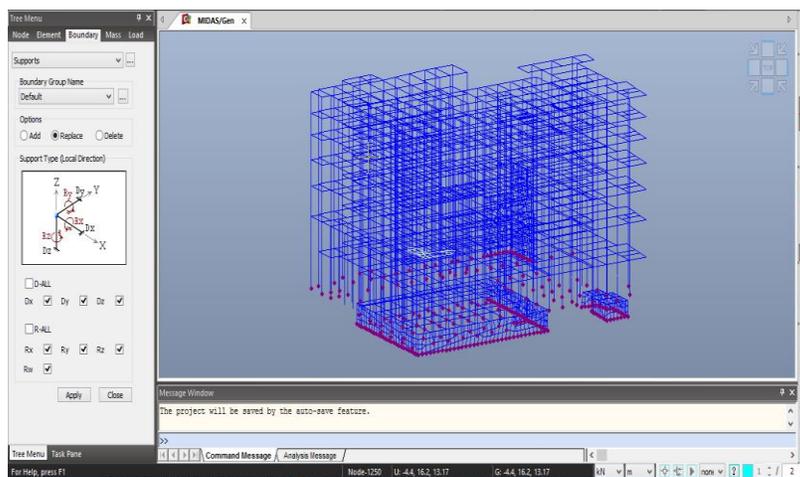


Fig. IV.7 Empotramientos en los vínculos a tierra de la edificación.

IV.2.4 Modelación de las cargas.

Los valores de las cargas fueron elegidos según la normativa vigente que se nombra a continuación:

Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.

- NC 283:2003 Densidad de los materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción.
- NC 284:2003 Edificaciones. Carga de Uso.
- NC 285:2003 Cargas de uso
- NC 450: 2006 Edificaciones- Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones.

Los valores de carga que serán aplicados a la estructura dependen de la disposición de lugares para la futura explotación de la edificación. A partir de esta idea se confeccionan los planos de distribución de las cargas permanentes y de utilización. Los valores de las mismas.

IV.2.4.1. Cargas debidas al peso propio de los elementos estructurales.

El peso propio de todos los elementos que constituyen el modelo estructural es calculado mediante el generador automático del MIDAS, por lo que es necesario establecer adecuadamente los espesores en el caso de las losas y los muros.

IV.2.4.2. Peso muerto de los materiales empleados como relleno y pisos según NC 283:2005

El peso muerto de los materiales empleados como relleno y piso se muestra en la Tabla IV.2

Tabla IV.2 Peso de los materiales empleados como relleno y piso. (NC 283:2003, 2003)

Materiales	Densidad	Unidad
Enrajonado (relleno de mejoramiento)	0.18	KN/m ² /cm
Soladura-losas de barro	0.20	KN/m ² /cm
Teja criolla con mortero	0.75	KN/m ²
Ladrillos de arcilla	19.00	KN/m ³

IV.2.4.3. Carga de uso/ocupación según NC 284:2003

Los valores de carga de uso por áreas o locales están condicionados por la clasificación del uso del edificio.

Para la evaluación del modelo de la estructura actual se consideró como edificio destinado a Oficinas y Comercios, que fue básicamente el uso que finalmente tuvo el edificio. Según esta categoría corresponde aplicar los siguientes valores de carga de uso por locales según la NC 284: 2003. Estos valores se muestran en la Tabla IV.3

Tabla IV.3 Valores de carga de uso por locales (NC 284:2003, 2003)

Oficinas y Comercios	Magnitud	Unidad
Oficinas administrativas	2.0	KN/m ²

Oficinas con acceso al público	4.0	KN/m ²
Locales con equipos especiales	3.0	KN/m ²
Salas de venta en tienda	4.0	KN/m ²
Balcones volados y terrazas	4.0	KN/m ²
Escaleras, vestíbulos y accesos.	4.0	KN/m ²

La Tabla IV.4 muestra a modo de resumen los valores de cargas aplicado a la estructura.

Tabla IV.2 Valores de la carga aplicada a la estructura.

Tipo de carga	Magnitud (KN/m ²)
Permanente de entrepiso	7.55
Permanente de cubierta	10.66
Uso de habitaciones	1.5
Uso de cubiertas	5.0
Pasillos de habitaciones	1.5
Galerías públicas	4.0
Oficinas y locales administrativos.	2.0

IV.2.4.4. Carga de viento.

Para determinar la acción del viento de ciclones y huracanes, (vientos extremos, no extremos, y para la verificación de las cimentaciones), se tomaron en cuenta los aspectos establecidos en la NC 285:2003, la cual se basa en amplios datos estadísticos, que en algunas estaciones meteorológicas cuenta con series de más de cien años.

La expresión para calcular la carga de viento, depende de los siguientes factores.(NC 285:2003, 2003)

- La zona geográfica.
- La altura del edificio.
- Las condiciones topográficas.
- Las características de forma aerodinámica de la estructura.
- La importancia de la obra y el tiempo de su vida útil.

La Carga unitaria característica total, establecida por la Oficina Nacional de Normalización en el 2003, se calcula por la expresión:

$$q = q_{10} \cdot C_t \cdot C_h \cdot C_r \cdot C_s \cdot C_{ra} \cdot C_f \text{ (KN/m}^2 \text{ o Kgf/m}^2\text{)}$$

Donde:

$$q_{10} = \text{presión básica del viento a 10 metro de altura, en KN/m}^2 \text{ o Kgf/m}^2. = 1.3 \text{ KN/m}^2.$$

C_t = coeficiente de tiempo o recurrencia. = 1.00

C_h = coeficiente de ráfaga.

C_r = coeficiente de ráfaga.

C_s = coeficiente de topografía o sitio.

C_f = coeficiente de forma.

C_{ra} = coeficiente de reducción por área expuesta.

La expresión básica de viento q_{10} es la presión característica del viento correspondiente a velocidades del aire (en valores característicos) en terrenos llanos y abiertos a una altura de 10 metros sobre el terreno, se obtiene por la fórmula:

$$q_{10} = V_{10}^2 / (1.6 \times 10^3), \text{ KPa}$$

V_{10} = Velocidad característica del viento para un período de recurrencia y a una altura de 10m sobre el terreno, expresada en m/segundos. En nuestro caso es de $q_{10} = 1.3 \text{ KN/m}^2$. Por pertenecer a la Zona I: región más occidental hasta Villa Clara.

Coeficiente de recurrencia $C_t = 1.00$ Tiene en cuenta la ocurrencia de ciclones durante el período de vida útil del edificio. En nuestro edificio tiempo de recurrencia de 50 años.

Coeficiente de altura $C_h = 0.65/(z/10)^{0.44}$. Evalúa el aumento de la carga de viento con la altura y es un valor distinto para cada punto de la estructura. Depende del tipo de terreno, en nuestro caso es terreno Tipo B, que son terrenos cubiertos con obstáculos y edificaciones que superen los 10 metros como ciudades, zonas boscosas, etc. Los obstáculos que rodean a nuestra edificación no son superiores a 22 metros a una distancia en 800 metros

Coeficiente de ráfaga $C_r=1.23$. Es empleado para tener en cuenta la naturaleza fluctuante de los vientos y su interacción con edificaciones y otras construcciones.

Coeficiente de sitio $C_s = 1.00$. Evalúa las características topográficas del lugar o sitio en que se construirá la obra.

Coeficiente de reducción por área expuesta. $C_{ra} = 0.775$ por la Calle Obispo, y 0.755 por la Calle Cuba.

Coefficiente de forma C_f : tiene en cuenta la forma, los volúmenes, el ángulo de la superficie expuesta al viento, la presencia de huecos, etc. En nuestro caso se trata de un edificio regular, con cubierta plana ($\alpha=0$), aunque la fachada tiene algunos entrantes en Obispo, y en la parte posterior a la Calle Cuba. En la Figura IV.8 se muestra una imagen del coeficiente de forma en edificios de fachada cerrada y forma regular rectangular.

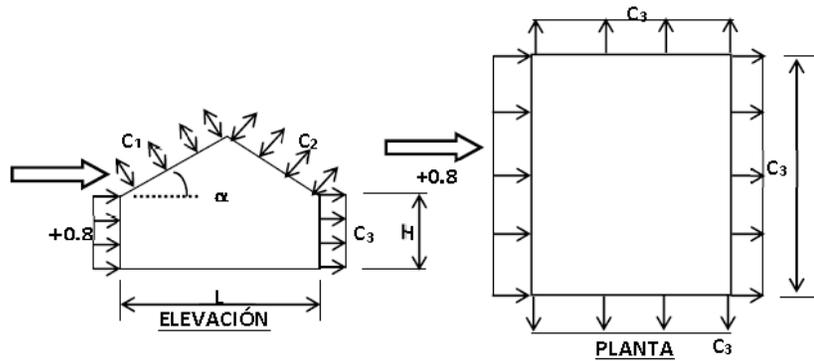


Fig. IV.8 Coeficiente de forma en edificio de fachada cerrada y forma regular rectangular.

Los valores que se obtienen para nuestro caso se muestran en la Tabla IV.3.

Tabla IV.3 Valores de coeficiente de forma.

Dirección Obispo $h/Le= 0.569$		Dirección Cuba $h/Le=0.858$	
Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor
C_f barlovento	+0.8	C_f barlovento	+0.8
C_f lateral (C_3)	-0.465	C_f lateral (C_3)	-0.472
C_f cubierta (C_1)	-0.614	C_f cubierta (C_1)	-0.672
C_f cubierta (C_2)	-0.414	C_f cubierta (C_2)	-0.472
C_f sotavento (C_3)	-0.465	C_f sotavento (C_3)	-0.472

Los signos (+) significan que la carga entra a la estructura, los signos (-) que la carga está saliendo de la estructura.

Para construir los esquemas de carga de viento, se debe tener en cuenta la variación de la carga con la altura, definido por el C_h . En este sentido el proyectista debe hacer las adecuadas simplificaciones y adaptaciones (sin sobre diseñar mucho y sin ir en contra de la seguridad) ya que cada punto de la estructura tiene un coeficiente de altura distinto. Este esquema se puede observar en la Figura IV.9.

Los perfiles de presiones de viento extremo que se obtienen son los que se muestran en las Tablas IV.4 y IV.5 respectivamente.

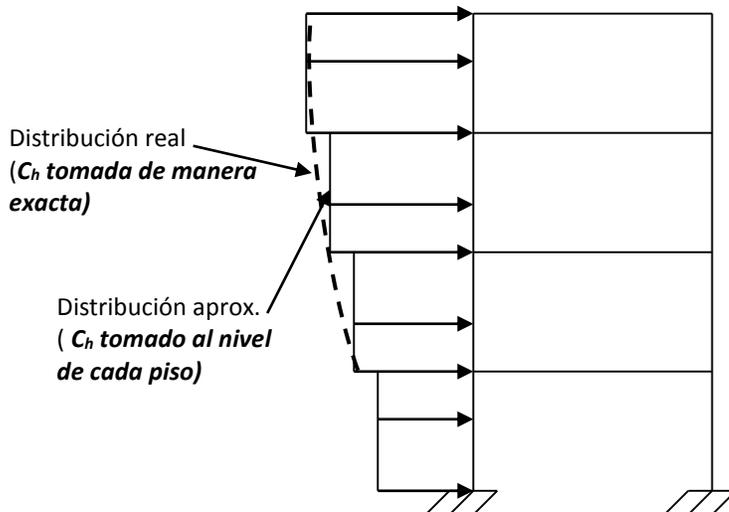


Fig. IV.9 Esquema de carga de viento.

Tabla IV.4 Perfiles de presiones de Viento extremo vs Altura de Pisos. Dirección Calle Obispo

Piso	Nivel, m	$P_{v, \text{barlov.}}$ KPa	$P_{v \text{ sotav.}}$ KPa	$P_{v \text{ lateral}}$ KPa	$P_{v \text{ cubierta prom.}}$ KPa
PB	0.9	0.428	-0.249	-0.249	-0.747
2	6.43	0.477	-0.277	-0.277	
3	12.45	0.639	-0.371	-0.371	
4	17.35	0.739	-0.420	-0.420	
5	21.6	0.814	-0.473	-0.473	
6	25.64	0.877	-0.51	-0.51	
7	29.12	0.928	-0.539	-0.539	
Cubierta	32.47	0.974	-0.565	-0.565	
Parapeto	33.47	0.987	-0.573	-0.573	

Tabla IV.5 Perfiles de presiones de Viento extremo vs Altura de Pisos. Dirección Calle Cuba

Piso	Nivel, m	$P_{v, \text{barlov.}}$ KPa	$P_{v \text{ sotav.}}$ KPa	$P_{v \text{ lateral}}$ KPa	$P_{v \text{ cubierta prom.}}$ KPa
PB	0.9	0.417	-0.246	-0.246	-0.742
2	6.43	0.465	-0.274	-0.274	
3	12.45	0.622	-0.367	-0.367	
4	17.35	0.72	-0.424	-0.424	
5	21.6	0.793	-0.467	-0.467	
6	25.64	0.855	-0.504	-0.504	
7	29.12	0.904	-0.533	-0.533	
Cubierta	32.47	0.948	-0.559	-0.559	
Parapeto	33.47	0.961	-0.567	-0.567	

Los vientos no huracanados, que no corresponden a los extremos generados en los ciclones, huracanes y tornados son los que se consideran vientos no extremos. Su causa

Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.

puede ser variada: turbonadas de verano, frentes fríos, se puede considerar con un período de recurrencia pequeño y están presentes con mayor o menor intensidad durante un porcentaje grande de los días del año (en Cuba). Estos vientos no extremos si se pueden combinar con las cargas de uso y las cargas tecnológicas.

Los perfiles de presiones de viento no extremo que se obtienen se muestran en la Tabla IV.6.

Tabla IV.6 Perfiles de presiones de Viento no extremo vs Altura de pisos. Dirección Calle Obispo y Cuba

Piso	Nivel, m	P_v , barlov, KPa.	P_v sotav, KPa	P_v lateral, KPa	P_v cubierta prom, KPa
PB	0.9	0.4	-0.232	-0.232	-0.25
2	6.43				
3	12.45				
4	17.35				
5	21.6				
6	25.64				
7	29.12				
Cubierta	32.47				
Parapeto	33.47				

Las combinaciones de cargas utilizadas en la modelación, se trataron según la (NC 450, 2006). De las que establece esta norma, fueron seleccionadas como más probables, las siguientes:

1.4G	$1.2G+1.4W_{Cuba}$
1.2G+1.6Q	$1.2G+1.4W_{Obispo}$
$1.2G+1.6Q+0.8W_{Cuba}$	$0.9G+1.4W_{Cuba}$
$1.2G+1.6Q+0.8W_{Obispo}$	$0.9G+1.4W_{Obispo}$

IV.3 Resultados de la Modelación del Edificio

La respuesta de la estructura se puede agrupar, para su estudio en dos campos: el campo de las fuerzas y el campo de los desplazamientos.

En la Figura IV.10 se muestran los diagramas de momentos flectores, en la Figura IV.11, los diagramas de cortante, y en la Figura IV.12 los diagramas de desplazamientos, en las vigas de la edificación, para la combinación de cargas 1.2 G + 1.6 Q, a manera de ejemplo. En el anexo 6 se muestra una tabla con los resultados del análisis para todas las combinaciones de cargas.

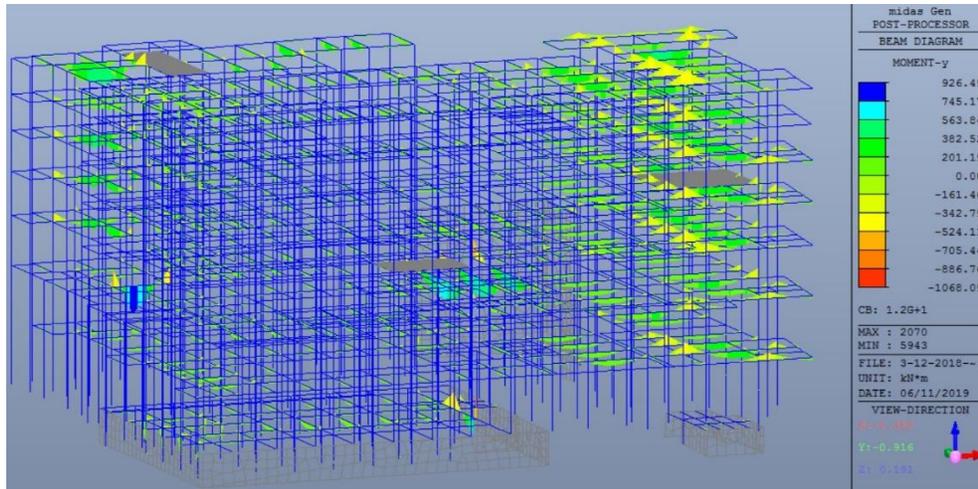


Fig. IV.10 Gráficos de momentos flectores.

Como se puede observar a la derecha de la imagen aparece, la escala de los valores de momentos, el color rojo representa el mayor valor de momento, denotando las zonas más críticas.

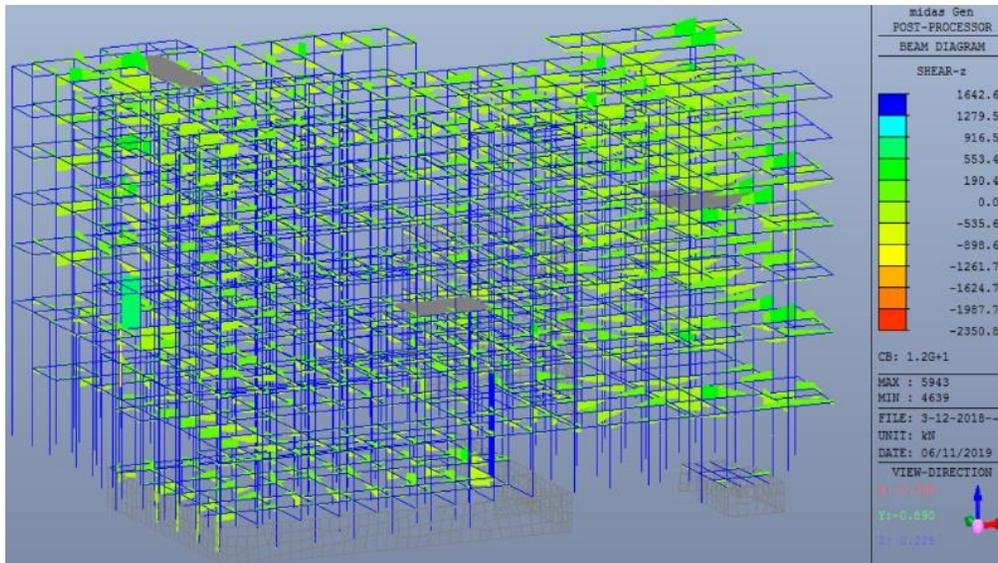


Fig. IV.11 Gráficos de cortante.

Como el gráfico anterior, la escala se muestra a la derecha, y el color rojo representa el mayor valor del cortante. En la zona del bloque A, se observan desplazamientos muy grandes, provocada por la ausencia de columnas en esa zona.

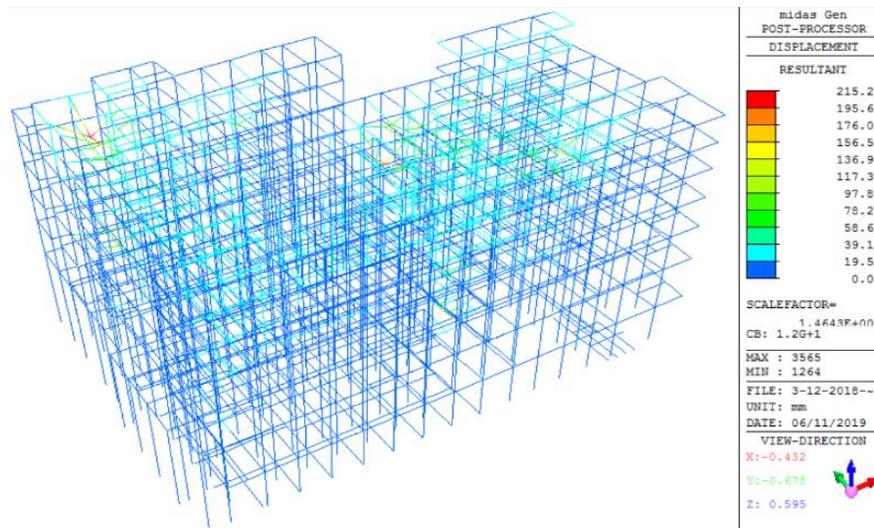


Fig. IV.12 Desplazamientos en las vigas.

Con esta información previa, se procede a la verificación de los elementos fundamentales.

IV.4 Determinación de la capacidad soportante de cada uno de los elementos estructurales componentes de la edificación.

Para la determinación de la capacidad resistente de los elementos estructurales se debe tener en cuenta en caso de los elementos de acero los principios de cálculo de la LRFD norteamericana.

IV.3.1. Determinación de la capacidad soportante en vigas de acero.

Resistencia a flexión de las vigas.

Para determinar la resistencia a flexión de las vigas se debe calcular el momento último (M_u) a partir del cálculo del momento nominal (M_n) de dichas vigas, y las condiciones de apoyo de las mismas. A continuación se muestran los parámetros involucrados y las expresiones empleadas para la obtención del mismo.

Las vigas tienen tres zonas de pandeo en función del momento nominal (M_n) y las longitudes variables no soportadas lateralmente. La Figura IV.13 muestra la curva típica de pandeo.

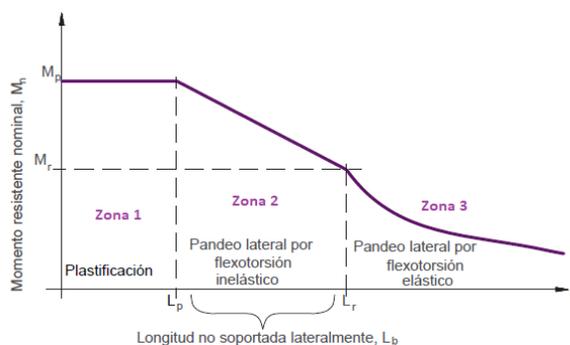


Fig. IV.13 Curva típica del pandeo.

Donde:

L_p : Longitud no arriostrada máxima para conseguir que la viga alcance el momento plástico (m).

L_r : Longitud lateralmente no arriostrada límite (m).

Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.

Para determinar el modo de fallo de las vigas se tuvieron en cuenta los siguientes intervalos de comportamiento:

$L_b \leq L_p$ (Zona 1): Pandeo Plástico.

$L_p < L_b \leq L_r$ (Zona 2): Pandeo inelástico.

$L_b > L_r$ (Zona 3): Pandeo Elástico.

L_p y L_r se determina a partir de las siguientes expresiones (Sánchez , 2018):

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{(E/F_y)}$$

$$L_r = \pi \sqrt{(I_y \cdot h_0 / (2 \cdot S_x))} \sqrt{(E / 0.7 \cdot F_y)}$$

De acuerdo con los resultados obtenidos como $L_p < L_b \leq L_r$ los perfiles se encuentran en la Zona 2 de Pandeo Inelástico, el momento nominal (M_n) se determina por la siguiente expresión:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Donde:

$$C_b = 2.27$$

$$M_p = F_y \cdot z$$

F_{yw} Tensión de fluencia del acero

$$M_r = S_x (F_{yw} - F_r)$$

F_r Tensión residual

Resistencia a cortante de las vigas.

Para determinar la resistencia a cortante de las vigas se debe determinar el cortante máximo (V_u) a partir de la resistencia nominal al corte (V_n).

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde

V_v = fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas.

ϕ_v = factor de resistencia por cortante = 0.90

V_n = resistencia nominal por cortante

Cálculo del cortante nominal V_n

Para la obtención del cortante nominal se tuvieron en cuenta las siguientes expresiones.

Caso 1: Fluencia del alma

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$$

Caso 2: Pandeo inelástico del alma

$$\text{Para } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}} \quad V_n = 0.6 F_y A_w \frac{418 / \sqrt{F_y}}{h / t_w}$$

Caso 3: Pandeo elástico del alma.

$$\text{Para } \frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260 \quad V_n = \frac{132,000 A_w}{(h / t_w)^2}$$

IV.3.2 Determinación de la capacidad soportante de las columnas de acero.

Una columna es un miembro que soporta una carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del miembro centroidal, pero a cierta distancia del mismo. Las diferencias entre los elementos a tensión y a compresión son:

- Las cargas de tensión tienden a mantener rectos los miembros, en tanto que las cargas de compresión tienden a flexionarlos hacia afuera del plano de las cargas (pandeo).
- La presencia de agujeros para tornillos en los elementos a tensión, reduce las áreas disponibles para las fuerzas; en los miembros a compresión se supone que los tornillos llenan los agujeros, y las áreas están disponibles para resistir las cargas.

La base de la teoría de las columnas es la fórmula de Euler, que es válida solo para columnas largas y calcula la carga crítica de pandeo. Esta es la carga última que puede soportar una columna larga. En la Figura IV.14 se muestra la columna de Euler.

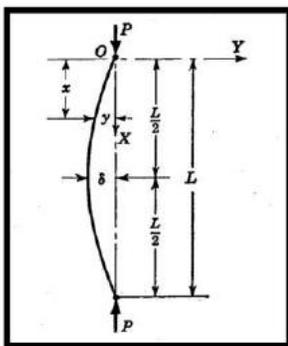


Fig. IV.14 Columna de Euler.

Así la ecuación Euler es:

$P = (E \cdot I) \cdot \pi^2 / L^2$ Donde P es la carga crítica de pandeo o carga crítica de Euler. Sabiendo que $r = (I/A)^{1/2}$ y que $\delta = P/A$, se puede escribir la ecuación de Euler como,

$\delta = \pi^2 E / (L/r^2) = F_e$. Donde δ es el esfuerzo crítico de pandeo. En las especificaciones de la AISC-LRFD, F_e es el esfuerzo de Euler. En la ecuación de Euler, el valor de L se tomará

como la distancia entre los puntos de inflexión de la estática donde el momento de flexión de la viga vale cero.

Esta distancia L se considera como la longitud efectiva de la columna.

Longitud efectiva

En las especificaciones de la AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina $K \cdot L$, donde K es el factor de longitud efectiva y es un número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral. En la Figura IV.15 se pueden observar los diferentes valores de K .

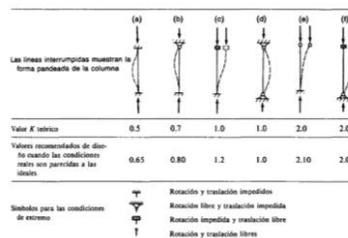


Fig. IV.15 Distintos valores de K

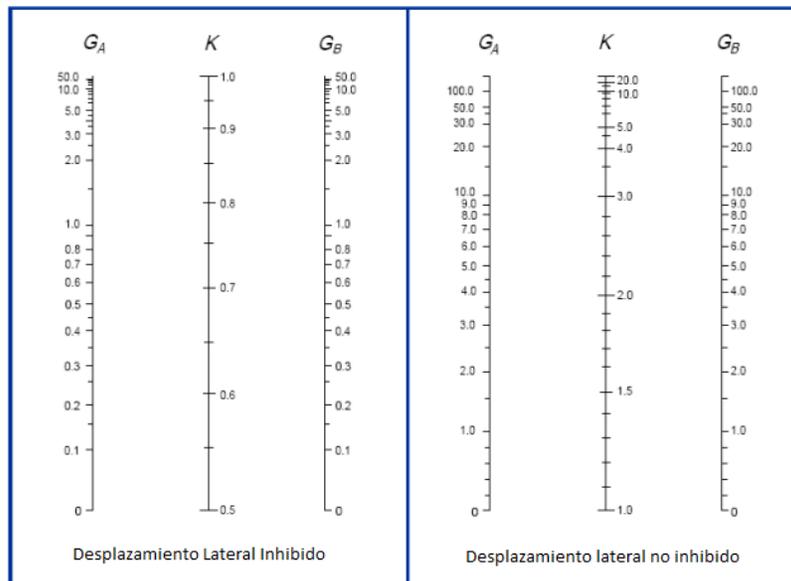


Fig. IV.16 Nomogramas de Jackson-Moreland para determinar los valores de K (AISC, 1994). Los elementos estructurales dentro de la edificación no responden a ninguna de estas condiciones de apoyo “clásicas” pues no están aislados, por lo que el valor de K se toma de los nomogramas de Jackson-Moreland (Johnston, 1976), en los que se determina las razones de rigidez de las columnas y las vigas en ambos extremos de las columnas (G_A y G_B), como se aprecia en la Fig IV.16.

IV.3.3 Determinación de la capacidad soportante de las uniones.

Para determinar esta carga máxima se tuvo en cuenta la resistencia a cortante de los pernos, fenómeno que explica que las chapas a unir se deslizan entre sí y entran en contacto con la espiga del tornillo, originando un esfuerzo cortante en dicha sección. Además se tuvo en cuenta la resistencia a cizallamiento producto de los pernos, el cual se produce cuando los esfuerzos actúan paralelamente a la sección, cortándola, desplazando así una sección con respecto a otra. También se tuvo en cuenta la resistencia por aplastamiento, fallo que se produce por la transferencia de esfuerzos por corte en el tornillo y aplastamiento en las chapas, es decir, cuando la resistencia a corte del tornillo es mayor que la resistencia a aplastamiento de las chapas, se producirá un aplastamiento de las chapas hasta producirse el fallo de dicha unión. También se analizó las resistencias al fallo por fluencia y por rotura. En la Figura IV.17 se muestra una imagen con la descripción de algunos de estos fenómenos.

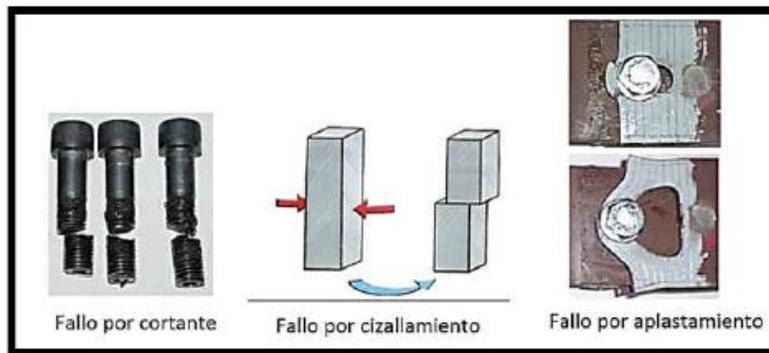


Fig. IV.17 Algunos fallos que pueden producirse en las uniones.

Cálculo de la resistencia a cortante de los pernos

Para determinar la resistencia a cortante de los pernos se utilizó la siguiente ecuación.

$$P_u < \phi R_n$$

Donde:

P_u - Carga máxima

$$\phi = 0.75 \quad R_n = F_v \cdot A_b \quad A_b = \pi d^2 / 4 \quad F_v = 0.563 F_u$$

F_v : Resistencia a cortante de los pernos

A_b : Área de los pernos.

F_u : Tensión de rotura.

Cálculo de resistencia por cizallamiento producto de los pernos.

Para pernos de extremo.

Para pernos restantes

$$R_n = 1.2L_c \cdot t \cdot F_u$$

$$L_c = S \cdot d / 2 \quad (1)$$

$$R_n = 1.2L_c \cdot t \cdot F_u$$

$$L_c = S \cdot d \quad (2)$$

Donde: t espesor del elemento (mm)

S 1 separación de los pernos al borde (mm)

S 2 separación entre pernos (mm)

d diámetro del perno (mm)

$$P_u < \phi R_{nt}$$

$$R_{nt} = R_{n_{\text{extremo}}} \cdot \text{No. pernos} + R_{n_{\text{restantes}}} \cdot \text{No. pernos}$$

Cálculo de resistencia por aplastamiento.

Para el cálculo de la resistencia por aplastamiento se tuvo en cuenta las siguientes expresiones.

$$P_u < \phi R_{nt}$$

$$R_{n_{\text{perno}}} = 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad R_{nt} = R_{n_{\text{perno}}} \cdot \text{No. perno.}$$

Donde: d- diámetro del perno

t- espesor del elemento

Cálculo de resistencia al fallo por fluencia

Para este cálculo se emplearon las siguientes ecuaciones:

$$P_u < \phi R_n$$

$$P_u = A_g \cdot F_y \quad \text{Donde: } \phi = 0.9$$

A_g = Área bruta de la sección (mm^2)

F_y = Tensión de fluencia (MPa)

Cálculo de resistencia al fallo por rotura.

Para este cálculo se tuvo en cuenta las siguientes condiciones:

- Cuando la tracción es transmitida por conectores a través de algunos de ellos, pero no todos los elementos de la sección, el área neta efectiva se calcula por:

$$A_e = A_n \cdot U \quad U = 1 - x/L$$

Donde: A_e - Área efectiva (mm^2)

A_n - Área neta (mm^2)

U- Factor de eficiencia.

X- Distancia del centroide del elemento conectado excéntricamente al plano de transferencia de carga (mm)

L- Longitud de la conexión en la dirección de la línea de aplicación de la carga (mm).

- Cuando la tracción es transmitida directamente a cada elemento de la sección por medio de conectores, el área neta efectiva es igual al área neta:

$$A_e = A_n$$

La resistencia nominal se rige por el menor valor de dos condiciones:

$P_u < \phi R_n$, siendo R_n , el menor valor entre $\phi \cdot A_n \cdot F_u$ y $\phi \cdot A_e \cdot F_u$, con $\phi = 0.75$

La Figura IV.18 muestra un ejemplo de planos de rotura de un elemento determinado:

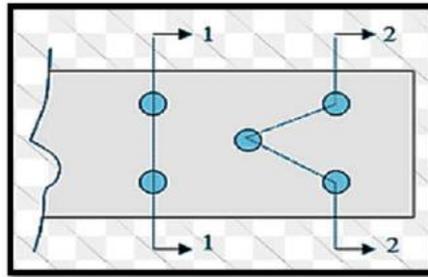


Fig. IV.18 Ejemplos de planos de rotura en un elemento determinado.

La línea de rotura No.1 no tiene planos inclinados, por tanto su área neta se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$A_n = A_g \cdot d \cdot \text{No. huecos} \cdot t$$

El plano de rotura No. 2 tiene planos inclinados, por tanto su área neta se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$A_n = A_g \cdot d \cdot \text{No. huecos} \cdot t + (s^2/4g) \cdot \text{No. planos inclinados} \cdot t$$

Donde:

S: la distancia centro a centro entre pernos en una dirección paralela al eje del miembro (mm)

g: la distancia centro a centro entre hileras de pernos perpendicular al eje del miembro (mm)

A_g: Área bruta de la sección (mm²)

d: Diámetro del perno (mm)

e: Espesor del elemento (mm)

La Figura IV.19 muestra un ejemplo de localización para s y g, en un elemento determinado.

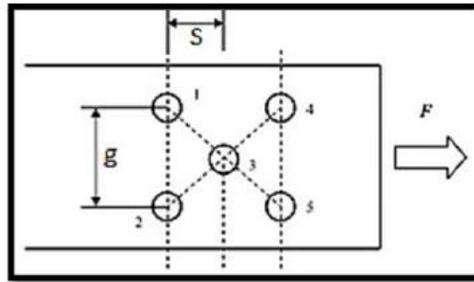


Fig. IV.19 Localización de s y g, en un elemento determinado.

IV.4 Verificación estructural.

Para el proceso de verificación de cada uno de los elementos componentes de la edificación, se realizó una comprobación teniendo en cuenta los tipos de secciones componentes para identificar los grupos de elementos en los que se producían fallos estructurales. Posterior a la identificación general de los fallos, se identificaron los fallos particulares en cada elemento. Organizándose según los niveles. Es necesario recordar que el nivel seleccionado en la edificación para su estudio, es la quinta planta.

IV.4.1. Verificación en vigas.

La verificación estructural en vigas arrojó como resultado fallos estructurales ante los esfuerzos de flexión, debido a la acción de las cargas verticales de peso propio y de utilización de la estructura.

En la Figura IV.20, se muestra una imagen de las vigas que fallan en este nivel. Estas aparecen de color rojo.

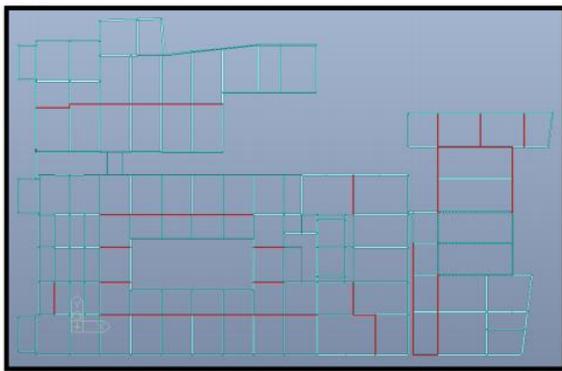


Fig. IV.20 Vigas que fallan en el quinto nivel.

estructural para los elementos en falla.

IV.4.1. Verificación en columnas

El MIDAS brinda la opción de declarar los elementos que no cumplen, señalándolos en color rojo en el modelo y en la tabla de resultados. Como solución para los elementos en fallos se deberá proponer como parte de la fase de anteproyecto y proyecto ejecutivo de reparación del inmueble una solución de reforzamiento

Los fallos identificados en las columnas están relacionados a los esfuerzos de flexo-compresión, producto de la acción de las cargas verticales de peso propio, la acción del viento y la utilización de la estructura. Las cargas de viento inciden notablemente en los fallos producto por flexo-compresión. En la Figura IV.21 se muestra una imagen, con las columnas que fallan en el quinto nivel. Al igual que en las vigas, MIDAS tiene la capacidad de mostrar en rojo los elementos que fallan. La mayoría de las columnas que fallan pertenecen al Bloque C, la cual tiene una carga de uso asociada de 4 KN/m², y una permanente de entepiso de 7.55 KN/m².

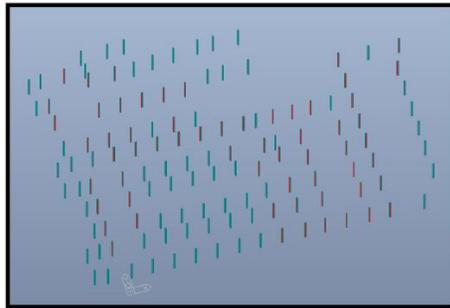


Fig. IV.21 Columnas que fallan en el quinto nivel.

Al igual que en el caso de las vigas, se debe proponer en la fase de anteproyecto y proyecto ejecutivo de reparación del inmueble un reforzamiento estructural para los elementos que fallan. Esta propuesta se sale del alcance de nuestro trabajo.

IV.4.2. Verificación de uniones.

Luego de realizada la revisión estructural, fueron identificados los fallos estructurales ante los esfuerzos de:

- Tornillos de la unión pilar-angular.
- Tornillos de la unión angular-viga.

El fallo en las uniones está dado por la acción de las cargas verticales por peso propio y cargas de utilización de la estructura. En la Figura IV.22 se muestra una unión entre viga y columna que falla por los pernos, y también una imagen de pernos que fallaron por cizallamiento.



a)



b)

Fig. IV.22 a) Unión viga-columna que falló por los pernos b) Pernos que fallaron por cizallamiento.

IV.4.3. Verificación estructural de losas.

Los esfuerzos de flexión en las losas son evaluados en los sentidos de acción longitudinal (x), y transversal (y) de las cargas, las cuales en función de la configuración de las condiciones de apoyo de estos elementos, generan esfuerzos de magnitudes diferentes, en función de la dirección que sea analizada.

Tabla IV.7 Evaluación estructural de losas en el quinto nivel.

Elemento	Dirección Principal (X)			Dirección Secundaria (Y)		
	M _{act.} (KN.m)	M _{n.} (KN.m)	Ratio (K)	M _{act.} (KN.m)	M _{n.} (KN.m)	Ratio (K)
Bloque A(+)	23	70.87	0.32	18	70.87	0.25
Bloque A(-)	32	70.87	0.45	25	70.87	0.32
Bloque B(+)	12	3.31	3.63	-	-	-
Bloque B(-)	12	3.31	3.63	-	-	-
Bloque C T-1 (+)	17	15.64	1.09	20	14.38	1.39
Bloque C T-1(-)	10	15.64	0.64	20	14.38	1.39
Bloque C T-2(+)	17	25.48	0.67	20	25.48	0.78
Bloque C T-2(-)	10	25.48	0.39	20	25.48	0.78
Bloque C T-3(+)	17	18.16	0.94	20	18.16	1.10
Bloque C T-3(-)	10	18.16	0.55	20	18.16	1.10
Bloque D T-1(+)	25	29.32	0.85	20	29.32	0.68
Bloque D T-1(-)	25	29.32	0.85	20	29.32	0.68
Bloque D T-2(+)	25	23.32	1.07	20	29.32	0.86
Bloque D T-2(-)	25	23.32	1.07	20	29.32	0.86
Bloque D T-3(+)	25	29.32	0.85	20	29.32	0.68
Bloque D T-3 (-)	258	29.32	0.85	20	29.32	0.68

De 32 secciones comprobadas, solo 9 no cumplen (30%), algunas de las cuales con diferencias de más de 250% entre la capacidad portante y la demanda de solicitaciones. Aunque por tratarse de losas, que es el primer elemento en la cadena de transmisión de cargas, resulta factible su reforzamiento, como recomendación.

IV.5 Conclusiones parciales del Capítulo IV.

En este capítulo se realizó la modelación de la estructura, teniendo en cuenta las invariantes: Geometría, Materiales, Cargas y Condiciones de apoyo. La misma se realizó a partir de una tarea técnica que establece la utilización futura de los locales de la edificación.

El software utilizado para la modelación fue el MIDAS, ya que tiene muchas ventajas sobre los otros software, entre ellas se pueden mencionar la capacidad de importación de modelos

Capítulo IV. Modelación y verificación estructural. Caso de Estudio: Hotel Real Hacienda.

definidos en AUTOCAD, a través de diferentes layers, otra de las ventajas es el post-procesador del software, y la velocidad y exactitud de análisis del modelo.

Se explicó detalladamente como introducir los datos en el programa para modelar las diferentes invariantes. Los datos de los materiales y geometría fueron los obtenidos en la inspección y en los ensayos de caracterización.

Se determinó la capacidad resistente en vigas, losas, columnas y uniones, partiendo de los métodos establecidos por la AISC-LRFD y con el empleo del MIDAS.

Se realizó a partir de la determinación de la capacidad resistente, la verificación estructural de la quinta planta, donde se identificaron aquellas columnas y vigas que se encuentran en fallo, y se recomendó concebir un refuerzo estructural durante el anteproyecto y proyecto de rehabilitación.

Conclusiones Generales

- Los estudios de diagnóstico y patología abarcan un amplio campo dentro del sector de la construcción, y tienen una importancia primordial antes de la intervención de cualquier edificación.
- La ubicación geográfica del edificio del caso de estudio, resultó ser un aspecto importante: la proximidad del mismo con la zona costera, fue un factor que aceleró la corrosión, afectando la durabilidad de la obra. Los edificios colindantes, sin embargo se constituyen en protección a la hora de determinar las cargas de viento. Los estudios de colindancia, en muchos casos resultan en obras inducidas, durante el cambio de función de los edificios de valor patrimonial.
- La realización de los distintos ensayos de caracterización, aportó los datos sobre los materiales, necesarios para la evaluación y para la modelación estructural. Tras el análisis de los resultados se puede concluir que la mayoría de las muestras de hormigón presentan baja durabilidad según lo planteado en la Red Durar.
- La prueba de carga analizada, correspondiente al quinto nivel de la edificación, nos permitió conocer el desplazamiento de la viga principal y la losa de entrepiso. La misma cumplió con los aspectos planteados en la NC 053-007:1979, no se observaron colapsos estructurales y la recuperación superó el 75%.
- Con los resultados de la modelación en MIDAS, se realizó la verificación del quinto nivel, identificando aquellas vigas y columnas que se encuentran en fallo.
- En todos los casos, se recomendó no demoler ninguna parte de la estructura, sino reforzar aquellos elementos que no soportan las cargas derivadas del cambio de función del edificio.
- La demolición de un elemento, es la última opción que se debe adoptar. Existen diversos tratamientos que retardan la corrosión del hormigón. Uno de estos métodos son los ánodos de sacrificio, que son un poco costosos pero muy efectivos.
- En el caso de las uniones, es necesario restituir los pernos que hallan fallado por cizallamiento, luego reforzar para redistribuir mejor los esfuerzos que confluyen en dichas uniones.

Recomendaciones

- Utilizar el software MIDAS e IDEA STATICA, para la modelación de las edificaciones con valor patrimonial que sean investigadas, ya que las mismas pueden resultar en ocasiones modelos complejos, y estos brindan diferentes opciones que ayudan a los especialistas.

- Evaluar distintas estrategias de reforzamiento, entre las que se encuentran:
 - La posibilidad de emplear refuerzo transversal y longitudinal adicional, que garantice un confinamiento del hormigón utilizado en el reforzamiento de los elementos, conformando con ello secciones SCR.
 - Como otra estrategia, se recomienda la sustitución de las barras con alto índice de corrosión, y también el empleo de fibras de carbono.

Bibliografía y Referencias

Bibliografía y Referencias

- AISC, A. I. o. S. C., 1994. *Manual of Steel Construction*. s.l.
- Álvarez Rodríguez , O., 2005. *Metodología para el Diagnóstico y Restauración de Edificaciones*, s.l.: s.n.
- Álvarez Rodríguez, O., s.f. *Patología, Dignóstico y Rehabilitación de Edificaciones*, s.l.: s.n.
- Anon., 2004. *Las grietas en los edificios, causas y consecuencias..* s.l., s.n.
- Astorga, A., 2009. *Patología en las Edificaciones*, s.l.: s.n.
- Betancourt, D., 2017. *Control de la Actividad de Grietas en la Edificación. Conservacion de Edificaciones*. s.l., s.n.
- Broto, E., 2005. *Patologías de la Construcción*. s.l.:s.n.
- Chagoyén Méndez , E., 2014. *Diseño Automatizado de Estructuras*, s.l.: s.n.
- Chagoyen Méndez, E., 2018. *Resistencia de los Materiales I. Cálculo de Deformaciones por el Método de Doble Integración*. s.l., s.n.
- Chagoyén Méndez, E. L., 2018. *Introducción a la Asignatura. Conceptos Básicos e Hipótesis Adoptadas en Resistencia de Materiales. Resistencia de Materiales I..* s.l., s.n.
- Chagoyén Méndez, E. L., 2018. *Resistencia de los Materiales I. Esfuerzos Cortantes..* s.l., s.n.
- CMS, s.f. *Dossier Auscultación*. [En línea].
- Comite Estatal de Normalización, 1978. *NC 053-039:1978. Cálculo y ejecución de obras de hormigón..* La Habana: Comite Estatal de la Construcción..
- Dámazo Juárez, J. D., 2008. *Pruebas no Destructivas del Concreto*, s.l.: s.n.
- Delgado Espinosa, A. A., 2014. *Evaluación, Diagnóstico Estructural y propuesta de Intervennción edificio de vivienda Prado y Santa Elena*, s.l.: s.n.
- Duffus Scott, A., 2018. *Caracterización de muestras de ls columnas de la Antigua Fábrica de Tabacos "Corona", inaugurada en 1902.,* s.l.: s.n.
- Fuentes Figueroa, D., 2019. *Diagnóstico y Evaluación Estructural del Hotel Metrópolis*, s.l.: s.n.
- González Peña, A., 2017. *Comparativa del Análisis Estructural realizado con Software Staad y con Métodos Manuales Tradicionales.,* s.l.: s.n.
- Hernández , A., s.f. *Iniciando con MIDAS/GEN*, s.l.: s.n.
- McCormac, J., 2002. *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD*. s.l.:s.n.
- NC 0053-94, O. C. d. N., 1983. *Cálculo de estructuras de acero..* s.l.
- NC 207, O. C. d. N., 2003. *Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón.* s.l.
- NC 283:2005, O. C. d. N., 2003. *Densidad de Materiales Naturales, Artificiales y de Elementos de Construcción como Carga de Diseño..* s.l.

Anexos

- NC 284:2003, O. C. d. N., 2003. *Edificaciones. Carga de Uso*. s.l.
- NC 285:2003, O. C. d. N., 2003. *Carga de Viento. Método de Cálculo*. s.l.
- NC 450, O. C. d. N., 2006. *Factores de Carga o Ponderación, Combinaciones*. s.l.
- NC:053:007, O. C. d. N., 1979. *Estructuras de Hormigón. Pruebas de Carga Directas*. Cuba, Patente nº 624.046(083.7).
- NC-1109:2015, O. C. d. N., 2015. *Estimación de la Resistencia a Compresión de los Hormigons en las Estructuras*. Cuba, Patente nº 91.080.40.
- Nybacka, J., 2018. *Comparative Study of AISC Specifications & Idea Statica*, s.l.: s.n.
- Ortega, N., s.f. *Experiencias en el Empleo de Distintos Ensayos no Destructivos, en el Análisis de Estructuras de Hormigón Afectadas por Diferentes Situaciones Patológicas*, s.l.: s.n.
- Recarey, C., 2006. *Modelación e Instrumentación de las Estructuras y el Terreno*, s.l.: s.n.
- Red Durar, 1997. *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Armaduras de Hormigón Armado*. s.l.:s.n.
- Reyes, E., 2010. *Evaluación de la Capacidad de Carga de Puente Antonio Dovalí Jaime, mediante el uso de Pruebas de Cargas Estáticas y Dinámicas*., s.l.: s.n.
- Rodríguez, V., 2004. *Manual de Patología de la Edificación*, s.l.: s.n.
- Sánchez , S., 2018. *Estructuras Metálicas. Diseño y revisión de uniones soldadas*.. s.l., s.n.
- Sánchez , S., 2018. *Generalidades sobre diseño de estructuras de acero*.. s.l., s.n.
- Tejera Garófalo, P., s.f. *Patología en las Edificaciones*, s.l.: s.n.

Anexos

Anexo 1 Tipos de elementos identificadas en los distintos Bloques del quinto nivel

Tabla 1.1 Tipos de columnas identificadas en el Bloque A y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1	HP 12x63	307	302	13.1	13.1
2	HP 10x42	257	246	10.5	10.7
3	HP 8x63	207	203	11	11

Tabla 1.2 Tipos de columnas identificadas en el Bloque B y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
4L-4	L4x3x5/16	76.2	101.6	7.93	7.93
	Plancha	8	245	-	-
4L-7	L4x3x5/16	76.2	101.6	7.93	7.93
	Plancha	15	195	-	-
L-1	L6x6x3/8	152.4	152.4	9.52	9.52
4L-8	L4x4x5/16	76.2	101.6	7.93	7.9
	Plancha	8	245	-	-

Tabla 1.3 Tipos de columnas identificadas en el Bloque C y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1	HP 8x36	207	203	11	11

Tabla 1.4 Tipos de columnas identificadas en el Bloque D y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
6	HP 14x74	257	361	20	20
7	HP 14x43	203	348	8	13
9	HP 14.53	205	353	9	17

Tabla 1.5 Tipos de vigas identificadas en el Bloque A y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
	B65	171	381	8	8
8A	C15x33.9	86	381	10	11
9A	B62	229	610	12	11
11A	BX	165	305	7	7
	C3	66	254	6	6
	L4x4x1/4	102	102	6	6
12A	B12	102	203	7	7
	C3	66	254	6	6
	L4x4x1/4	102	102	6	6
18A	BX	165	305	7	7

	C12x25	77	305	10	13
19A	B12	102	203	7	7
	C3	66	254	6	6
	L3x3x3/16	76	76	5	5
20A	BN	203	508	12	11
	BN	203	508	12	11
16A	B12	102	203	7	7
	C8x18.75	64	203	12	10
17A	C4	62	229	6	6

Tabla 1.6 Tipos de vigas identificadas en el Bloque B y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1A	B12	102	203	7	7
1B	B6a	159	381	15	15
2B	B7	140	381	10	11
3B	B9	127	305	9	9
4B	B11	110	229	7	8
5B	B14	85	152	6	6
7B	B11	110	229	7	8
	C4	62	229	6	6
8B	B10	118	254	8	8
	C10x30	77	254	17	11
10B	B9	127	305	9	9
	C2	75	305	7	7
6B	B3	159	508	13	15

Tabla 1.7 Tipos de vigas identificadas en el Bloque C y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
2A	B16	68	102	5	5
2B	B7	140	348	10	11
3B	B9	127	305	9	9
1C	B7	140	381	10	11
	B7	140	381	10	11
2C	B9	127	305	9	9
	B9	127	305	9	9
6B	B3	159	508	13	15
3C	C4x4.5	40	102	3	8
7A	B10	118	254	8	8
15A	B12	102	203	7	7
	B12	102	203	7	7

Tabla 1.8 Tipos de vigas identificadas en el Bloque D y sus características.

TIPO	PERFIL	DIMENSIONES			
		A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1A	B12	102	203	7	7

Anexos

2a	B16	68	102	5	5
9A	B62	229	610	12	11
10A	BN	203	508	12	11
13A	BX	165	305	7	7
2B	B7	140	381	10	11
3B	B9	127	305	9	9
2D	W16x40	178	406	8	13
4D	W6x9	100	150	4	5
5D	W10x22	146	259	6	9

Tabla 1.9 Tipos de losas identificadas en el Bloque A

TIPO DE LOSA	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	DIÁMETRO DE LAS BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (mm)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (MPa).
T-1	15.00	Ø16	300.00

Tabla 1.10 Tipos de losas identificadas en el Bloque B

TIPO DE LOSA	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	DIÁMETRO DE LAS BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (mm)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (MPa).
T-1	15.00	Ø3	150.00

Tabla 1.11 Tipos de losas identificadas en el Bloque C

TIPO DE LOSA	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	DIÁMETRO BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (mm)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (MPa).
T-1	15.00	Ø10	300.00
T-2	15.00	Ø10	300.00
T-3	15.00	Ø10	300.00

Tabla 1.12 Tipos de losas identificadas en el Bloque D

TIPO DE LOSA	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	DIÁMETRO BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (mm)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (MPa).
T-1	15.00	Ø13	253.00
T-2	15.00	Ø13	253.00
T-3	15.00	Ø13	253.00

Anexo 2 Principales lesiones detectadas asociadas a los materiales

Tabla 2.1 Principales lesiones detectadas, asociadas a los materiales.

ELEMENTO	BLOQUE	LESIÓN	DESCRIPCIÓN	CUANTIFICACIÓN
COLUMNA	A	Grietas y Fisuras	Las grietas y fisuras identificadas en este bloque se deben a la corrosión de los elementos metálicos estructurales.	7.53m
	B	Grietas y Fisuras	Como el caso anterior, las grietas y fisuras identificadas en este bloque se deben a la corrosión de los elementos metálicos estructurales.	0.30m
		Desconchados	Están asociados al desprendimiento de pequeños trozos de hormigón y/o morteros sin acero corroído expuesto. Suele producirse por cuarteamiento, pérdida de adherencia y/o empuje de dicho material. Se deben a la corrosión que se desarrolla en los elementos metálicos.	0.02m ²
	D	Grietas y Fisuras	Ídem al bloque anterior.	1.35m
		Desconchados	Ídem al bloque anterior.	0.03m ²
MURO	A	Grietas y Fisuras	Las grietas y fisuras identificadas en este bloque se deben a la corrosión de los elementos metálicos estructurales.	13.62m
	B	Grietas y Fisuras	Ídem a bloque anterior.	36.59m
	C	Grietas y Fisuras	Ídem a bloque anterior.	0.90m
VIGA	A	Grietas y Fisuras	Las grietas y fisuras identificadas en este bloque se deben a la corrosión de los elementos metálicos estructurales.	5.40m
		Desconchados	Se deben a la corrosión que se desarrollan en elementos metálicos.	0.46m ²
	A	Acero expuesto corroído	Se deben a un estado avanzado de la corrosión generalizada que hace que aumente el volumen del acero, abofando primeramente y desconchando del hormigón en una segunda etapa. Se debe a corrosión generalizada (carbonatación) y puntualmente por corrosión por picadura.(cloruros)	1.76m
		Abofados	Está típicamente relacionado con la existencia de humedades en el interior de los elementos. En el caso de los elementos afectados se relaciona directamente con las humedades que oxidan y corroen los	0.71m ²

Anexos

			aceros de refuerzo, y los elementos estructurales. Se deben a la corrosión que se desarrolla en los elementos metálicos.	
	B	Grietas y Fisuras	Ídem al bloque anterior.	5.27m
		Acero expuesto corroído	Ídem al bloque anterior	2.73m
	C	Grietas y Fisuras	Ídem al bloque anterior.	1.19m
		Acero expuesto corroído	Ídem al bloque anterior	4.06m
	D	Grietas y Fisuras	Ídem al bloque anterior.	6.91m
		Acero expuesto corroído	Ídem al bloque anterior	0.38m
LOSA DE ENTREPISO	A	Grietas y Fisuras	Ídem a los bloques anteriores	9.70m
	B	Grietas y Fisuras	Ídem a los bloques anteriores	22.89m
		Acero expuesto corroído	Ídem a los bloques anteriores	0.30m
		Abofados	Ídem a los bloques anteriores	2.02m ²
	C	Grietas y Fisuras	Ídem a los bloques anteriores	6.40m
	D	Grietas y Fisuras	Ídem a los bloques anteriores	9.85m
		Acero expuesto corroído	Ídem a los bloques anteriores	0.02m
		Desconchados	Ídem a los bloques anteriores	0.03m ²

Anexo 3 Criterios de evaluación de la durabilidad de las muestras de Hormigón según la Red Durar

Muestra	Ubicación		Resist. a comp. (MPa)	Criterios de Evaluación
	Elemento	Bloque		
1	Losa	A	10.5	BAJA DURABILIDAD
2	Losa	A	16.0	BAJA DURABILIDAD
3	Losa	A	15.0	BAJA DURABILIDAD
4	Losa	A	8.5	BAJA DURABILIDAD
5	Losa	A	8.0	BAJA DURABILIDAD
6	Losa	A	8.0	BAJA DURABILIDAD
7	Losa	A	9.5	BAJA DURABILIDAD
8	Losa	B	6.0	BAJA DURABILIDAD
9	Losa	B	6.5	BAJA DURABILIDAD
10	Losa	B	16.0	BAJA DURABILIDAD
11	Losa	B	9.5	BAJA DURABILIDAD
12	Losa	C	11.0	BAJA DURABILIDAD
13	Losa	C	20.5	DURABLE
14	Losa	C	8.0	BAJA DURABILIDAD
15	Losa	C	10.5	BAJA DURABILIDAD
16	Losa	C	13.5	BAJA DURABILIDAD
17	Losa	D	28.0	DURABLE
18	Losa	D	21.0	DURABLE
19	Losa	D	30.5	DURABLE
20	Losa	D	14.5	BAJA DURABILIDAD
21	Losa	D	25.0	DURABLE
22	Muro	A	7.5	BAJA DURABILIDAD
23	Muro	A	4.5	BAJA DURABILIDAD
24	Muro	A	8.0	BAJA DURABILIDAD
25	Muro	B	19.0	BAJA DURABILIDAD
26	Muro	B	21.5	DURABLE
27	Muro	B	11.5	BAJA DURABILIDAD
28	Muro	B	6.5	BAJA DURABILIDAD
29	Muro	C	11.5	BAJA DURABILIDAD
30	Muro	C	10.5	BAJA DURABILIDAD
31	Columna	B	5.5	BAJA DURABILIDAD
32	Columna	B	12.0	BAJA DURABILIDAD
33	Columna	A	6.0	BAJA DURABILIDAD
34	Columna	D	11.0	BAJA DURABILIDAD
35	Columna	D	13.5	BAJA DURABILIDAD
36	Columna	D	16.0	BAJA DURABILIDAD
37	Columna	D	16.0	BAJA DURABILIDAD
38	Columna	D	6.5	BAJA DURABILIDAD
39	Columna	B	4.0	BAJA DURABILIDAD
40	Columna	C	3.0	BAJA DURABILIDAD
41	Columna	A	6.5	BAJA DURABILIDAD

Anexo 4 Recuperación de los desplazamientos experimentados durante la realización de la prueba de carga.

**Tabla 4.1 Recuperación de los desplazamientos. Viga Principal
Prueba de carga No. 2**

Recuperación de desplazamiento. (Viga Principal)	
Sensores	Recuperación (%)
Sensor 1	75.00%
Sensor 2	94.44%
Sensor 3	83.33%

Tabla 4.2 Recuperación de los desplazamientos. Losa de entrepiso

Recuperación de desplazamiento. (Losa de entrepiso)	
Sensores	Recuperación (%)
Sensor 4	77.78 %
Sensor 5	85.71 %

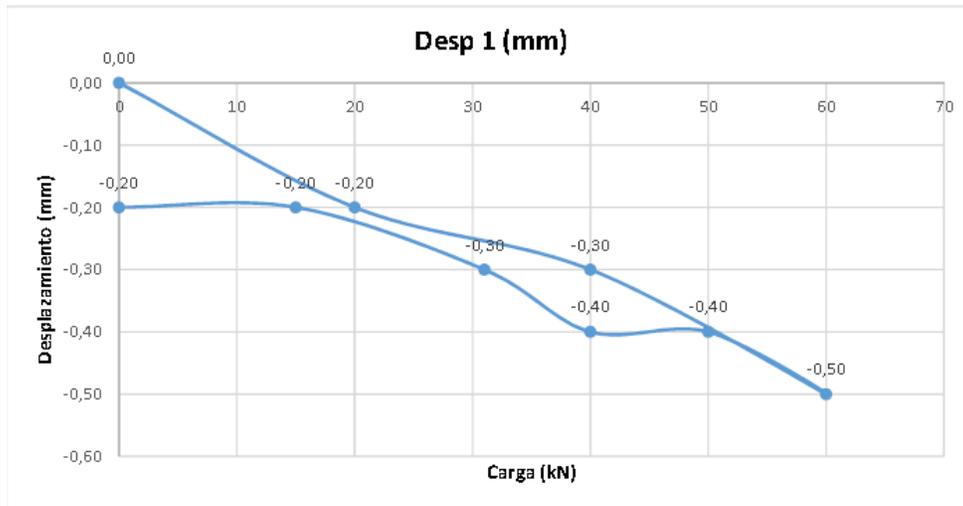


Fig. 4.1 Recorrido de la recuperación del desplazamiento registrado por el Sensor 1.

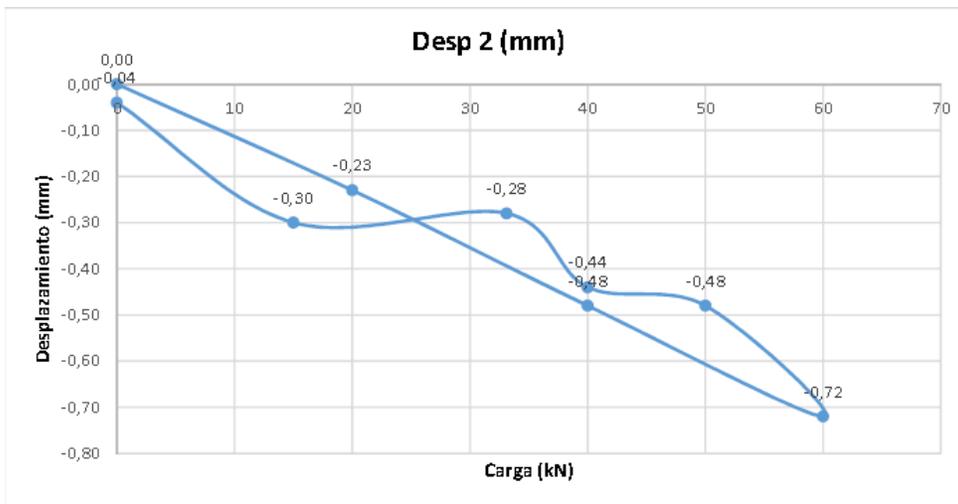


Fig. 4.2. Recorrido de la recuperación del desplazamiento registrado por el Sensor 2

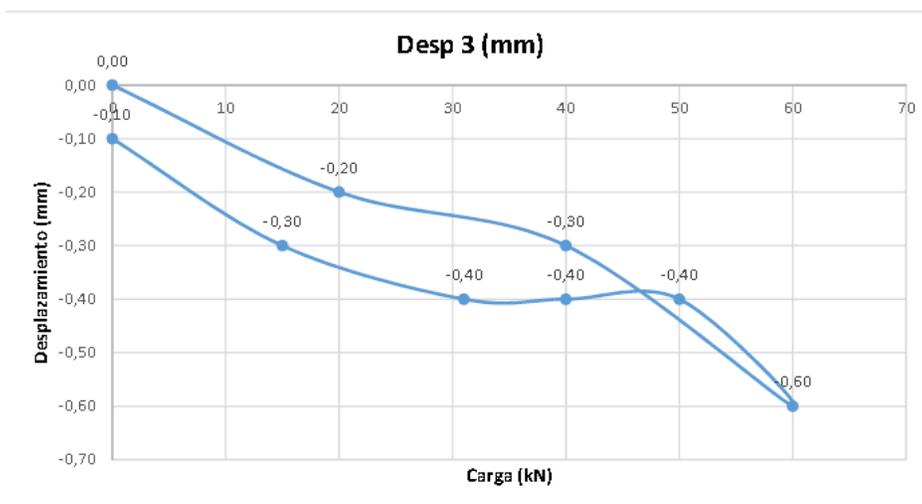


Fig. 4.3 Recorrido de la recuperación del desplazamiento registrado por el Sensor 3

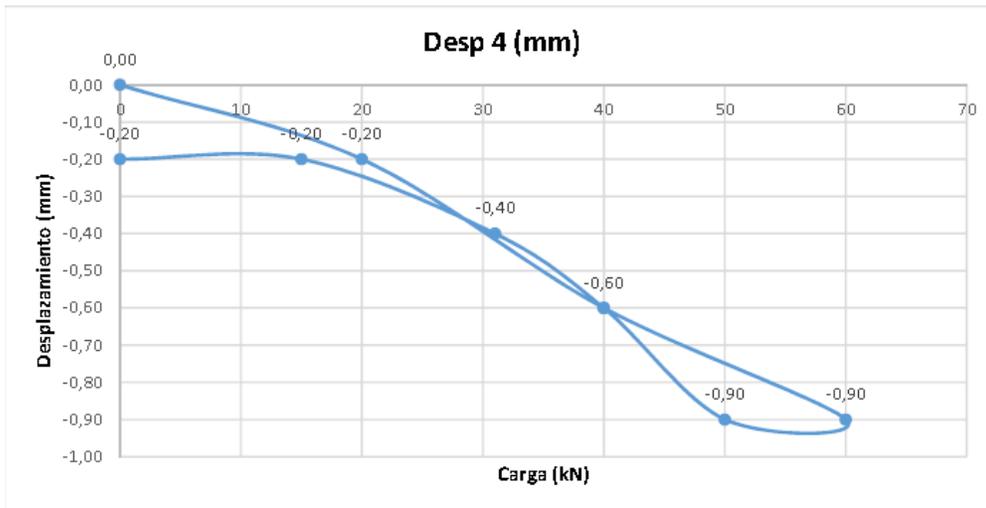


Fig. 4.4 Recorrido de la recuperación del desplazamiento registrado por el Sensor 4

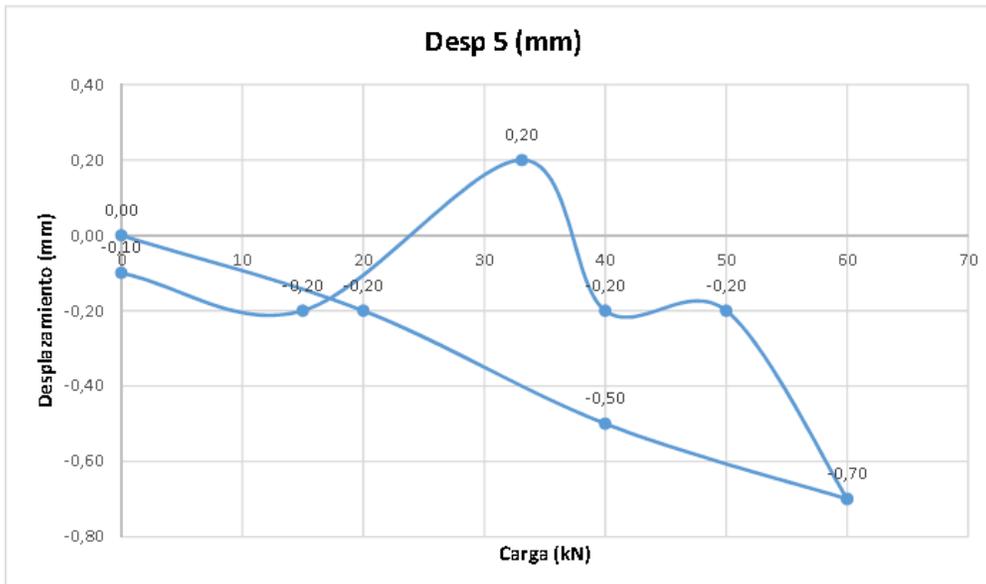


Fig.4.5. Recorrido de la recuperación del desplazamiento registrado por el Sensor 4

Anexo 5 Planos de uniones que fallan en el Bloque C del quinto nivel. Las flechas rojas indican la dirección por donde se produce el fallo en las uniones.

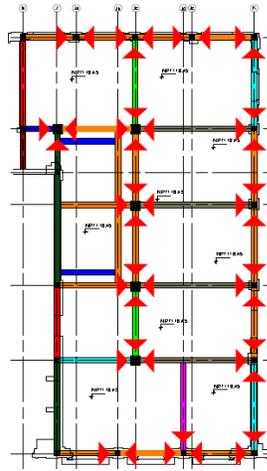


Fig. 5.1 Unión viga-columna en fallo en el Bloque C del quinto nivel.

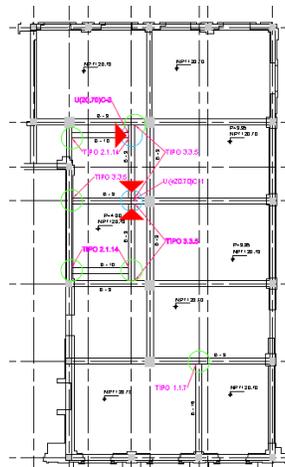


Fig. 5.3 Unión viga-viga en fallo en el Bloque C del quinto nivel.

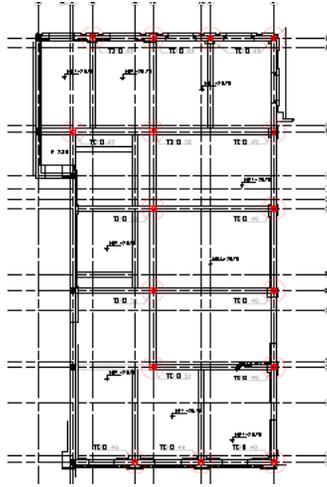


Fig. 5.4 Unión columna-columna en fallo en el Bloque c del quinto nivel.

Anexo 6 Tabla de resultados de los principales esfuerzos para la combinación de carga 1.2G + 1.6Q.

Tabla 6.1 Principales esfuerzos para la combinación de cargas 1.2G + 1.6Q

Combinación de carga	Sección	Axial (KN)	Cortante-y (KN)	Cortante-z (KN)	Torsión (KN*m)	Momento-y (KN*m)	Momento-z (KN*m)
1.2G+1.6Q	J(1399)	-76.78	0.36	1642.61	0.07	-1068.09	0.22
1.2G+1.6Q	I(848)	31.42	-13.14	-242.44	-1.83	-691.19	-9.92
1.2G+1.6Q	I(1639)	-76.78	0.36	1626.76	0.07	631.45	0.59
1.2G+1.6Q	0.5	31.42	-13.14	-238.98	-1.83	590.62	-4.43
1.2G+1.6Q	J(1639)	66.96	-0.2	-182.47	0.01	586.51	0.59
1.2G+1.6Q	J(857)	18.96	-0.25	-56.08	-9.81	562.81	3.12
1.2G+1.6Q	0.5	18.99	1.1	49.35	1.76	557.59	0.45
1.2G+1.6Q	0.5	1537.74	-0.06	0.16	-0.02	475.49	0

La I significa que el valor se encuentra en el inicio, 0.5, el valor está en el medio, y la J significa que el valor se encuentra al final del elemento.