

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROYECTO DE GRADO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Título:

**“VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10  
PISOS EN SITUACIÓN DE INCENDIO”.**

**Autor:** Univ. Emanuel Nao Mamani

**Tutor:** Ing. Miguel Muñoz Black

La Paz – Bolivia

2022



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERIA**



**LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.**

**LICENCIA DE USO**

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

**TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.**

---

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi tutor Ing. Miguel Muñoz y mis tribunales por guiarme y dedicar su tiempo en la corrección de este proyecto de grado.

A mis maestros, profesores y docentes, que transmiten su conocimiento en cada uno de nosotros, por la atención y el tiempo que brindan. Cada uno me ayudo con sus enseñanzas y su forma de actuar a poder crecer tanto en conocimiento, como a nivel personal.

Y a la Universidad Mayor de San Andrés, por ser el lugar de todo el conocimiento adquirido en todos estos años

---

## **DEDICATORIA**

A mi madre, porque es la maestra de toda mi vida, por compartir cada uno de los momentos conmigo y ser siempre mi ejemplo a seguir. También por demostrar su amor y sacrificio en todos estos años.

Al resto de mi familia por apoyarme y ser un apoyo incondicional en cada etapa de mi vida.

A mis amigos, por ayudarme en cada momento, ser personas comprensivas, solidarias e inteligentes. Cada uno posee algo que los hace especiales y diferentes. Y la vida universitaria fue muy buena en su compañía.

---

## RESUMEN

En el crecimiento de una ciudad, la planificación de su crecimiento es importante, en todos los todos los ámbitos. Por tanto, mejorar el diseño de los sistemas de servicios básicos (luz, agua, alcantarillado, gas e internet) es importante, así como la construcción de edificaciones cada vez más altos.

Edificaciones más altas necesitan mayor demanda de estos servicios básicos, por lo que los diseños deben ser complementados con verificaciones a las acciones accidentales (Sismo, incendio, impacto). En este proyecto de grado se realizó la verificación al incendio de un edificio de 10 pisos, comprobándose los elementos estructurales importantes (vigas, columnas, losas, núcleo de ascensor) de forma aislada. Para lo cual se utilizó la Norma Europea para el diseño y para la verificación UNE-EN-1992.

El sótano de la edificación está destinado a parqueo, la planta baja a tiendas comerciales, del primer piso al noveno a oficinas y la última planta es una azotea sin acceso al público. También se cuenta con dos escaleras en la parte frontal, dos núcleos de ascensores en la parte media y escaleras de emergencia en la parte posterior del edificio. Por tanto, los elementos estructurales deben de cumplir con una Resistencia al fuego  $R120$  (120 minutos) para garantizar que el edificio sea evacuado por las salidas de emergencia a un lugar seguro, sin que ocurra el fallo del edificio.

Las secciones iniciales del edificio eran capaces de resistir las cargas de diseño, pero al hacer la comprobación al fuego, las dimensiones no cumplían con las dimensiones mínimas requeridas. Por tanto, aumentaron las dimensiones de las secciones en 10 cm como máximo en las columnas, vigas y losas. El volumen del hormigón aumentó en un 36.31% y el peso del acero en un 3.85% en el caso del modelo de SAP2000 y una reducción del 1.30% con el CYPECAD. Lo cual llevaron a un aumento del presupuesto de los elementos estructurales en 26.78% con el SAP2000 y 24.56% con el CYPECAD.

Realizar estas comprobaciones en la etapa de diseño ayuda a reducir las tensiones en la estructura y tener la seguridad que podrá resistir un incendio, reduciendo las pérdidas humanas al mínimo.

Esta comprobación al incendio debe ir acompañada de otros sistemas de emergencia, seguridad personal, señalización y manuales de operación, los cuales deberán ser implementados en las diferentes etapas de vida de la edificación.

---

## ABSTRACT

In the growth of a city, the growth planning is important, in all areas. Therefore, improve the system design of basic service (electricity, water, sewage, gas and internet) is important, as well as the construction buildings are higher.

Higher buildings require higher demand for basic services, so the designs must be complemented with verifications to accidental actions (earthquake, fire, impact). In this graduation project, the fire verification of a 10-story building was carried out, checking the important structural elements (beams, columns, slabs, elevator core) individually. For this purpose, the European Standard UNE-EN-1992 was used for design and verification.

The basement of the building is used for parking, the first floor for commercial stores, from the first to the ninth floors for offices, and the top floor is a rooftop terrace with no public access. There are also two stairways at the front of the building, two elevator cores in the middle of the building, and emergency stairs at the rear of the building. Therefore, the structural elements must be a fire resistance of  $R120$  (120 minutes) to ensure that the building can be evacuated by emergency exits to a safe location without structural failure.

The initial building sections were able to resist the design loads, but upon fire testing, the dimensions did not meet the minimum required dimensions. Therefore, the section dimensions were increased by a maximum of 10 cm for columns, beams and slabs. The volume of concrete increased by 36.31% and the weight of steel by 3.85% in the case of the SAP2000 model and a reduction of 1.30% with CYPECAD. This led to an increase in the budget of the structural elements by 26.78% with SAP2000 and 24.56% with CYPECAD.

The checks at the design stage helps to reduce stresses in the structure and ensure that it will be able to withstand a fire, reducing human losses to a minimum.

This fire check should be accompanied by other emergency systems, personal safety, signaling and operation manuals, which should be implemented in the different stages of the useful life of the building.



2021-TTES-1842-D-2

**DIRECCIÓN DE DERECHO DE AUTOR  
Y DERECHOS CONEXOS  
RESOLUCIÓN ADMINISTRATIVA NRO. 1-231-D/2021  
La Paz, 19 de Noviembre del 2021**

**VISTOS:**

La solicitud de Inscripción de Derecho de Autor presentada en fecha **15 de Noviembre del 2021** vía online, por **EMANUEL NAO MAMANI, con C.I. N° 6191907 LP.**, con número de trámite **DA 150-DIG/2021**, señala la pretensión de inscripción del Proyecto de Grado titulado: **"VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS EN SITUACIÓN DE INCENDIO"**, cuyos datos y antecedentes se encuentran adjuntos y expresados en el Formulario de Declaración Jurada.

**CONSIDERANDO**

Que, en observación al Artículo 4º del Decreto Supremo N° 27938 modificado parcialmente por el Decreto Supremo N° 28152 el *"Servicio Nacional de Propiedad Intelectual SENAPI, administra en forma desconcentrada e integral el régimen de la Propiedad Intelectual en todos sus componentes, mediante una estricta observancia de los regímenes legales de la Propiedad Intelectual, de la vigilancia de su cumplimiento y de una efectiva protección de los derechos de exclusiva referidos a la propiedad industrial, al derecho de autor y derechos conexos; constituyéndose en la oficina nacional competente respecto de los tratados internacionales y acuerdos regionales suscritos y adheridos por el país, así como de las normas y regímenes comunes que en materia de Propiedad Intelectual se han adoptado en el marco del proceso andino de integración"*.



Que, el Artículo 16º del Decreto Supremo N° 27938 establece *"Como núcleo técnico y operativo del SENAPI funcionan las Direcciones Técnicas que son las encargadas de la evaluación y procesamiento de las solicitudes de derechos de propiedad intelectual, de conformidad a los distintos regímenes legales aplicables a cada área de gestión"*. En ese marco, la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos otorga registros con carácter declarativo sobre las obras del ingenio cualquiera que sea el género o forma de expresión, sin importar el mérito literario o artístico a través de la inscripción y la difusión, en cumplimiento a la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, Ley de Derecho de Autor N° 1322, Decreto Reglamentario N° 23907 y demás normativa vigente sobre la materia.

Que, la solicitud presentada cumple con: el Artículo 6º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, el Artículo 26º inciso a) del Decreto Supremo N° 23907 Reglamento de la Ley de Derecho de Autor, y con el Artículo 4º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina.

Que, de conformidad al Artículo 18º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor en concordancia con el Artículo 18º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, referentes a la duración de los Derechos Patrimoniales, los mismos establecen que: *"la duración de la protección concedida por la presente ley será para toda la vida del autor y por 50 años después de su muerte, a favor de sus herederos, legatarios y cesionarios"*.

Que, se deja establecido en conformidad al Artículo 4º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, y Artículo 7º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina que: *"...No son objeto de protección las ideas contenidas en las obras literarias, artísticas, o el contenido ideológico o técnico de las obras científicas ni su aprovechamiento industrial o comercial"*.

Que, el Decreto Supremo N° 4218 de 14 de abril de 2020, regula el teletrabajo como una modalidad especial de prestación de servicios caracterizada por la utilización de Tecnologías de la Información y Comunicación – TIC, en los sectores públicos y privados, estableciendo a través de su Artículo 12 que *“con el objeto de implementar y, promover el teletrabajo, las entidades públicas, deben desarrollar e implementar una estrategia de digitalización para la atención de trámites y servicios en línea en el marco del Plan de Implementación del Gobierno Electrónico...”*.

Que, mediante Resolución Administrativa N° 14/2020 del 22 de abril de 2020, el Director General Ejecutivo del Senapi, Resuelve: *“...Aprobar el Reglamento para trámites On Line de la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos del Servicio Nacional de Propiedad Intelectual...”*.

Que, el artículo 4, inciso e) de la ley 2341 de Procedimiento Administrativo, instituye que: *“...en la relación de los particulares con la Administración Pública, se presume el principio de buena fe. La confianza, la cooperación y la lealtad en la actuación de los servidores públicos y de los ciudadanos...”*, por lo que se presume la buena fe de los administrados respecto a las solicitudes de registro y la declaración jurada respecto a la originalidad de la obra.

#### POR TANTO

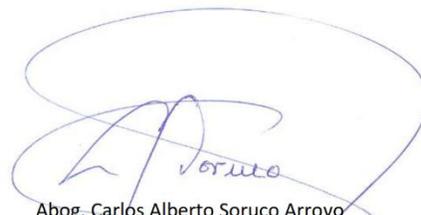
El Director de Derecho de Autor y Derechos Conexos, sin ingresar en mayores consideraciones de orden legal, en ejercicio de las atribuciones conferidas.

#### RESUELVE:

**INSCRIBIR** en el Registro de Tesis, Proyectos de Grado, Monografías y Otras Similares de la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos, el Proyecto de Grado titulado: **"VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS EN SITUACIÓN DE INCENDIO"**, a favor del autor y titular: **EMANUEL NAO MAMANI**, con **C.I. N° 6191907 LP.**, quedando amparado su derecho conforme a Ley, salvando el mejor derecho que terceras personas pudiesen demostrar.



Regístrese, Comuníquese y Archívese.



Abog. Carlos Alberto Soruco Arroyo  
**DIRECTOR DE DERECHO DE AUTOR  
Y DERECHOS CONEXOS**  
**SERVICIO NACIONAL DE PROPIEDAD INTELECTUAL**

CASA/cidc  
c.c.Arch.

Oficina Central - La Paz  
Av. Argentina, No. 1914,  
Edif. Angélica María, entre  
Villalobos y Díaz Romero,  
zona Miraflores Telfs.: 2115200,  
2119226 - 2119251 - Fax: 2115700.

Oficina - Santa Cruz  
Av. Uruguay, Calle  
prolongación Quijano N° 29,  
Edif. Bicentenario,  
Telf.: 3121752 - 72042926

Oficina - Cochabamba  
Calle Chuquisaca, N° 649,  
Piso 2, entre Antezana y Lanza,  
zona Central - Noreste.  
Telf.: 4141403 - 72042957

Oficina - El Alto  
Av. Juan Pablo II, N° 2560,  
Edif. Multicentro El Ceibo  
Ltda. Piso 2, Of. 50,  
zona 16 de Julio.  
Telfs.: 2141001 - 72043029

Oficina - Chuquisaca  
Calle Kilómetro 7, N° 366  
casi esq. Urrutia/Alto,  
zona Parque Bolívar.  
Telf.: 72005873

Oficina - Tarija  
Calle Ingavi, N° 335  
entre Santa Cruz  
y Méndez, zona  
La Pampa.  
Telf.: 72015286

Oficina - Oruro  
Calle 6 de Octubre,  
N° 583r entre Apocuco  
y Junín, Galería Central,  
Of. 14 (Ex Banco Fie).  
telf.: 67201288

Oficina - Potosí  
Av. Villazón entre calles  
Wenceslao Alba y San Alberto,  
Edif. A.M. Salinas W° 242,  
Primer Piso, Of. 17.

Oficina - Beni  
Av. Bolívar casi esq. 9 de abril  
en la FM Universidad Autónoma del Beni  
José Ballivián,  
Of. Planta Baja.



---

## INDICE

<b>CAPÍTULO N° 1</b> .....	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. Justificación general.....	1
1.2. Fines.....	3
1.3. Estado del Arte.....	3
1.4. Objetivos. ....	5
1.4.1. Objetivo general. ....	5
1.4.2. Objetivos específicos. ....	5
1.5. Programas computacionales. ....	6
1.6. Alcance y limitaciones.....	6
<b>CAPÍTULO N° 2</b> .....	<b>7</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>7</b>
2.1. Definiciones.....	8
2.1.1. Acciones indirectas del fuego. ....	8
2.1.2. Acciones térmicas. ....	8
2.1.3. Aislamiento (I). ....	8
2.1.4. Análisis de un elemento (ante el fuego). ....	8
2.1.5. Análisis estructural global (ante el fuego).....	8
2.1.6. Análisis térmico.....	8
2.1.7. Cálculo a la temperatura ambiente.....	8
2.1.8. Capas de protección. ....	8
2.1.1. Carga. ....	9
2.1.2. Carga Permanente.....	9
2.1.3. Carga Variable. ....	9
2.1.4. Curva de fuego exterior. ....	9
2.1.5. Curva normalizada tiempo-temperatura. ....	9
2.1.6. Curvas tiempo-temperatura. ....	9
2.1.7. Elemento.....	9
2.1.8. Elemento exterior. ....	10
2.1.9. Elemento separador.....	10
2.1.10. Elementos estructurales. ....	10
2.1.11. Factor de reducción ( <i>nfi</i> ).....	10
2.1.12. Fuego de cálculo.....	10
2.1.13. Función portante (R).....	10
2.1.14. Función separadora.....	10
2.1.15. Inflamación subita generalizada (flash over). ....	10

---

2.1.16. Integridad (E) .....	10
2.1.17. Máximo nivel de tensión. ....	11
2.1.18. Modelo de fuego avanzado.....	11
2.1.19. Modelo informático de dinámica de fluidos.....	11
2.1.20. Muro corta fuego. ....	11
2.1.21. Parte de estructura.....	11
2.1.22. Peso Propio.....	11
2.1.23. Resistencia al fuego.....	11
2.1.24. Resistencia al fuego normalizada. ....	11
2.1.25. Sector de incendio. ....	12
2.1.26. Software. ....	12
2.1.27. Software CYPECAD.....	12
2.1.28. Software Revit.....	12
2.1.29. Software SAP2000.....	12
2.1.30. Temperatura critica de la armadura.....	13
2.2. Diseño estructural del edificio. ....	13
2.3. Resistencia al fuego de la estructura. ....	13
2.3.1. Análisis global de la estructura. ....	15
2.3.2. Análisis de parte de la estructura.....	15
2.3.3. Análisis por elementos aislados.....	16
2.3.3.1. Elementos estructurales principales. ....	18
2.3.3.2. Elementos estructurales secundarios. ....	18
2.4. Análisis de elementos aislados mediante datos tabulados. ....	19
2.4.1. Reglas generales de cálculo.....	19
2.4.2. Pilares <sup>0</sup> .....	21
2.4.2.1. Método A. ....	21
2.4.2.1.1. Verificación por tablas.....	23
2.4.2.1.2. Verificación por formula. ....	23
2.4.2.2. Método B.....	24
2.4.3. Muros. ....	25
2.4.3.1. Muros de sectorización no portantes. ....	25
2.4.3.2. Muros portantes macizos.....	26
2.4.4. Vigas. ....	27
2.4.4.1. Generalidades.....	27
2.4.4.2. Vigas simplemente apoyadas. ....	28
2.4.4.3. Vigas continuas.....	29
2.4.4.4. Vigas expuestas en todas sus caras. ....	31

---

---

2.4.5. Losas.....	32
2.4.5.1. Generalidades.....	32
2.4.5.2. Losas macizas simplemente apoyadas.....	33
2.4.5.3. Losas macizas continuas.....	33
2.4.5.4. Losas planas.....	35
2.4.5.5. Losas nervadas.....	35
<b>CAPÍTULO N° 3.....</b>	<b>38</b>
<b>MARCO PRÁCTICO.....</b>	<b>38</b>
3.1. Modelo de la estructura.....	38
3.1.1. Materiales, acciones e información básica.....	38
3.1.2. SAP2000.....	42
3.1.2.1. Definición de materiales.....	42
3.1.2.2. Definición de secciones.....	42
3.1.2.3. Modelo del edificio.....	44
3.1.2.4. Definición de cargas.....	46
3.1.2.5. Definición de las combinaciones de cargas y diseño.....	47
3.1.3. CYPECAD.....	49
3.1.3.1. Definición de materiales.....	49
3.1.3.2. Definición de secciones.....	50
3.1.3.3. Modelo del edificio.....	53
3.1.3.4. Definición de cargas.....	55
3.1.3.5. Definición de las combinaciones de cargas y diseño.....	56
3.2. Verificación de los elementos estructurales iniciales.....	59
3.2.1. Datos de inicio.....	59
3.2.2. Columnas.....	60
3.2.2.1. CYPECAD.....	61
3.2.2.2. SAP2000.....	64
3.2.3. Muros.....	67
3.2.3.1. Muros no estructurales.....	67
3.2.3.2. Muros estructurales.....	68
3.2.3.2.1. CYPECAD.....	68
3.2.3.2.2. SAP2000.....	68
3.2.4. Vigas.....	69
3.2.4.1. CYPECAD.....	69
3.2.4.1. SAP2000.....	70
3.2.5. Losas.....	71
3.2.5.1. CYPECAD.....	72

---

---

3.2.5.2. SAP2000.....	73
3.3. Pre dimensionamiento de elementos estructurales bajo la EN 1992-1-2.....	75
3.3.1. Columnas.....	75
3.3.2. Muros.....	75
3.3.3. Vigas.....	76
3.3.4. Losas.....	76
3.4. Verificación de los elementos estructurales en situación de incendio.....	77
3.4.1. Datos de inicio.....	77
3.4.2. Columnas.....	78
3.4.2.1. CYPECAD.....	79
3.4.2.2. SAP2000.....	82
3.4.3. Muros.....	84
3.4.3.1. Muros no estructurales.....	85
3.4.3.2. Muros estructurales.....	85
3.4.3.2.1. CYPECAD.....	86
3.4.3.2.1. SAP2000.....	86
3.4.4. Vigas.....	86
3.4.4.1. CYPECAD.....	87
3.4.4.2. SAP2000.....	88
3.4.5. Losas.....	89
3.5. Cantidades de obra iniciales.....	92
3.5.1. Volumen de hormigón.....	92
3.5.2. Pesos de acero.....	92
3.5.2.1. CYPECAD.....	93
3.5.2.2. SAP2000.....	93
3.5.3. Cuantía de la obra.....	94
3.5.3.1. CYPECAD.....	94
3.5.3.2. SAP2000.....	95
3.6. Cantidades de obra con el predimensionamiento al incendio.....	95
3.6.1. Volumen de hormigón.....	95
3.6.2. Pesos de acero.....	96
3.6.2.1. CYPECAD.....	96
3.6.2.2. SAP2000.....	97
3.6.3. Cuantía de la obra.....	97
3.6.3.1. CYPECAD.....	97
3.6.3.2. SAP2000.....	98
3.7. Análisis de Precios unitarios.....	98

---

---

3.7.1. Parámetros de cálculos de PU. ....	99
3.7.2. P.U. Columna.....	100
3.7.1. P.U. Pantalla.....	101
3.7.1. P.U. Viga.....	102
3.7.2. P.U. Losa maciza.....	103
3.7.3. P.U. Losa aligerada.....	104
3.7.4. P.U. Acero.....	105
3.8. Presupuesto para alternativas.....	105
3.9. Comparaciones.....	106
<b>CAPÍTULO N° 4.....</b>	<b>111</b>
<b>MARCO METODOLÓGICO.....</b>	<b>111</b>
4.1. Tipo de investigación.....	111
4.2. Descripción del proyecto.....	111
<b>CAPÍTULO N° 5.....</b>	<b>117</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>117</b>
5.1. Conclusiones.....	117
5.2. Recomendaciones.....	117
5.3. Bibliografía.....	118

---

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Procedimientos alternativos de cálculos. ....	2
Figura 2.1. Criterios de resistencia al fuego. ....	14
Figura 2.2. Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal $a$ .....	21
Figura 2.3. Valores de $k$ , para el cálculo de la longitud de pandeo para estructuras arriostradas en condiciones de incendio.....	22
Figura 2.4. Definición de dimensiones para distintos tipos de secciones de viga.....	27
Figura 2.5. Envoltorio de los momentos flectores resistentes sobre apoyos para la situación de incendio. ....	30
Figura 2.6. Placa de hormigón con revestimiento del suelo.....	32
Figura 2.7. Sistemas de losas para las que deberían disponerse las armaduras mínimas de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.7.3 de la Norma EN 1992-1-2.....	34
Figura 3.1. Dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones, vista en planta y corte. ....	41
Figura 3.2. Definición de materiales (hormigón y acero). ....	42
Figura 3.3. Definición de secciones de la columna y viga.....	43
Figura 3.4. Definición de la losa.....	43
Figura 3.5. Definición del núcleo de ascensor y del muro de contención.....	44
Figura 3.6. Modelo 3D del edificio mostrando los elementos estructurales.....	45
Figura 3.7. Vista en planta del edificio.....	46
Figura 3.8. Definición de cargas.....	47
Figura 3.9. Definición de una combinación de carga.....	47
Figura 3.10. Diseño de vigas y columna.....	48
Figura 3.11. Diseño de losa y núcleo de ascensor.....	48
Figura 3.12. Diseño de losa y núcleo de ascensor.....	49
Figura 3.13. Definición de materiales.....	50
Figura 3.14. Definición de columna.....	51
Figura 3.15. Definición del núcleo de ascensor.....	51
Figura 3.16. Definición de vigas.....	52
Figura 3.17. Definición de losas.....	52
Figura 3.18. Definición del muro de contención.....	53
Figura 3.19. Modelo 3D estructural del edificio.....	54
Figura 3.20. Vista en planta del edificio.....	55
Figura 3.21. Definición de cargas.....	56
Figura 3.22. Diseño de una columna.....	57
Figura 3.23. Diseño de una viga continua.....	58
Figura 3.24. Diseño de una fila de losas.....	58

---

Figura 3.25. Diseño del núcleo de ascensor.....	59
Figura 3.26. Dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones, vista en planta y corte. ....	77
Figura 4.1. Vista en planta del local comercial .....	112
Figura 4.2. Vista interior del local comercial .....	113
Figura 4.3. Vista en planta de la oficina.....	114
Figura 4.4. Vista interior de la oficina.....	115
Figura 4.5. Vista 3D del edificio .....	116

---

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Tabla resumen que muestra los métodos alternativos de verificación de la resistencia al fuego .....	3
Tabla 2.1. Valores recomendados del coeficiente $\psi$ para edificios.....	17
Tabla 2.2. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales. ....	18
Tabla 2.3. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular.....	23
Tabla 2.4. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular. ....	25
Tabla 2.5. Espesores mínimos de muros no portantes (tabiques) .....	26
Tabla 2.6. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón. ....	27
Tabla 2.7. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado. ....	28
Tabla 2.8. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla 5.7). ....	31
Tabla 2.9. Vigas en doble T continuas de hormigón armado y pretensado; anchura de viga y espesor del alma incrementándose para las condiciones del punto (6) del apartado 5.6.3. ....	32
Tabla 2.10. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales. ....	33
Tabla 2.11. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas planas solidas de hormigón armado y pretensado. ....	35
Tabla 2.12. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas nervadas de hormigón armado o pretensado bidireccionales simplemente apoyadas.....	36
Tabla 2.13. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas nervadas de dos vanos de hormigón armado o pretensado con al menos una arista restringida. ....	37
Tabla 3.1. Valores de resistencia, coeficientes de seguridad de los materiales y módulos de elasticidad del hormigón y del acero.....	38
Tabla 3.2. Cargas y coeficientes de combinación de acciones.....	38
Tabla 3.3. Coeficientes parciales de seguridad .....	39
Tabla 3.4. Secciones de vigas .....	39
Tabla 3.5. Secciones de columnas.....	39
Tabla 3.6. Dimensiones de las losas. ....	40
Tabla 3.7. Dimensiones de la losa aligerada.....	40
Tabla 3.8. Espesor del muro de contención y núcleo de ascensor.....	41
Tabla 3.9. Definición de las combinaciones.....	56
Tabla 3.10. Resistencia al fuego en los sectores considerados.....	59

---

Tabla 3.11. Valores de los factores de reducción.....	60
Tabla 3.12. Datos para la verificación de columna.....	61
Tabla 3.13. Verificación de columna método A. ....	62
Tabla 3.14. Verificación de columna método B. ....	63
Tabla 3.15. Datos para la verificación de columna.....	64
Tabla 3.16. Verificación de columna método A. ....	65
Tabla 3.17. Verificación de columna método B. ....	66
Tabla 3.18. Verificación de muros no estructurales.....	67
Tabla 3.19. Verificación de muros estructurales.....	68
Tabla 3.20. Verificación de muros estructurales.....	68
Tabla 3.21. Verificación de vigas. ....	69
Tabla 3.22. Verificación de vigas.....	70
Tabla 3.23. Verificación de vigas.....	70
Tabla 3.24. Verificación de vigas.....	71
Tabla 3.25. Verificación de losas macizas.....	72
Tabla 3.26. Verificación del nervio de losas aligeradas.....	72
Tabla 3.27. Verificación del ala de losas aligeradas.....	73
Tabla 3.28. Verificación de losas macizas.....	73
Tabla 3.29. Verificación del nervio de losas aligeradas.....	74
Tabla 3.30. Verificación del ala de losas aligeradas.....	74
Tabla 3.31. Redimensionamiento de columnas.....	75
Tabla 3.32. Redimensionamiento de muro.....	75
Tabla 3.33. Redimensionamiento de vigas.....	76
Tabla 3.34. Redimensionamiento de losas.....	76
Tabla 3.35. Valores de los factores de reducción.....	77
Tabla 3.36. Datos para la verificación de columna.....	79
Tabla 3.37. Verificación de columna método A. ....	80
Tabla 3.38. Verificación de columna método B. ....	81
Tabla 3.39. Datos para la verificación de columna.....	82
Tabla 3.40. Verificación de columna método A. ....	83
Tabla 3.41. Verificación de columna método B. ....	84
Tabla 3.42. Verificación de muros no estructurales.....	85
Tabla 3.43. Verificación de muros estructurales.....	86
Tabla 3.44. Verificación de muros estructurales.....	86
Tabla 3.45. Verificación de vigas.....	87
Tabla 3.46. Verificación de vigas.....	88
Tabla 3.47. Verificación de losas macizas para CYPECAD.....	90

---

---

Tabla 3.48. Verificación de los anchos de las losas aligeradas para CYPECAD.....	91
Tabla 3.49. Verificación de las alas de las losas aligeradas. ....	91
Tabla 3.50. Volumen de hormigón.....	92
Tabla 3.51. Peso de acero CYPECAD. ....	93
Tabla 3.52. Peso de acero SAP2000.....	93
Tabla 3.53. Cuantía de CYPECAD. ....	94
Tabla 3.54. Cuantía de SAP2000. ....	95
Tabla 3.55. Volumen de hormigón.....	95
Tabla 3.56. Peso de acero CYPECAD .....	96
Tabla 3.57. Peso de acero SAP2000.....	97
Tabla 3.58. Cuantía CYPECAD. ....	97
Tabla 3.59. Cuantía SAP2000. ....	98
Tabla 3.60. Presupuestos iniciales. ....	105
Tabla 3.61. Presupuestos Incendios.....	106
Tabla 3.62. Variación de volúmenes de H° por niveles y elementos en (%). ....	106
Tabla 3.63. Variación de volúmenes de H° por elementos en (%). ....	107
Tabla 3.64. Variación de pesos de A° por niveles y elementos de CYPECAD. ....	107
Tabla 3.65. Variación de pesos de A° por niveles y elementos de SAP2000. ....	107
Tabla 3.66. Variación de pesos por elementos de A° de CYPECAD. ....	108
Tabla 3.67. Variación de pesos por elementos de A° de SAP2000. ....	108
Tabla 3.68. Variación de cuantías por niveles y elementos CYPECAD. ....	108
Tabla 3.69. Variación de cuantías por niveles y elementos SAP2000. ....	109
Tabla 3.70. Variación de cuantías por elementos CYPECAD. ....	109
Tabla 3.71. Variación de cuantías por elementos SAP2000. ....	110
Tabla 3.72. Comparación de volumen total de H° .....	110
Tabla 3.73. Comparación de pesos totales de acero. ....	110
Tabla 3.74. Comparación de presupuestos totales. ....	110

---

## ANEXOS

ANEXO N°1	119
DETERMINACIÓN DE LA CURVA NORMALIZADA ISO 834.	119
ANEXO N°2	120
DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE FUEGO EXTERIOR.	120
ANEXO N°3	121
EVALUACION POST INCENDIO.	121
ANEXO N°4	124
PLANOS.	124
ANEXO N°5	125
DOCUMENTOS DIGITALES.	125

---

## ABREVIACIONES Y ACRÓNIMOS

### *Letras latinas mayúsculas.*

$E_{d,fi}$	efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio.
$E_d$	efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal.
$R_{d,fi}$	resistencia de cálculo en la situación de incendio.
$R$	Criterio de resistencia portante
$R\ 30$	o $R\ 60$ , $R\ 90$ , $R\ 120$ , $R\ 180$ o $R\ 240$ , un elemento que cumple con el criterio de resistencia portante durante 30, 60, 90, 120, 180 o 240 minutos de exposición al fuego normalizado.
$E$	Criterio de integridad
$E\ 30$	o $E\ 60$ ,... un elemento que cumple con el criterio de integridad para 30, o 60... minutos en una exposición al fuego normalizado.
$I$	Criterio de aislamiento térmico.
$I\ 30$	o $I\ 60$ ... un elemento que cumple con el criterio de aislamiento térmico para los 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado.
$E_{A^\circ}$	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a 20°C.
$E_{H^\circ}$	Valor característico del módulo de elasticidad del hormigón a 20°C.
$T$	temperatura [K] (véase $\theta$ temperatura [°C]).
$X_{d,fi}$	valor de cálculo de las propiedades de resistencia o deformación en la situación de incendio.
$X_k$	valor característico de una propiedad de resistencia o deformación para el cálculo a temperatura ambiente.

### *Letras latinas minúsculas.*

$a$	recubrimiento mecánico (distancia del eje de la armadura pasiva o activa al paramento expuesto más cercano).
$b$	ancho de la viga o menor dimensión de la columna.
$c_c$	calor específico del hormigón [J/kgK].
$d_1$	recubrimiento mecánico en la dirección principal.
$d_2$	recubrimiento mecánico en la dirección secundaria.
$h$	altura de la viga o mayor dimensión de la columna.
$l$	longitud de la viga o altura de la columna.
$n$	nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente.
$t$	tiempo de exposición al fuego [min].
$f_{ck}$	resistencia característica de compresión del Hormigón.
$f_{cd}$	resistencia de diseño de compresión del Hormigón.
$f_{yk}$	resistencia característica del Acero.
$f_{yd}$	resistencia de diseño del Acero.
$rec_{geo}$	recubrimiento geométrico del elemento estructural.

---

### *Letras griegas minúsculas*

$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial de seguridad para un material en el dimensionamiento frente al fuego.
$n_{fi}$	$= E_{d,fi}/E_d$ coeficiente de reducción para el nivel de carga de cálculo en la situación de incendio.
$\mu_{fi}$	$= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ grado de utilización en la situación de incendio.
$\lambda_{0,fi}$	esbeltez del pilar en la situación de incendio.
$\sigma_{c,fi}$	tensión de compresión del hormigón en la situación de incendio.
$\sigma_{s,fi}$	tensión del acero en la situación de incendio.
$\theta$	temperatura [°C].
$\theta_{cr}$	temperatura crítica [°C].
$\psi_0$	factor de combinación para el valor característico de una acción variable.
$\psi_1$	factor de combinación para el valor frecuente de una acción variable.
$\psi_2$	factor de combinación para el valor cuasi-permanente de una acción variable.
$\gamma_c$	coeficiente de seguridad del hormigón.
$\gamma_s$	coeficiente de seguridad del acero.
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	peso específico del hormigón armado.
$\phi$	diámetro de la barra de acero (mm).
$\varepsilon$	deformación unitaria.

### *Subíndices adicionales a los indicados en la Norma EN 1992-1-1*

$f_i$	valor relevante para la situación de incendio.
$t$	función del tiempo.
$\theta$	función de la temperatura.

## **CAPÍTULO N° 1 INTRODUCCIÓN.**

### **1.1. JUSTIFICACIÓN GENERAL.**

A medida que pasa el tiempo las estructuras civiles necesitan mayor conexión con otras ramas de ingeniería y arquitectura para tener un mejor desempeño en su construcción, operación y mantenimiento, por lo cual aumenta las probabilidades de falla si no se las toman en cuenta.

El fuego es un peligro para cualquier construcción, debe prevenirse y combatirse por todos los medios posibles. El incendio puede ocurrir en cualquier momento y en cualquier fase de la vida útil de un edificio (construcción, servicio, rehabilitación o demolición).

La manera más eficaz de luchar contra los efectos de un incendio es evitar que se inicie y se propague. A pesar de todas las precauciones que puedan tomar, la experiencia demuestra tres etapas:

- Prevención.
- Detección.
- Extinción.

Cuando los incendios son muy fuertes y logran extenderse en la estructura, las secciones y capacidades portantes de los materiales de construcción disminuyen, las secciones y la capacidad portante disminuye a medida que aumenta la temperatura. Si la duración e intensidad del incendio son demasiado grandes, la capacidad portante de la estructura puede disminuir al nivel de cargas aplicadas y entonces puede ocurrir un colapso parcial o total de la estructura, lo que puede ocurrir en un tiempo relativamente corto cuando el aumento de temperatura es rápido.

Un procedimiento de cálculo estructural ante el fuego plenamente analítico debería tener en cuenta el comportamiento del sistema estructural a temperaturas elevadas, la exposición potencial al calor y los efectos favorables de los sistemas activos y pasivos de protección contra incendios, así como las incertidumbres asociadas a estos tres factores y la importancia de la estructura (consecuencia de fallo).

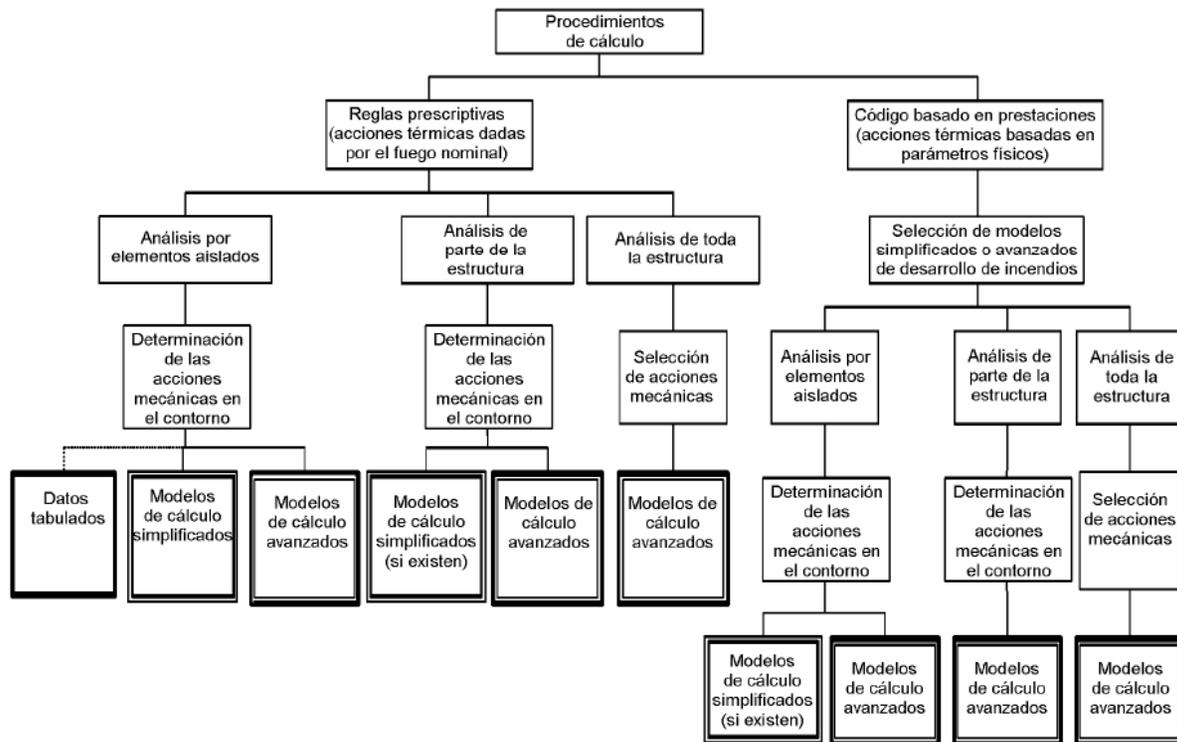
Actualmente es posible abordar un procedimiento para determinar las prestaciones adecuadas que incorpora algunos de dichos parámetros, si no todos, para demostrar que la estructura o sus elementos tendrán un comportamiento adecuado frente a un incendio real. En cambio, cuando el procedimiento se fundamenta en un fuego nominal (normalizado), el sistema

de clasificación, que requiere tiempos específicos de resistencia ante el fuego, tiene en cuenta (aunque no explícitamente) los factores e incertidumbres antes citados.

Se diferencian el enfoque prescriptivo y en enfoque basado en prestaciones. El enfoque prescriptivo utiliza fuegos nominales para generar acciones térmicas. El enfoque basado en prestaciones se refiere a acciones térmicas basadas en parámetros físicos y químicos, utilizando la ingeniería de protección contra incendios.

Figura 1.1. Procedimientos alternativos de cálculos.

Fuente: Norma EN 1992-1-2



En este documento se desarrollará únicamente métodos simplificados de cálculo suficientemente aproximados para la mayoría de las situaciones habituales. Basados en el enfoque prescriptivo. Estos métodos solo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo temperatura.

Tabla 1.1. Tabla resumen que muestra los métodos alternativos de verificación de la resistencia al fuego

Fuente: Tabla 0.1 de la Norma EN 1992-1-2.

	Datos tabulados	Métodos de calculo simplificado	Modelo de calculo avanzado
<b>Análisis por elementos aislados.</b> El elemento se considera aislado. No se consideran las acciones indirectas del fuego, excepto las producidas por los gradientes térmicos	<b>SI</b> Datos dados únicamente para el fuego normalizado En principio podrían desarrollarse datos para otras curvas de fuego.	<b>SI</b> Fuego normalizado y fuego paramétrico. Perfiles de temperatura dados únicamente para el fuego normalizado. Los modelos de materiales se aplican solo a velocidades de calentamiento similares a las del fuego normalizado.	<b>SI</b> Solo se dan los principios.
<b>Análisis de parte de la estructura.</b> Se consideran las acciones indirectas del fuego en el subconjunto pero no la interacción, función del tiempo, con otras partes de la estructura.	<b>NO</b>	<b>SI</b> Fuego normalizado y fuego paramétrico. Perfiles de temperatura dados únicamente para el fuego normalizado. Los modelos de materiales se aplican solo a velocidades de calentamiento similares a las del fuego normalizado.	<b>SI</b> Solo se dan los principios.
<b>Análisis estructural global.</b> Análisis de la estructura completa. Se consideran las acciones indirectas del fuego en toda la estructura.	<b>NO</b>	<b>NO</b>	<b>SI</b> Solo se dan los principios.

## 1.2. FINES.

El Proyecto de Grado se realiza con la finalidad de:

- Conocer el método utilizado por la Norma Europea en situación de incendio para estructuras de hormigón armado.
- Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio.
- Comparar la variación de los volúmenes de hormigón y acero.

## 1.3. ESTADO DEL ARTE.

Múltiples estructuras han sufrido incendios, siendo medidas en base a sus daños materiales y pérdidas humanas, como ser:

Las Torres Centro Mundial de Comercio (WTC), New York, EEUU. La torre norte fue construida en 1972 con una altura de 417 m y la sur en 1973 con 415.5 m. Las dos torres fueron construidas con acero y destinadas a locales comerciales y estación de trenes en los niveles subterráneos y el resto a oficinas. El 11 de septiembre de 2001 dos aviones comerciales con grandes cantidades de combustibles fueron deliberadamente estrellados contra cada una de esas torres. Un avión se estrelló en la cara norte de la torre norte entre sus pisos 94 y 98 con una velocidad de 756 k/h y el otro en la cara sur de la torre sur entre los pisos 78 y 84 a una velocidad de 950 k/h. Los incendios generados tras estos dos impactos (entre 900 y 1100 °C) provocaron la ruina progresiva del total de las edificaciones. El incendio en la torre norte duro 1 hora y 43 minutos y en la torre sur 56 minutos. Los daños por el impacto de los aviones fueron; en la torre norte 36 de 59 columnas eliminadas, en la torre sur 32 de 59 columnas, las losas de pisos sufrieron colapsos parciales, columnas del núcleo afectadas por el fuselaje de los aviones, los revestimientos de protección pasiva contra incendio fueron removidos por el impacto de los aviones, descompresión de los sistemas de combate físico contra el fuego. Las estructuras fueron capaces de redistribuir exitosamente las cargas a los miembros restantes manteniendo una condición estable, los daños en la torre sur fueron más severos, ya que el avión llevaba más velocidad y el sentido del núcleo con respecto a la trayectoria del avión hizo más corta la distancia entre la pared exterior y las columnas interiores. El fuego provoco, colapsos parciales en la zona donde los revestimientos habían sido comprometidos, las losas de piso por encima de los niveles en combustión se expandieron, causando pandeos en las columnas y eventualmente el desprendimiento de las juntas u otro miembro estructural, perdida de las propiedades del acero de las columnas. (Pumar Granado & González Alcalá, 2008)

El incendio del Edificio Windsor, Madrid, España, estructura mixta de acero y hormigón, construido en 1979, de 32 pisos, de los cuales los pisos inferiores fueron destinados para locales comerciales y el resto a oficinas. El 12 de febrero de 2005 un incendio de 20 horas, debilito la fachada haciéndola caer, dejando al descubierto las conexiones pantalla-columna en los bordes de las losas, la fachada arrastraba con ella parte del perímetro de acero, el cual afecto la estabilidad, el desplome de ciertas losas debido a la falta de confinamiento lateral. Pandeo, deformación y colapso de las losas de la estructura, fallaron ciertos pórticos de concreto debido a la exposición más directa al fuego, el poco recubrimiento presente y los momentos de torsión generados por el desplome de los miembros estructurales adyacentes (Pumar Granado & González Alcalá, 2008).

El incendio de la Torre Avianca, Bogotá, Colombia, construido en 1970 de Hormigón Armado de 37 pisos destinados a oficinas. El 25 de julio de 1974 un incendio de 12 horas provocó los siguientes daños; daños en el recubrimiento de las columnas, vigas y losas, deformaciones, pandeos y fallas en los anclajes (Pumar Granado & González Alcalá, 2008).

El incendio del Tribunal Departamental Electoral de Santa Cruz y Chuquisaca, las casas de Waldo Albarracín y de Casimira Lema en 2019. El incendio de la discoteca Fórum en La Paz en 2019. El incendio de un almacén de juguetes y plásticos de 5 pisos en la calle Incachaca, en la zona Huyustus en 2016, donde los bomberos no pudieron ingresar con sus carros porque que había puestos de venta en medio de la calle lo que perjudicó su accionar y que tardasen más de 8 horas en controlar el incendio.

#### **1.4. OBJETIVOS.**

##### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL.**

Realizar la verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio.

##### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

Realizar el modelo arquitectónico del edificio de 10 pisos.

Realizar el análisis estructural del edificio de 10 pisos por medio de softwares computacionales (CYPECAD y SAP2000).

Obtener las cuantías de los elementos estructurales en situación normal y en situación de incendio obtenido por los softwares computacionales a través del software Revit 2018.

Comparar el tiempo requerido de resistencia al incendio de un edificio de acuerdo a su categoría de uso.

Determinar los requisitos que deben de cumplir los elementos estructurales (viga, losa, columna, muro) para la situación de incendio.

Determinar el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en la situación de incendio.

Verificar los elementos estructurales (viga, losa, columna, muro) del edificio en situación normal y en situación de incendio de acuerdo a la EN 1992-1-2.

Pre dimensionar los elementos estructurales que no cumplan con la Norma EN 1992-1-2.

Realizar la comparación de costos del edificio en situación normal y edificio en situación de incendio.

### **1.5. PROGRAMAS COMPUTACIONALES.**

Se utilizaron los softwares estructurales:

CYPECAD versión 2016

SAP2000 versión 2020

Para la obtención de los pesos y volúmenes de obra:

Revit en la versión 2018

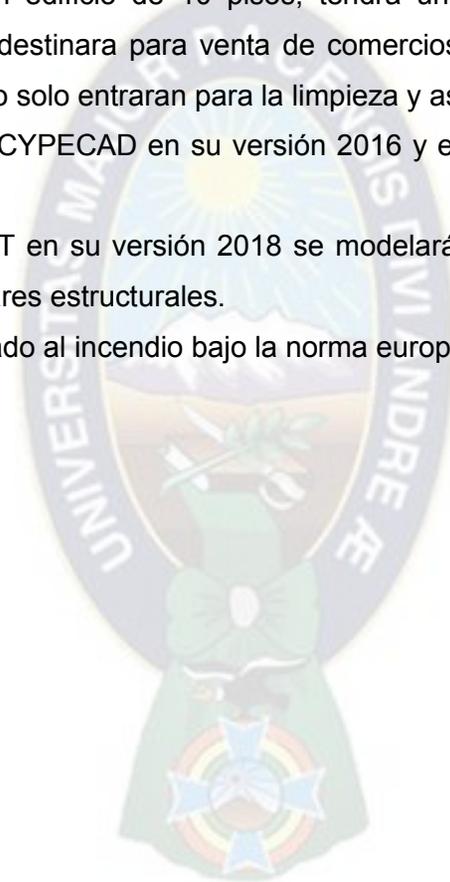
### **1.6. ALCANCE Y LIMITACIONES.**

La estructura será un edificio de 10 pisos, tendrá un subsuelo que se destinara a parqueos, el primer piso se destinara para venta de comercios, del 2do piso al 10mo estará destinado a oficinas y al techo solo entraran para la limpieza y aseo.

Se usará el software CYPECAD en su versión 2016 y el SAP2000 en su versión 2020 para el análisis estructural

En el programa REVIT en su versión 2018 se modelará el edificio para poder obtener las cuantías de ambos softwares estructurales.

El edificio será verificado al incendio bajo la norma europea (EN) en su versión de 2004.



## **CAPÍTULO N° 2 MARCO TEÓRICO.**

La prevención de incendios se divide en dos tipos de protección:

- Prevención activa
- Prevención pasiva

La primera se refiere a la detección y extinción de un incendio y la segunda se refiere a la contención

### **Prevención activa**

La Protección activa desempeña un papel curativo y representa todos los sistemas de detección y extinción de incendios (detectores, rociadores, extintores, etc.), por lo tanto, está destinada a advertir a los usuarios de un incendio y actuar sobre él a través de una intervención automática o humana.

### **Prevención pasiva**

La Protección pasiva juega un papel preventivo. Representa todas las medidas constructivas que permiten que una estructura resista un incendio durante un tiempo determinado (fijado por las normas relativas al tipo de edificio).

Estas medidas constructivas están destinadas a:

- Detener la progresión de los humos.
- Evitar la propagación de las llamas.
- Contener los efectos térmicos en el área del desastre.
- Mantener la estabilidad al fuego de los elementos estructurales.

Todas estas medidas se llaman pasivas porque funcionan sin intervención humana o aporte de energía externa. Su objetivo es permitir la evacuación de las personas y la intervención de los servicios de emergencia, confinando el fuego el mayor tiempo posible en el único espacio donde se declara.

Por tanto, este trabajo se dedicará a la prevención pasiva, en el sentido que para diseño de la estructura se tomará en cuenta el caso de incendio en los estados de carga, por lo cual se verificará los elementos estructurales en caso de incendio de forma aislada.

Se utilizan los métodos simplificados indicados en el "Documento Básico, seguridad en caso de incendio" no es necesario tener en cuenta las acciones indirectas derivadas del incendio.

## **2.1. DEFINICIONES.**

Para fines de este documento se aplicarán los términos y definiciones incluidos en las Normas EN 1990 y EN 1991-1-2 además de los siguientes:

### **2.1.1. ACCIONES INDIRECTAS DEL FUEGO.**

Fuerzas internas y momentos causados por la dilatación térmica.

### **2.1.2. ACCIONES TÉRMICAS.**

Acciones sobre la estructura definidas por el flujo neto de calor sobre los elementos.

### **2.1.3. AISLAMIENTO (I).**

Aptitud de un elemento separador de un edificio, cuando está expuesto al fuego por una cara, para limitar la elevación de la temperatura en la cara no expuesta por debajo de valores establecidos.

### **2.1.4. ANÁLISIS DE UN ELEMENTO (ANTE EL FUEGO).**

Análisis térmico y mecánico de un elemento estructural expuesto al fuego, suponiéndolo aislado y con condiciones de contorno y de apoyo adecuados. Las acciones indirectas de fuego no se tienen en cuenta, a excepción de las resultantes de los gradientes térmicos.

### **2.1.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL GLOBAL (ANTE EL FUEGO).**

Análisis del conjunto de la estructura cuando toda ella o solo una parte está expuesta al fuego. Se tiene en cuenta las acciones indirectas de fuego en toda la estructura.

### **2.1.6. ANÁLISIS TÉRMICO.**

Método de determinación de la evolución de la temperatura en los elementos estructurales en función de las acciones térmicas (flujo neto de calor) y de las propiedades térmicas del material constitutivo de los elementos y, en su caso, de las superficies protectoras.

### **2.1.7. CÁLCULO A LA TEMPERATURA AMBIENTE.**

Cálculo ante los estados límite últimos a temperatura ambiente, conforme a la parte 1-1 de los proyectos de Norma prEN 1992 a prEN 1996 o prEN 1999.

### **2.1.8. CAPAS DE PROTECCIÓN.**

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural con el fin de aumentar su resistencia al fuego.

### **2.1.1. CARGA.**

Fuerza, debida a la gravedad que actúa sobre un edificio y que interesa a su estructura.

### **2.1.2. CARGA PERMANENTE.**

Son aquellas cargas que permanecen el 95% de la vida útil de la estructura. El 95% es porque toda construcción se realiza etapa por etapa donde en el proceso hay un porcentaje de la vida útil que no recibe el total de la carga.

### **2.1.3. CARGA VARIABLE.**

Son aquellas cargas las cuales toman en cuenta la función que tendrá cada ambiente, diseñando el ambiente con un peso global, se lo conoce también como carga de explotación, sobrecarga o carga de servicio.

### **2.1.4. CURVA DE FUEGO EXTERIOR.**

Curva nominal tiempo-temperatura aplicable a la cara exterior de las fachadas susceptibles de estar expuestas al fuego existente, es decir, bien en el interior del propio sector de incendio, o bien en un sector situado por debajo de la fachada considerada o colindante con ella.

### **2.1.5. CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA.**

Curva nominal definida en el proyecto de Norma prEN 13501-2 para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.

### **2.1.6. CURVAS TIEMPO-TEMPERATURA.**

Temperatura del aire en la proximidad de las superficies de un elemento, en función del tiempo. Pueden ser:

- Nominales: curvas convencionales adoptadas para clasificar o para verificar la resistencia al fuego, por ejemplo, la curva normalizada tiempo-temperatura, la curva de fuego exterior, la curva de fuego de hidrocarburos.
- Paramétricas: determinadas a partir de modelos de fuego y de parámetros físicos específicos que definen las condiciones del sector de incendio.

### **2.1.7. ELEMENTO.**

Parte fundamental de una estructura (como una viga, una columna, pero también conjuntos tales como vigas-pared, vigas de celosía, ...) suponiéndola aislada, con condiciones de contorno y de apoyo adecuadas.

#### **2.1.8. ELEMENTO EXTERIOR.**

Elemento estructural situado en el exterior del edificio y que puede estar expuesto al fuego a través de las aberturas de los cerramientos del edificio.

#### **2.1.9. ELEMENTO SEPARADOR.**

Elemento portante o no portante (por ejemplo, un muro) que forma parte de la envolvente de un sector de incendio.

#### **2.1.10. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**

Elementos portantes de una estructura, incluyendo los arrostramientos.

#### **2.1.11. FACTOR DE REDUCCIÓN ( $n_{fi}$ ).**

El factor de reducción depende de la relación global entre las acciones de la variable principal y las acciones permanentes aplicadas a la estructura

#### **2.1.12. FUEGO DE CÁLCULO.**

Desarrollo de fuego específico adoptado a efectos de cálculo.

#### **2.1.13. FUNCIÓN PORTANTE (R).**

Aptitud de una estructura o de un elemento estructural para soportar las acciones especificadas durante la exposición prevista al fuego, conforme a criterios establecidos.

#### **2.1.14. FUNCIÓN SEPARADORA.**

Aptitud de un elemento separador para impedir la propagación del incendio (por ejemplo, por paso de las llamas o de los gases calientes – véase "integridad") o bien la ignición tras la cara expuesta (véase "aislamiento") durante la exposición a un fuego determinado.

#### **2.1.15. INFLAMACIÓN SUBITA GENERALIZADA (FLASH OVER).**

Ignición simultánea de toda la carga de fuego existente en un sector de incendio.

#### **2.1.16. INTEGRIDAD (E).**

Aptitud de un elemento separador de un edificio, cuando está expuesto al fuego por una cara, de impedir el paso de las llamas y de los gases calientes a su través y de impedir la aparición de llamas en la cara no expuesta.

#### **2.1.17. MÁXIMO NIVEL DE TENSION.**

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en el que la relación tensión-deformación del acero sufre in quiebre para dar una meseta en la elasticidad.

#### **2.1.18. MODELO DE FUEGO AVANZADO.**

Fuego de cálculo basado en aspectos de conservación de masa y de energía.

#### **2.1.19. MODELO INFORMÁTICO DE DINÁMICA DE FLUIDOS.**

Modelo de fuego que permite resolver numéricamente las ecuaciones diferenciales parciales que relacionan a las variables termodinámicas y aerodinámicas de cada punto del sector de incendio considerado. (UNE-EN 1991-1-2:2004).

#### **2.1.20. MURO CORTA FUEGO.**

Muro que separa dos espacios (generalmente dos edificios) diseñado para resistir al fuego y para ofrecer estabilidad estructural, que puede ofrecer una resistencia a carga horizontal con objeto de que, en caso de incendio y de fallo de la estructura en una cara del muro, se evita la propagación del incendio al otro lado del muro.

#### **2.1.21. PARTE DE ESTRUCTURA.**

Parte aislada de una estructura completa con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

#### **2.1.22. PESO PROPIO.**

Carga producida por la gravedad en la masa de los elementos estructurales

#### **2.1.23. RESISTENCIA AL FUEGO.**

Aptitud de una estructura, de una parte, de una estructura o de un elemento estructural, para cumplir las funciones requeridas (función portante y/o de compartimentación de incendios) para un nivel de carga, una exposición al fuego y un periodo de tiempo especificados.

#### **2.1.24. RESISTENCIA AL FUEGO NORMALIZADA.**

Aptitud de una estructura o de una parte de ella (en general, un solo elemento) para cumplir las funciones requeridas (función portante y/o separadora) ante una exposición térmica según la curva normalizada tiempo-temperatura, para una combinación de cargas especificada y durante un periodo de tiempo establecido.

#### **2.1.25. SECTOR DE INCENDIO.**

Espacio interior de un edificio, que se extiende en una o en varias plantas, delimitado por elementos separadores que impiden la propagación del incendio fuera del sector durante la exposición al fuego considerado.

#### **2.1.26. SOFTWARE.**

Se conoce como software al equipo lógico o soporte lógico de un sistema informático, que comprende el conjunto de los componentes lógicos necesarios que hacen posible la realización de tareas específicas.

#### **2.1.27. SOFTWARE CYPECAD.**

El CYPECAD es uno de los softwares más utilizados en el sector de la construcción para el diseño, dimensionado y cálculo de estructuras y edificaciones de hormigón armado o metálicas destinadas a obras civiles sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego. Este programa se desarrolla y distribuye por la empresa Cype Ingenieros.

#### **2.1.28. SOFTWARE REVIT.**

Autodesk Revit es un software de Modelado de información de construcción (BIM, Building Information Modeling), para Microsoft Windows, desarrollado actualmente por Autodesk. Permite al usuario diseñar con elementos de modelación y dibujo paramétrico. BIM es un paradigma del dibujo asistido por computador que permite un diseño basado en objetos inteligentes y en tres dimensiones. De este modo, Revit provee una asociatividad completa de orden bi-direccional. Un cambio en algún lugar significa un cambio en todos los lugares, instantáneamente, sin la intervención del usuario para cambiar manualmente todas las vistas. Un modelo BIM debe contener el ciclo de vida completo de la construcción, desde el concepto hasta la edificación. Esto se hace posible mediante la subyacente base de datos relacional de arquitectura de Revit, a la que sus creadores llaman el motor de cambios paramétricos.

#### **2.1.29. SOFTWARE SAP2000.**

El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. Este programa se desarrolla y distribuye por la empresa Computers and Structures, Inc (CSI).

### **2.1.30. TEMPERATURA CRITICA DE LA ARMADURA.**

Temperatura de la armadura en la cual se espera que se prevé el fallo de un elemento en la situación de incendio (criterio R) para un nivel de tensión dado del acero.

### **2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.**

El edificio será diseñado bajo la norma europea con los softwares computacionales.

A continuación, se enlista los parámetros más importantes que se tomaran en cuenta:

- Hormigón
- Acero
- Categoría de uso
- Coeficientes de combinaciones de acciones
- Recubrimiento geométrico
- Tiempo de resistencia al fuego

### **2.3. RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA.**

Las acciones se deben considerar como para el cálculo a temperatura ambiente, si es previsible que estén presentes en situación de incendio. Se deben de tener en cuenta los valores representativos de las acciones variables correspondientes a la situación accidental de exposición al fuego, conforme a la Norma EN 1990. No se debería tener en cuenta la disminución de las sobrecargas debida a la combustión. Los casos en los que no es preciso considerar la carga de nieve debido a su fusión deberían evaluarse individualmente. No es necesario tener en cuenta las acciones resultantes de operaciones industriales.

No es necesario tener en cuenta la simultaneidad con otras acciones accidentales independientes. Dependiendo de las situaciones accidentales de cálculo a considerar, puede ser necesario aplicar acciones adicionales inducidas por el fuego durante la exposición al mismo, por ejemplo, impacto debido al colapso de un elemento estructural o de maquinaria pesada.

La norma europea a utilizarse se basa en la protección pasiva del edificio. Por tanto, este método es prescriptivo y el análisis es de manera individual a cada elemento.

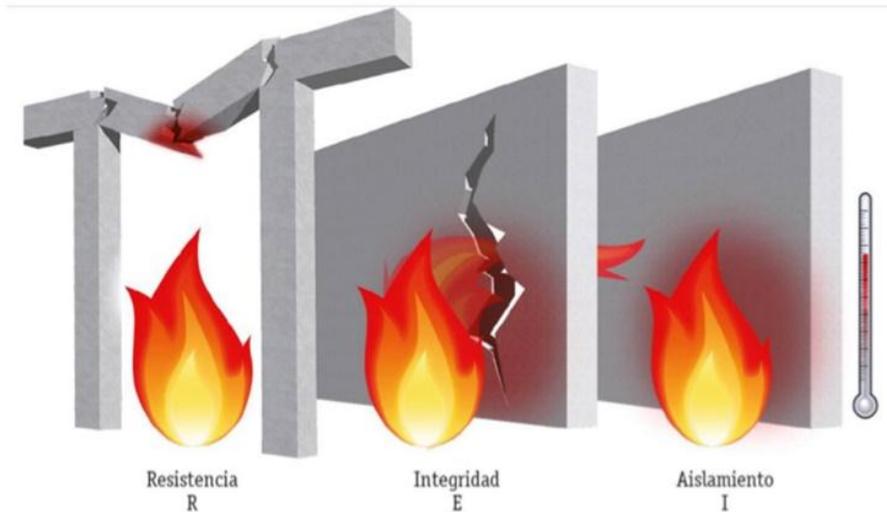
Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios "R", "E" e "I" del modo siguiente:

- únicamente función separadora: integridad (criterio "E") y cuando se requiera, aislamiento (criterio "I");
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio "R");

- función separadora y portante: criterios "R", "E" y, cuando se requiera "I".

Figura 2.1. Criterios de resistencia al fuego.

Fuente: [www.arquima.net](http://www.arquima.net)



Se admite que un elemento tiene suficiente resistencia mecánica al fuego si, durante la duración del incendio el valor de cálculo del efecto de las acciones, en todo instante  $t$ , no supera el valor de la resistencia de dicho elemento. En general, basta con hacer la comprobación en el instante de mayor temperatura que, con el modelo de curva normalizada tiempo-temperatura, se produce al final del mismo.

En términos de tiempo:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,req} \quad \text{Ec.(1)}$$

Donde:

$t_{fi,d}$  es el valor de cálculo de la resistencia al fuego.

$t_{fi,req}$  es el tiempo de resistencia al fuego exigido.

O en términos de resistencia:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad \text{Ec. (2)}$$

Donde:

$E_{d,fi}$  es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado según la Norma EN 1991-1-2, incluyendo efectos de las expansiones y deformaciones térmicas.

$R_{d,t,fi}$  es la resistencia de cálculo correspondiente en la situación de incendio.

O en términos de temperatura:

$$\theta_d \geq \theta_{cr,d} \quad \text{Ec. (3)}$$

Donde:

$\theta_d$  es el valor de cálculo de la temperatura del material.

$\theta_{cr,d}$  es el valor de cálculo de la temperatura crítica del material.

El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1990<sup>(1)</sup>.

En el caso de sectores de riesgo mínimo y en aquellos sectores de incendio en los que, por su tamaño y por la distribución de la carga de fuego, no sea previsible la existencia de fuegos totalmente desarrollados, la comprobación de la resistencia al fuego puede hacerse elemento a elemento mediante el estudio por medio de fuegos localizados, según se indica en el Eurocódigo 1 (UNE-EN 1991-1-2:2004) situando sucesivamente la carga de fuego en la posición previsible más desfavorable.

En el "Documento Básico, seguridad en caso de incendio", no se considera la capacidad portante de la estructura después del incendio.

### **2.3.1. ANÁLISIS GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.**

Quando se realiza un análisis global de la estructura en la situación de incendio se deben de tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

### **2.3.2. ANÁLISIS DE PARTE DE LA ESTRUCTURA.**

Como alternativa a la realización de un análisis global de la estructura para la situación de incendio en el instante  $t = 0$  las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal.

La parte de la estructura a analizar se debería de especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.

Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

---

<sup>(1)</sup> Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elemento aislados

Se supone que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos de parte de la estructura, aplicables en el instante  $t = 0$ , permanecen constantes a lo largo de la exposición al fuego.

### 2.3.3. ANÁLISIS POR ELEMENTOS AISLADOS.

El efecto de las acciones debería determinarse para el tiempo  $t = 0$  usando coeficientes de combinación  $\Psi_{1,1}$  o  $\Psi_{2,1}$  de acuerdo al capítulo 4 de la Norma EN 1991-1-2.

Se deben considerar las mismas acciones permanentes y variables que en el cálculo en situación persistente, si es probable que actúen en caso incendio.

Los efectos de las acciones durante la exposición al incendio deben de obtenerse del Documento Básico DB-SE. Los valores de las distintas acciones y coeficientes deber ser obtenidos del Documento Básico, Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación DB SE-AE.

Si se emplean los métodos indicados en Documentos Básicos, Seguridad en caso de incendio DB SI, para el cálculo de la resistencia al fuego estructural puede tomarse como efecto de la acción de incendio únicamente el derivado del efecto de la temperatura en la resistencia del elemento estructural.

Como simplificación para el cálculo se puede estimar el efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio a partir del efecto de las acciones de cálculo a temperatura normal, como:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde:

$E_{d,fi}$  es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado según la Norma EN 1991-1-2, incluyendo efectos de las expansiones y deformaciones térmicas.

$E_d$  efecto de las acciones de cálculo en situación persistente (temperatura normal)

$\eta_{fi}$  factor de reducción.

Donde el factor  $\eta_{fi}$  se puede obtener como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} * Q_{k,1}}{\gamma_G * G_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1}} \quad \text{Ec. (5)}$$

Donde el subíndice 1 es la acción variable dominante considerada en la situación persistente.

Donde:

$Q_{k,1}$  es la carga variable principal

$G_k$  es el valor característico de una acción permanente

$\gamma_G$  es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente

$\gamma_{Q,1}$  es el coeficiente parcial de seguridad de la acción variable 1

$\Psi_{fi}$  es el coeficiente de combinación para los valores frecuentes o cuasi permanentes dado bien por el  $\Psi_{1,1}$  o por  $\Psi_{2,1}$ , véase la Norma EN 1991-1-2

El valor representativo de la acción variable  $Q_1$  puede considerarse como el valor cuasi permanente  $\Psi_{2,1} * Q_1$ , o bien como el valor frecuente  $\Psi_{1,1} * Q_1$ . Se recomienda la utilización de  $\Psi_{2,1} * Q_1$ .

Los valores de  $\Psi_{1,1}$  se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Valores recomendados del coeficiente  $\Psi$  para edificios.

Fuente: Tabla A1.1 de la Norma EN 1990

Acción Cargas impuestas en edificios, categoría (Mirar EN 1991-1.1)		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Categoría A	Domésticos, áreas residenciales	0.7	0.5	0.3
Categoría B	Áreas para oficinas	0.7	0.5	0.3
Categoría C	Áreas de reunión	0.7	0.7	0.6
Categoría D	Áreas de tiendas	0.7	0.7	0.6
Categoría E	Áreas de almacenamientos	1.0	0.9	0.8
Categoría F	Área de tráfico de vehículos livianos $\leq 30$ kN	0.7	0.7	0.6
Categoría G	Área de tráfico, $30$ kN $\leq$ peso de vehículos $\leq 160$ kN	0.7	0.5	0.3
Categoría H	Techos	0.0	0.0	0.0
Carga de nieve en edificios (Mirar EN 1991-1.3) Finlandia, Islandia, Noruega, Suiza		0.7	0.5	0.2
El resto de los estados miembros del CEN, para sitios localizados a una altitud $H > 1000$ m.s.n.m.		0.7	0.5	0.2
El resto de los estados miembros del CEN, para sitios localizados a una altitud $H \leq 1000$ m.s.n.m		0.5	0.2	0.0
Cargas de viento en edificios (Mirar EN 1991-1.4)		0.6	0.2	0.0
Temperatura (No fuego) en edificios (Mirar EN 1991-1.5)		0.6	0.5	0.0

Solo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o dentro del plano pueden despreciarse.

Las condiciones limite en los apoyos y extremos de un elemento, aplicables para un instante  $t = 0$ , pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición del fuego.

Los datos tabulados, los modelos de cálculo simplificados son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

Los perfiles de temperatura en una estructura de hormigón expuesta al fuego pueden determinarse partiendo de ensayos o cálculos.

### 2.3.3.1. Elementos estructurales principales.

Se considera que la resistencia al fuego de un elemento estructural principal del edificio (incluidos forjados, vigas y soportes), es suficiente si:

- Alcanza la clase indicada en la siguiente tabla que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura, o;
- Soporta dicha acción durante el tiempo equivalente de exposición al fuego indicado en el Anexo B, del Documento Básico, Seguridad en caso de incendio.

Tabla 2.2. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales.

Fuente: Documento básico, seguridad en caso de incendio.

Uso del sector de incendio considerado <sup>(1)</sup>	Plantas del sótano	Plantas sobre rasante		
		Altura de evacuación del edificio		
		≤ 15 m	≤ 28 m	≥ 28 m
Vivienda unifamiliar <sup>(2)</sup>	R 30	R 30	-	-
Residencial vivienda, residencial público, docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, publica concurrencia, hospitalario	R 120 <sup>(3)</sup>	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento,(edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento,(situado bajo un uso distinto)		R 120 <sup>(4)</sup>		
<p><sup>(1)</sup> La resistencia al fuego suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa sectores de incendio es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un sector de incendios, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la resistencia al fuego suficiente R que se exija para el uso de dicho sector.</p> <p><sup>(2)</sup> En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.</p> <p><sup>(3)</sup> R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.</p> <p><sup>(4)</sup> R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.</p>				

### 2.3.3.2. Elementos estructurales secundarios.

Los elementos estructurales cuyo colapso ante la acción directa del incendio no pueda ocasionar daños a los ocupantes, ni comprometer la estabilidad global de la estructura, la evacuación o la compartimentación en sectores de incendio del edificio, como puede ser el caso de pequeñas entreplantas o de suelos o escaleras de construcción ligera, etc., no precisan cumplir ninguna exigencia de resistencia al fuego.

No obstante, todo suelo que, teniendo en cuenta lo anterior, deba garantizar la resistencia al fuego R que se establece en la tabla anterior, debe ser accesible al menos por una escalera que garantice esa misma resistencia o que sea protegida.

#### **2.4. ANÁLISIS DE ELEMENTOS AISLADOS MEDIANTE DATOS TABULADOS.**

Esta sección proporciona soluciones de cálculo reconocidas para una exposición al fuego normalizado de hasta 240 min. Las reglas hacen referencia al análisis por elementos aislados.

Las tablas se han desarrollado sobre una base empírica confirmada mediante la experiencia y la evaluación teórica de ensayos. Los datos se derivan de supuestos conservadores para los elementos estructurales más comunes, y son válidos para el intervalo completo de la conductividad térmica del hormigón con áridos silíceos y calcáreos. Pueden encontrarse datos tabulados más específicos en las normas de productos para algunos tipos particulares de productos de hormigón o bien desarrollarse en base al método de cálculo simplificado.

Los valores dados en las tablas son aplicables al hormigón de peso normal (2000 kg/m<sup>3</sup> a 2600 kg/m<sup>3</sup>, véase la Norma EN 206-1) fabricado con áridos silíceos. Si se utilizan áridos calcáreos o áridos ligeros en vigas o en losas, la dimensión mínima de la sección transversal puede reducirse en un 10%.

No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas a la capacidad cortante y torsión, ni los detalles constructivos de los anclajes. Tampoco es necesario realizar comprobaciones adicionales relativas al desconchado, excepto para la armadura de piel.

##### **2.4.1. REGLAS GENERALES DE CÁLCULO.**

Los requisitos para la función separadora (criterios E e I) pueden considerarse satisfechos en los casos en que el espesor mínimo de muros o losas estén conformes a las Normas Europeas EN. Para la función portante (criterio R), los requisitos mínimos relativos a las dimensiones de la sección y los recubrimientos mecánicos en las tablas se obtienen de:

$$\frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}} = 1,0 \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

$E_{d,fi}$  es el valor de cálculo del efecto de acciones en la situación de incendio.

$R_{d,fi}$  es el valor de cálculo la capacidad portante (resistencia) en la situación de incendio.

Para asegurar el recubrimiento mecánico requerido en zonas de tracción de vigas y losas simplemente apoyadas, las tablas 5.5 y 5.6 y la columna 3 de la tabla 5.8 (unidireccional) de la Norma EN 1992-1-2, se basan en una temperatura crítica del acero de  $\theta_{cr} = 500 \text{ }^\circ\text{C}$ . Esta hipótesis corresponde aproximadamente a  $E_{d,fi} = 0,7E_d$  y  $\gamma_s = 1,15$ .

Para elementos o vigas en tracción en las que el dimensionamiento requiera un  $\theta_{cr}$  inferior a  $400 \text{ }^\circ\text{C}$ , las dimensiones de la sección transversal deberían aumentarse incrementando la anchura mínima del elemento en tracción o de la zona traccionada de la viga de acuerdo a la siguiente expresión.

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8(400 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad \text{Ec. (7)}$$

Donde:

$b_{mod}$  es la dimensión modificada de b.

$b_{min}$  la dimensión mínima b de las tablas, correspondiente a la resistencia al fuego normalizada requerida.

$\theta_{cr}$  temperatura crítica ( $^\circ\text{C}$ )

Una alternativa al aumento de la anchura de acuerdo con la Ec. (7) puede ser ajustar el recubrimiento mecánico de la armadura con el fin de obtener la temperatura requerida para la tensión real. Esto requiere utilizar un método más preciso, tal como el dado en el Anexo A, de la Norma EN 1992-1-2.

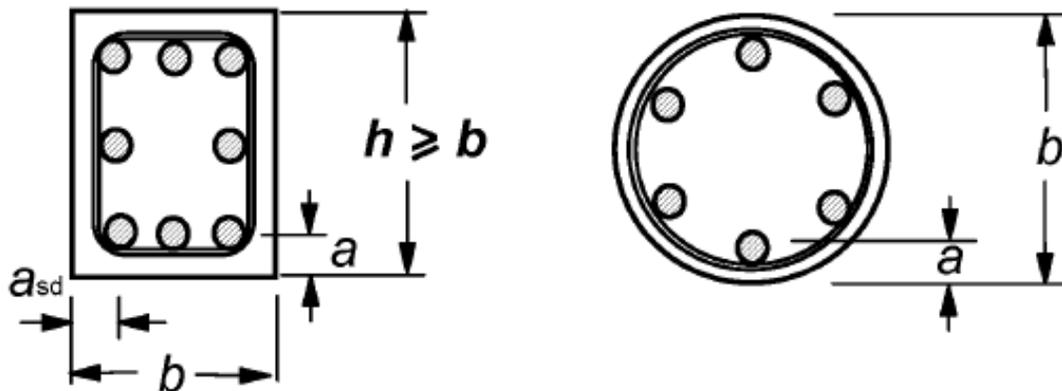
Los valores dados en las tablas proporcionan las dimensiones mínimas para la resistencia al fuego, además de las reglas de detalles constructivos requeridos por la Norma EN 1992-1-1. Algunos valores del recubrimiento mecánico utilizados en las tablas son menores que los requeridos por la Norma EN 1992-1-1, y deberían tenerse en cuenta únicamente para la interpolación.

Puede realizarse una interpolación lineal entre los valores dados en las tablas.

Los símbolos utilizados en las tablas se definen según la siguiente figura

Figura 2.2. Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal  $a$

Fuente: Figura 5.2 de la Norma EN 1992-1-2



Los recubrimientos mecánicos,  $a$ , de una barra, cable o tendón de acero son valores nominales. No es necesario añadir una tolerancia.

El recubrimiento mecánico mínimo para cualquier barra individual no debería ser menor que el requerido para R 30, para barras en una única capa, o la mitad del recubrimiento medio para barras en múltiples capas.

#### 2.4.2. PILARES<sup>(2)</sup>.

Para la evaluación de la resistencia al fuego de los pilares se proporciona dos métodos, el método A y el método B.

##### 2.4.2.1. Método A.

La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado y pretensado, sometidos principalmente a compresión en estructuras arriostradas, puede considerarse adecuada si se aplican los valores dados en la tabla 5.2a, de la Norma EN 1992-1-2, junto con las siguientes reglas.

- Longitud eficaz del pilar en la situación de incendio:

$$l_{0,fi}^{(3)} \leq 3m.$$

- Excentricidad de primer orden en la situación de incendio:

$$e^{(4)} = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{max}^{(5)}$$

<sup>(2)</sup> Los datos tabulados se dan únicamente para estructuras arriostradas. Los datos tabulados para estructuras no arriostradas para su uso en un Estado pueden encontrarse en sus respectivos anexos nacionales.

<sup>(3)</sup> La longitud eficaz de un pilar en situación de incendio  $L_{0,fi}$  puede suponerse igual a  $l_0$  a temperatura ambiente en todos los casos.

- Cuantía de armadura:

$$A_s < 0,04A_c$$

Se ha introducido un nivel de uso, en la situación de incendio,  $\mu_{fi}$ , en la tabla 5.2a de la Norma EN 1992-1-2. Tiene en cuenta las combinaciones de carga, la resistencia a compresión del pilar y la flexión, incluyendo los efectos de segundo orden.

$$\mu_{fi}^{(6)} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde:

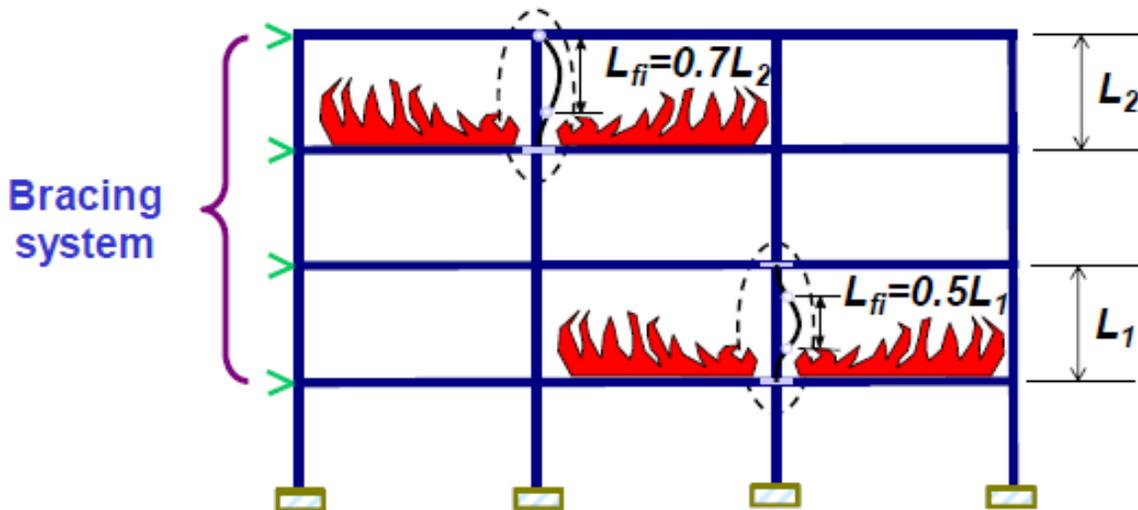
$N_{Ed,fi}$  es el valor de cálculo de la carga axial en la situación de incendio.

$N_{Rd}$  es la resistencia de cálculo del pilar a temperatura ambiente.

$N_{Rd}$  se calcula de acuerdo a la Norma EN 1992-1-1 con  $\gamma_m$  para el dimensionamiento a temperatura, e incluyendo efectos de segundo orden y una excentricidad inicial a la excentricidad de  $N_{Ed,fi}$ .

Figura 2.3. Valores de k, para el cálculo de la longitud de pandeo para estructuras arriostradas en condiciones de incendio.

Fuente: Eurocodes structural fire design.



En la figura se observa los coeficientes de pandeo para las columnas en situación de incendio para estructuras arriostradas.

<sup>(4)</sup> La excentricidad de primer orden en la situación de incendio puede suponerse igual a la obtenida para la temperatura ambiente de cálculo.

<sup>(5)</sup> El valor de  $e_{max}$  debe estar dentro de los límites  $0,15h$  (o  $b$ )  $\leq e_{max} \leq 0,4h$  (o  $b$ ).

<sup>(6)</sup> El coeficiente de reducción  $n_{fi}$  puede utilizarse en lugar de  $\mu_{fi}$  para el valor de cálculo del nivel de carga como simplificación del lado de la seguridad, puesto que  $n_{fi}$  supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente.

### 2.4.2.1.1. Verificación por tablas.

Por este método se utiliza la Tabla 5.2a de la Norma EN 1992-1-2.

Tabla 2.3. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular.

Fuente: Tabla 5.2a Norma EN 1992-1-2

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar $b_{mn}$ / recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en mas de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
REI 30	200 / 25	200 / 25	200 / 32	155 / 25
			300 / 27	
REI 60	200 / 25	200 / 36	250 / 46	155 / 25
		300 / 31	350 / 40	
REI 90	200 / 31	300 / 45	350 / 53	155 / 25
	300 / 25	400 / 38	450 / 40 **	
REI 120	250 / 40	350 / 45 **	350 / 57 **	175 / 35
	350 / 35	450 / 40 **	450 / 51 **	
REI 180	350 / 45 **	350 / 63 **	450 / 70 **	230 / 55
REI 240	350 / 61 **	450 / 75 **		295 / 70

\*\*  
Mínimo 8 barras.  
Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2

### 2.4.2.1.2. Verificación por formula.

Por este método se aplica la siguiente ecuación:

$$R = 120 \left( \frac{(R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)}{120} \right)^{1.8} \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

$$R_{\eta fi} = 83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{\left( \frac{0,85}{\alpha_{cc}} \right) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60(a - 30)$$

$$R_l = 9,60(5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,90b'$$

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{para } n = 4 \text{ (solo para barras de las esquinas)} \\ 12 & \text{para } n > 4 \end{cases}$$

$a$  es el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal (mm);  $25\text{mm} \leq a \leq 80\text{mm}$   
 $l_{0,fi}$  es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio;  $2\text{m} \leq l_{0,fi} \leq 6\text{m}$ .; los valores que corresponden a  $l_{0,fi} = 2\text{m}$  proporciona resultados del lado de la seguridad para pilares con  $l_{0,fi} < 2\text{m}$ .

$b' = \frac{2A_c}{b+h}$  para secciones transversales rectangulares o el diámetro de secciones transversales circulares;  $200\text{mm} \leq b' \leq 450\text{mm}$ ;  $h \leq 1,5b$ .

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$  designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente.

$\alpha_{cc}$  es el coeficiente para la resistencia a compresión.

#### 2.4.2.2. Método B.

La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado puede satisfacerse mediante el uso de la tabla 5.2b de la Norma EN 1992-1-2 y las siguientes reglas.

La tabla 5.2b de la Norma EN 1992-1-2 es válida únicamente para pilares en estructuras arriostradas en las que:

El nivel de carga,  $n$ , a temperatura ambiente viene dado por:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} \quad \text{Ec. (10)}$$

La excentricidad de primer orden en la situación de incendio,  $e$ , viene dado por:

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \quad \text{Ec. (11)}$$

$e/b$  se ha tomado como  $\leq 0,25$  con  $e_{max} = 100\text{mm}$ .

La esbeltez del pilar en la situación de incendio,  $\lambda_{fi}$ , viene dada por:

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{0,fi}}{i} \quad \text{Ec. (12)}$$

$\lambda_{fi}$  se ha tomado  $\leq 30$ , cubriendo la mayor parte de los pilares en edificaciones normales, donde:

$l_{0,fi}$  es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio

$b$  es la dimensión mínima de la sección para pilares rectangulares o el diámetro para pilares circulares

$N_{0Ed,fi}$ ,  $M_{0Ed,fi}$  es la carga axil y el momento de primer orden en la situación de incendio.

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$  designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  es el radio de giro mínimo.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 2.4. Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular.

Fuente: Tabla 5.2b de la Norma EN 1992-1-2

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura $\omega$	Dimensiones mínimas (mm)			
		Anchura del pilar $b_{min}$ / recubrimiento mecánico $a$			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
REI 30	0.100	150 / 25 *	150 / 25 *	200/30 : 250/25 *	300/30 : 350/25 *
	0.500	150 / 25 *	150 / 25 *	150 / 25 *	200/30 : 250/25 *
	1.000	150 / 25 *	150 / 25 *	150 / 25 *	200/30 : 300/25 *
REI 60	0.100	150/30 : 200/25 *	200/40 : 300/25 *	300/40 : 500/25 *	500 / 25 *
	0.500	150 / 25 *	150/35 : 200/25 *	250/35 : 350/25 *	350/40 : 550/25 *
	1.000	150 / 25 *	150/30 : 200/25 *	200/40 : 400/25 *	300/50 : 600/30 *
REI 90	0.100	200/40 : 250/25 *	300/40 : 400/25 *	500/50 : 550/25 *	550/40 : 600/25 *
	0.500	150/35 : 200/25 *	200/45 : 300/25 *	300/45 : 550/25 *	500/50 : 600/40
	1.000	200 / 25 *	200/40 : 300/25 *	250/40 : 550/25 *	500/50 : 600/45
REI 120	0.100	250/50 : 350/25 *	400/50 : 550/25 *	550 / 25 *	550/60 : 600/45
	0.500	200/45 : 300/25 *	300/45 : 550/25 *	450/50 : 600/25 *	500/60 : 600/50
	1.000	200/40 : 250/25 *	250/50 : 400/25 *	450/45 : 600/30	600 / 60
REI 180	0.100	400/50 : 500/25 *	500/60 : 550/25 *	550/60 : 600/30	(1)
	0.500	300/45 : 450/25 *	450/50 : 600/25 *	500/60 : 600/50	600 / 75
	1.000	300/35 : 400/25 *	450/50 : 550/25 *	500/60 : 600/45	(1)
REI 240	0.100	500/60 : 550/25 *	550/40 : 600/25 *	600 / 75	(1)
	0.500	450/45 : 500/25 *	550/55 : 600/25 *	600 / 70	(1)
	1.000	400/45 : 500/25 *	500/40 : 600/30	600 / 60	(1)

\* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante.  
 (1) Requiere una anchura mayor de 600 mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.

En los pilares en los que  $A_s \geq 0,2A_c$ , se requiere una distribución uniforme de las barras a lo largo de las caras de la sección transversal para una resistencia al fuego de más de 90 min.

### 2.4.3. MUROS.

#### 2.4.3.1. Muros de sectorización no portantes.

Cuando la resistencia al fuego de un muro de sectorización solo se requiere para satisfacer el criterio I de aislamiento térmico y el criterio E de integridad, el espesor mínimo no debería ser menor del dado en la tabla 5.3 de la Norma EN 1992-1-2. Los requisitos de recubrimientos mecánicos no son aplicables a estas situaciones.

Si se utilizan áridos calcáreos, el espesor mínimo del material dado en la tabla 5.3 de la Norma EN 1992-1-2 puede reducirse en un 10%.

Para evitar una deformación térmica excesiva y el consecuente fallo en la integridad entre el muro y la losa, la relación entre altura libre del muro y su espesor no debería ser mayor de 40.

Tabla 2.5. Espesores mínimos de muros no portantes (tabiques)

Fuente: Tabla 5.3 Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Espesores mínimos del muro (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

#### 2.4.3.2. Muros portantes macizos.

Se puede suponer una resistencia al fuego adecuada de los muros portantes de hormigón armado si se aplican los datos indicados en la tabla 5.4 de la Norma EN 1992-1-2 y se siguen las siguientes reglas.

Los valores del espesor mínimo del muro indicados en la tabla 5.4 de la Norma EN 1992-1-2, también pueden usarse para muros de hormigón en masa.

Los criterios dados en 2.4.3.1 Muros de sectorización no portantes., también se aplican para los muros portantes macizos.

Tabla 2.6. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón.

Fuente: Tabla 5.4 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm) Espesor del muro/recubrimiento mecánico para:			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras
1	2	3	4	5
REI 30	100 / 10 *	120 / 10 *	120 / 10 *	120 / 10 *
REI 60	110 / 10 *	120 / 10 *	130 / 10 *	140 / 10 *
REI 90	120 / 20 *	140 / 10 *	140 / 25	170 / 25
REI 120	150 / 25	160 / 25	160 / 35	220 / 35
REI 180	180 / 40	200 / 45	210 / 50	270 / 55
REI 240	230 / 55	250 / 55	270 / 60	350 / 60

\* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante  
 NOTA Para la definición de  $\mu_{fi}$  véase el punto (3) del apartado 5.3.2.

## 2.4.4. VIGAS.

### 2.4.4.1. Generalidades.

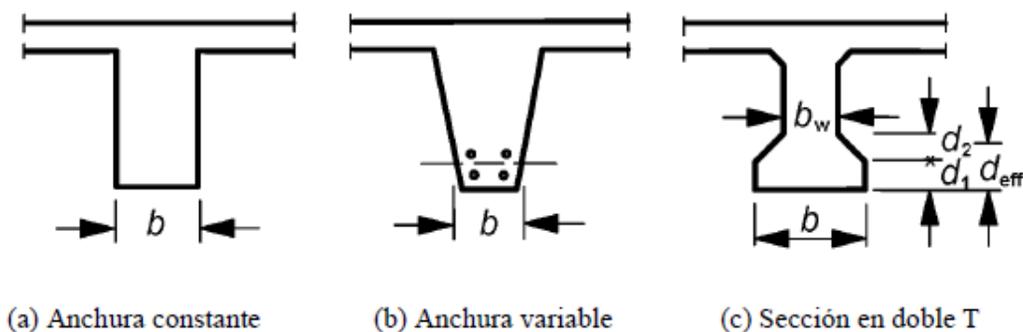
La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse adecuada si se aplican los valores dados en las tablas 5.5 a 5.7 de la Norma EN 1992-1-2, junto con las siguientes reglas.

Las tablas se aplican a vigas que pueden exponerse al fuego en tres caras, es decir, la cara superior aislada por losas u otros elementos cuya función aislante permanece durante todo el periodo de resistencia al fuego.

Los valores de las tablas son válidos para las secciones transversales mostradas en la siguiente figura.

Figura 2.4. Definición de dimensiones para distintos tipos de secciones de viga

Fuente: Figura 5.4 Norma EN 1992-1-2.



Para vigas de anchura variable el valor mínimo  $b$  tiene como referencia el centro de gravedad de la armadura de tracción.

En las esquinas inferiores de las vigas se produce concentración de temperatura. Por ello, se debería aumentar el recubrimiento mecánico  $a_{sd}$  de la barra de la esquina en la parte inferior de las vigas con una única capa de armadura en 10 mm para valores de la anchura de la viga hasta los indicados en la columna 4 de la tabla 5.5 de la Norma EN 1992-1-2, para vigas simplemente apoyadas y hasta los indicados en la columna 3 de la tabla 5.6 de la Norma EN 1992-1-2 para vigas continuas, para la resistencia al fuego normalizado correspondiente.

#### 2.4.4.2. Vigas simplemente apoyadas.

La siguiente tabla proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y a las caras de vigas simplemente apoyadas, junto a valores mínimos de la anchura de la viga, para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

Tabla 2.7. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado.

Fuente: Tabla 5.5 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)							
	Combinaciones posibles de $a$ y $b_{min}$ donde $a$ es el recubrimiento mecánico medio y $b_{min}$ es la anchura de la viga.				Espesor del alma $b_w$			
					Clase WA	Clase WB	Clase WC	
1	2	3	4	5	6	7	8	
REI 30	$b_{min} =$	80	120	160	200	80	80	80
	$a =$	25	20	15 *	15 *			
REI 60	$b_{min} =$	120	160	200	300	100	80	100
	$a =$	40	35	30	25			
REI 90	$b_{min} =$	150	200	300	400	110	100	100
	$a =$	55	45	40	35			
REI 120	$b_{min} =$	200	240	300	500	130	120	120
	$a =$	65	60	55	50			
REI 180	$b_{min} =$	240	300	400	600	150	150	140
	$a =$	80	70	65	60			
REI 240	$b_{min} =$	280	350	500	700	170	170	160
	$a =$	90	80	75	70			
$a_{sd} = a + 10$ mm (véase la nota inferior)								
Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2. $a_{sd}$ es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{min}$ mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de $a_{sd}$ .								
* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante.								

### 2.4.4.3. Vigas continuas.

La tabla 5.6 de la Norma EN 1992-1-2 proporciona valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y lateral de vigas continuas junto con valores mínimos de la anchura de la viga, para resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240

Los datos de la tabla 5.6 de la Norma EN 1992-1-2 son válidos únicamente si;

- a) Se aplican los detalles constructivos
- b) La redistribución de los momentos flectores para el dimensionamiento a temperatura ambiente no supera el 15%. Caso contrario las vigas deberían tratarse como simplemente apoyadas.

El área de la armadura superior sobre cada apoyo intermedio para una resistencia al fuego normalizado R 90 y superior, para distancia de hasta  $0,3l_{eff}$  (según se define en el capítulo 5 de la Norma EN 1992-1-1 desde el eje del apoyo, no debería ser menor de lo que se muestra en la siguiente figura.

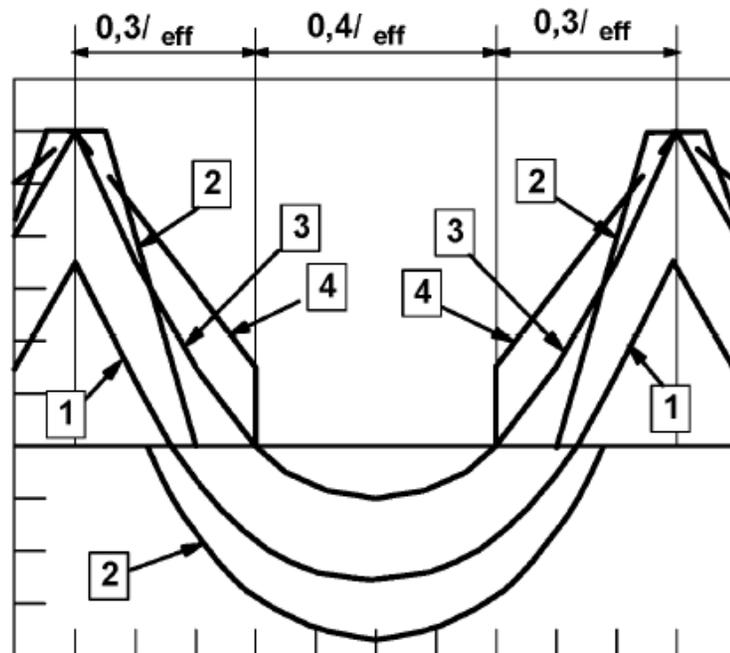
$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) * (1 - 2,5x/l_{eff}) \quad \text{Ec. (13)}$$

Donde:

- $x$  es la distancia desde la sección considerada el eje del apoyo, donde  $x \leq 0,3l_{eff}$
- $A_{s,req}(0)$  es el área de armadura superior requerida sobre el apoyo, de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1.
- $A_{s,req}(x)$  es el área mínima de la armadura superior requerida en la sección situada a una distancia ( $x$ ) desde el eje del apoyo considerado, pero no menor de  $A_s(x)$  como se requiere en la Norma EN 1992-1-1
- $l_{eff}$  es la longitud eficaz del vano. Si la longitud eficaz de los vanos adyacentes es mayor, debería utilizarse este valor.

Figura 2.5. Envolvente de los momentos flectores resistentes sobre apoyos para la situación de incendio.

Fuente: Figura 5.6 de la Norma EN 1992-1-2



Leyenda

- 1 Diagrama de momentos flectores para las acciones en la situación de incendio a  $t = 0$
- 2 Envolvente de los momentos flectores solicitantes, equilibrados por las armaduras de tracción de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1
- 3 Diagrama de momentos flectores en la situación de incendio
- 4 Envolvente de los momentos flectores resistentes de acuerdo con la expresión (5.11)



Tabla 2.8. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla 5.7).

Fuente: Tabla 5.6 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)							
	Combinaciones posibles de $a$ y $b_{min}$ donde $a$ es el recubrimiento mecánico medio y $b_{min}$ es la anchura de la viga.				Espesor del alma $b_w$			
					Clase WA	Clase WB	Clase WC	
1	2	3	4	5	6	7	8	
REI 30	$b_{min} =$	80	160			80	80	80
	$a =$	15 *	12 *					
REI 60	$b_{min} =$	120	200			100	80	100
	$a =$	25	12 *					
REI 90	$b_{min} =$	150	250			110	100	100
	$a =$	35	25					
REI 120	$b_{min} =$	200	300	450	500	130	120	120
	$a =$	45	35	35	30			
REI 180	$b_{min} =$	240	400	550	600	150	150	140
	$a =$	60	50	50	40			
REI 240	$b_{min} =$	280	500	650	700	170	170	160
	$a =$	75	60	60	50			
$a_{sd} = a + 10$ mm (véase la nota inferior)								
Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2. $a_{sd}$ es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{min}$ mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de $a_{sd}$ .								
* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante.								

La anterior tabla se aplica a vigas continuas que utilizan armaduras activas no adherentes únicamente si el momento negativo total sobre los apoyos intermedios en la situación de incendio es resistido por las armaduras adherentes.

#### 2.4.4.4. Vigas expuestas en todas sus caras.

Se aplican las tablas 5.5, 5.6 y 5.7 de la Norma EN 1992-1-2, sin embargo

- La altura de la viga no debería ser menor que la anchura mínima requerida para el periodo de resistencia al fuego correspondiente.
- El área de la sección transversal de la viga no debería ser menor que:

$$A_c = 2b_{min}^2 \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

$b_{min}$  se obtiene de las tablas 5.5 a 5.7 de la Norma EN 1992-1-2.

Tabla 2.9. Vigas en doble T continuas de hormigón armado y pretensado; anchura de viga y espesor del alma incrementándose para las condiciones del punto (6) del apartado 5.6.3.

Fuente: Tabla 5.7 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Anchura mínima de viga $b_{mib}$ . (mm) y espesor del alma $b_w$ (mm).
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

## 2.4.5. LOSAS.

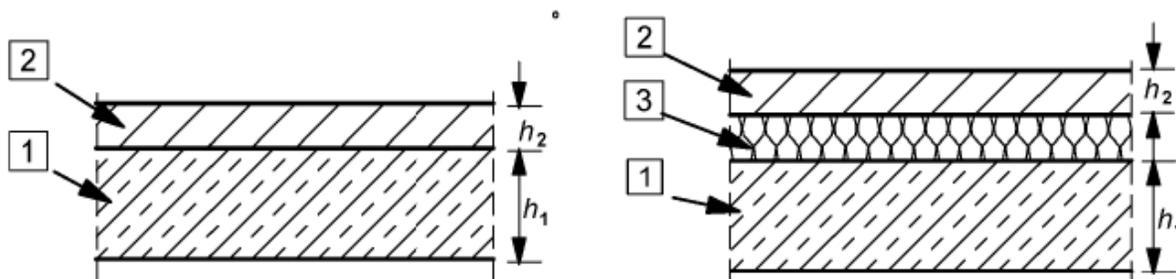
### 2.4.5.1. Generalidades.

La resistencia al fuego de las losas de hormigón armado y pretensado puede considerarse adecuada si se aplican los valores de la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2, junto con las siguientes reglas.

El espesor mínimo de la losa  $h_s$  dado en la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2 asegura una función separadora adecuada (criterio E e I). Los revestimientos del suelo contribuirán a la función separadora de forma proporcional a su espesor (véase la figura 5.7 de la Norma EN 1992-1-2). Si es necesaria una función portante (criterio R) solo se tomará el espesor de losa necesario supuesto para el cálculo según la Norma EN 1992-1-2.

Figura 2.6. Placa de hormigón con revestimiento del suelo

Fuente: Figura 5.7 de la Norma EN 1992-1-2.



- 1 Losa de hormigón
- 2 Revestimiento del suelo (no combustible)
- 3 Aislante acústico (eventualmente combustible)

$$h_s = h_1 + h_2 \text{ (Tabla 5.9)}$$

### 2.4.5.2. Losas macizas simplemente apoyadas.

La tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos de la cara inferior de losas simplemente apoyadas para resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

En losas bidireccionales  $a$  designa el recubrimiento mecánico en la capa inferior.

Tabla 2.10. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales.

Fuente: Tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor de la losa $h_s$ (mm)	Recubrimiento mecánico $a$		
		Unidireccional	Bidireccional	
			$l_y/l_x \leq 1.5$	$1.5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10 *	10 *	10 *
REI 60	80	20	10 *	15 *
REI 90	100	30	15 *	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  y  $l_y$  son las luces de una losa bidireccional (dos direcciones en ángulo recto) donde  $l_y$  es la luz mayor

Para las losas pretensadas, debería tenerse en cuenta el incremento del recubrimiento mecánico  $a$  de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.

El recubrimiento mecánico  $a$  indicado en las columnas 4 y 5 para losas bidireccionales se refiere a losas apoyadas en los cuatro bordes. En caso contrario deberían tratarse como una losa unidireccional.

\* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante

### 2.4.5.3. Losas macizas continuas.

Los valores dados en la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2 (columnas 2 y 4) también se aplican a losas continuas unidireccionales y bidireccionales

Se aplican los valores de la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2 y las reglas siguientes para losas en las que la redistribución de momentos no supera el 15% o no se siguen las reglas de detalles de esta norma, cada vano de losa continua debería valorarse como una losa simplemente apoyada utilizando dicha tabla.

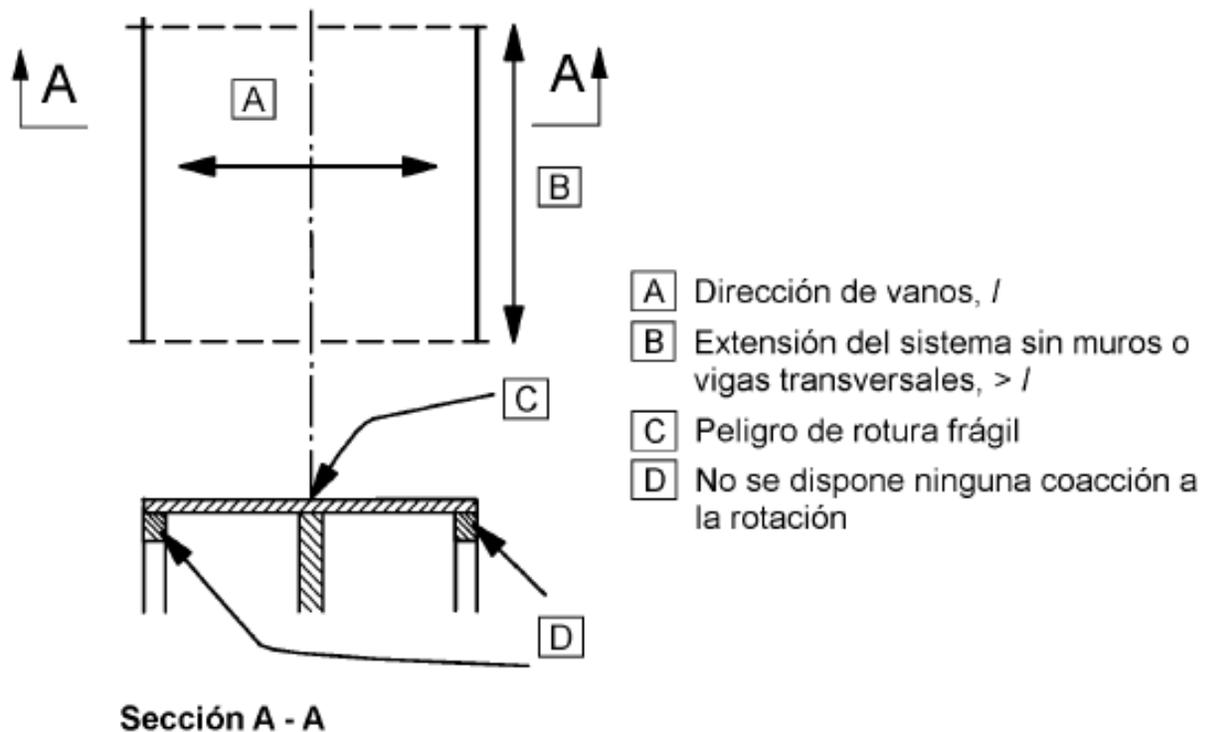
Las reglas indicadas en el punto (3) del apartado 5.6.3 de la Norma EN 1992-1-2 para vigas continuas también se aplican a losas continuas. Si no se siguen estas reglas, cada vano de una losa continua debería evaluarse como una losa simplemente apoyada igual que en el caso anterior.

Debería disponerse una armadura mínima negativa  $A_s \geq 0,005 A_c$  sobre el apoyo intermedio, se es aplicable alguna de las siguientes condiciones:

- Se utiliza armadura conformada en frío
- En losas continuas de dos vanos, no existe coacciones a flexión en los apoyos extremos ni por los detalles constructivos de la Norma EN 1992-1-1 ni por las condiciones de dimensionamiento (véase, por ejemplo, el capítulo 9 de la norma EN 1992-1-1).
- No se da la posibilidad de redistribuir efectos de cargas transversales en la dirección del vano como, por ejemplo, en los muros intermedios u otros apoyos en la dirección del vano, no considerados en el cálculo (véase la figura 5.8 de la Norma EN 1992-1-2).

Figura 2.7. Sistemas de losas para las que deberían disponerse las armaduras mínimas de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.7.3 de la Norma EN 1992-1-2

Fuente: Figura 5.8 de la Norma EN 1992-1-2.



#### 2.4.5.4. Losas planas.

Las siguientes reglas se aplican a losas en las que la redistribución de momentos de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1992-1-1, no supera el 15%. En caso contrario, los recubrimientos mecánicos de las armaduras deberían tomarse como en las losas unidireccionales (columna 3 de la tabla 5.8 de la Norma EN 1992-1-2) el espesor mínimo de la tabla 5.9 de la Norma EN 1992-1-2.

Para calificaciones de la resistencia al fuego normalizado REI 90 y superiores se debería disponer de forma continua sobre todo el vano al menos el 20% de la armadura superior total sobre apoyos intermedios requerida por la Norma EN 1992-1-1 en cada dirección. Esta armadura debería colocarse en la banda de apoyo.

Los espesores mínimos de losa no deberían reducirse (por ejemplo, teniendo en cuenta los revestimientos de los suelos)

La distancia  $a$  designa el recubrimiento mecánico de la capa inferior.

Tabla 2.11. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas planas solidas de hormigón armado y pretensado.

Fuente: Tabla 5.9 de la Norma EN 1992-1-2

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)	
	Espesor de la losa $h_s$ (mm)	Recubrimiento mecanico $a$
1	2	3
REI 30	150	10 *
REI 60	180	15 *
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

\* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante

#### 2.4.5.5. Losas nervadas.

Para la evaluación de la resistencia al fuego de losas nervadas unidireccionales armadas y pretensadas, se aplican los apartados 5.6.2 y 5.6.3 para los nervios y el apartado 5.7.3 y las columnas 2 y 5 de la tabla 5.8 para las alas de la Norma EN 1992-1-2.

Para losas nervadas armadas y pretensadas apoyadas en dos sentidos, su resistencia al fuego puede suponerse adecuada si se aplican los valores de las tablas 5.10 y 5.11 de la Norma EN 1992-1-2, junto con las reglas siguientes.

Los valores de las tablas son válidos para losas nervadas sometidas predominantemente a cargas repartidas de forma uniforme.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Para losas nervadas con armadura dispuesta en varias capas se aplica el punto (15) del apartado 5.2 de la Norma EN 1992-1-2.

En losas nervadas continuas, la armadura superior debería colocarse en la mitad superior del ala.

La tabla 5.10 de la Norma EN 1992-1-2 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También es válida para losas nervadas bidireccionales con al menos un borde coaccionado y resistencias al fuego normalizado inferiores a REI 180, en las que los detalles constructivos de la armadura superior no satisfacen los requisitos expuestos en el punto (3) del apartado 5.6.3 de la Norma EN 1992-1-2.

La tabla 5.11 de la Norma EN 1992-1-2 es válida para losas nervadas bidireccionales con, al menos, un borde coaccionado. Para los detalles constructivos de la armadura superior se aplica el punto (3) del apartado 5.6.3 de la Norma EN 1992-1-2 para todas las resistencias al fuego normalizado.

Tabla 2.12. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas nervadas de hormigón armado o pretensado bidireccionales simplemente apoyadas.

Fuente: Tabla 5.10 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)					
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{min}$ y recubrimiento mecánico $a$			Espesor de la losa $h_s$ y recubrimiento mecánico $a$ en el ala		
1	2	3	4	5		
REI 30	$b_{min} =$ $a =$	80 15 *			$h_s =$ $a =$	80 10 *
REI 60	$b_{min} =$ $a =$	100 35	120 25	200 15 *	$h_s =$ $a =$	80 10 *
REI 90	$b_{min} =$ $a =$	120 45	160 40	250 30	$h_s =$ $a =$	100 15 *
REI 120	$b_{min} =$ $a =$	160 60	190 55	300 40	$h_s =$ $a =$	120 20
REI 180	$b_{min} =$ $a =$	220 75	260 70	410 60	$h_s =$ $a =$	150 30
REI 240	$b_{min} =$ $a =$	280 90	350 75	500 70	$h_s =$ $a =$	175 40
$a_{sd} = a + 10$						
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. $a_{sd}$ designa el recubrimiento mecánico medio del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.						
* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante						

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 2.13. Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para las losas nervadas de dos vanos de hormigón armado o pretensado con al menos una arista restringida.

Fuente: Tabla 5.11 de la Norma EN 1992-1-2.

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)					
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{min}$ y recubrimiento mecánico $a$			Espesor de la losa $h_s$ y recubrimiento mecánico $a$ en el ala		
1	2		3	4	5	
REI 30	$b_{min} =$	80			$h_s =$	80
	$a =$	10 *			$a =$	10 *
REI 60	$b_{min} =$	100	120	200	$h_s =$	80
	$a =$	25	15 *	10 *	$a =$	10 *
REI 90	$b_{min} =$	120	160	250	$h_s =$	100
	$a =$	35	25	15 *	$a =$	15 *
REI 120	$b_{min} =$	160	190	300	$h_s =$	120
	$a =$	45	40	30	$a =$	20
REI 180	$b_{min} =$	310	600		$h_s =$	150
	$a =$	60	50		$a =$	30
REI 240	$b_{min} =$	450	700		$h_s =$	175
	$a =$	70	60		$a =$	40
$a_{sd} = a + 10$						
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. $a_{sd}$ designa el recubrimiento mecánico medio del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.						
* El recubrimiento geométrico requerido por la Norma EN 1992-1-1 será, normalmente, el valor determinante						

### CAPÍTULO N° 3 MARCO PRÁCTICO.

#### 3.1. MODELO DE LA ESTRUCTURA.

El modelo de la estructura se realizó con los programas computacionales SAP2000 y CYPECAD, tomando en cuenta las dimensiones establecidas por la arquitectura del edificio en todos los elementos estructurales, también se tomó en cuenta las cargas pertinentes, combinaciones de carga y coeficientes de diseño que establece la Norma Europea.

Si bien en el modelo se toma en cuenta las fundaciones, estas no son objeto de estudio por tanto no se realiza ninguna verificación en estas. Se realizan las verificaciones en las losas, vigas, columnas y muros, bajo la Norma Europea.

##### 3.1.1. MATERIALES, ACCIONES E INFORMACIÓN BÁSICA.

Se tomaron los siguientes datos para ambos programas computacionales:

Tabla 3.1. Valores de resistencia, coeficientes de seguridad de los materiales y módulos de elasticidad del hormigón y del acero

Fuente: *Elaboración propia.*

<b>Hormigón</b>	25 MPa
<b>Acero</b>	400 MPa
$\gamma_c$	1.50
$\gamma_s$	1.15
$E_{H^\circ}$	30500 MPa
$E_{A^\circ}$	200000 MPa

Los valores de  $E_{H^\circ}$  y  $E_{A^\circ}$  se sacaron de la Norma UNE-EN 1992-1-1

Tabla 3.2. Cargas y coeficientes de combinación de acciones.

Fuente: *Elaboración propia.*

Categoría de uso	Cargas		Coeficientes de combinación		
	CM (kN/m <sup>2</sup> )	CV (kN/m <sup>2</sup> )	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Local Comercial</b>	2.00	5.00	0.7	0.7	0.6
<b>Oficinas</b>	3.00	3.00	0.7	0.5	0.3
<b>Azotea</b>	1.00	2.00	0.7	0.5	0.3
<b>Escaleras</b>	3.00	4.00	0.7	0.7	0.6

El viento tiene una velocidad básica de 25 m/s, categoría de terreno nivel IV y una altura de 39.5m, la altura entre pisos es de 3.5m. Los muros de sótano soportan el empuje pasivo de suelos conformados por grava y arena compacta y también una carga distribuida de

$2 \text{ kN/m}^2$ . Los pesos propios de los elementos estructurales son calculados automáticamente por los softwares estructurales.

Tabla 3.3. Coeficientes parciales de seguridad

Fuente: Tabla A.1.2 de la EN 1990:2002.

$\gamma_G^d$	1.50	Coeficiente parcial de seguridad de acciones permanentes en situación desfavorable.
$\gamma_Q^d$	1.35	Coeficiente parcial de seguridad de acciones variables en situación desfavorable.
$\gamma_G^f$	1.00	Coeficiente parcial de seguridad de acciones permanentes en situación favorable.
$\gamma_Q^f$	0.00	Coeficiente parcial de seguridad de acciones variables en situación favorable.

La tabla muestra los coeficientes parciales de seguridad para las cargas aplicadas según el tipo de acción.

Las secciones iniciales de las vigas son:

Tabla 3.4. Secciones de vigas

Fuente: Elaboración propia.

b (cm)	h (cm)	d <sub>1</sub> (cm)
20.0	30.0	3.0
20.0	35.0	3.0
20.0	40.0	3.0

La tabla muestra las secciones adoptadas de las vigas y su recubrimiento mecánico.

Las secciones de las columnas son:

Tabla 3.5. Secciones de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

b (cm)	h (cm)	rec <sub>geo</sub> (cm)
20.0	20.0	2.0
20.0	25.0	2.0
25.0	25.0	2.0
25.0	30.0	2.0
30.0	30.0	2.0
30.0	35.0	2.0
35.0	35.0	2.0

La tabla muestra las secciones adoptadas de las columnas y su recubrimiento geométrico.

Las secciones de las losas son:

Tabla 3.6. Dimensiones de las losas.

Fuente: *Elaboración propia.*

Losa	h (cm)	d <sub>1</sub> (cm)	d <sub>2</sub> (cm)
Maciza	20.0	2.0	2.5
Aligerada 2D	20.0	2.0	2.5
Escalera (maciza)	15.0	1.5	2.0

La tabla muestra las alturas de las losas y los recubrimientos mecánicos para ambas direcciones.

Tabla 3.7. Dimensiones de la losa aligerada.

Fuente: *Elaboración propia.*

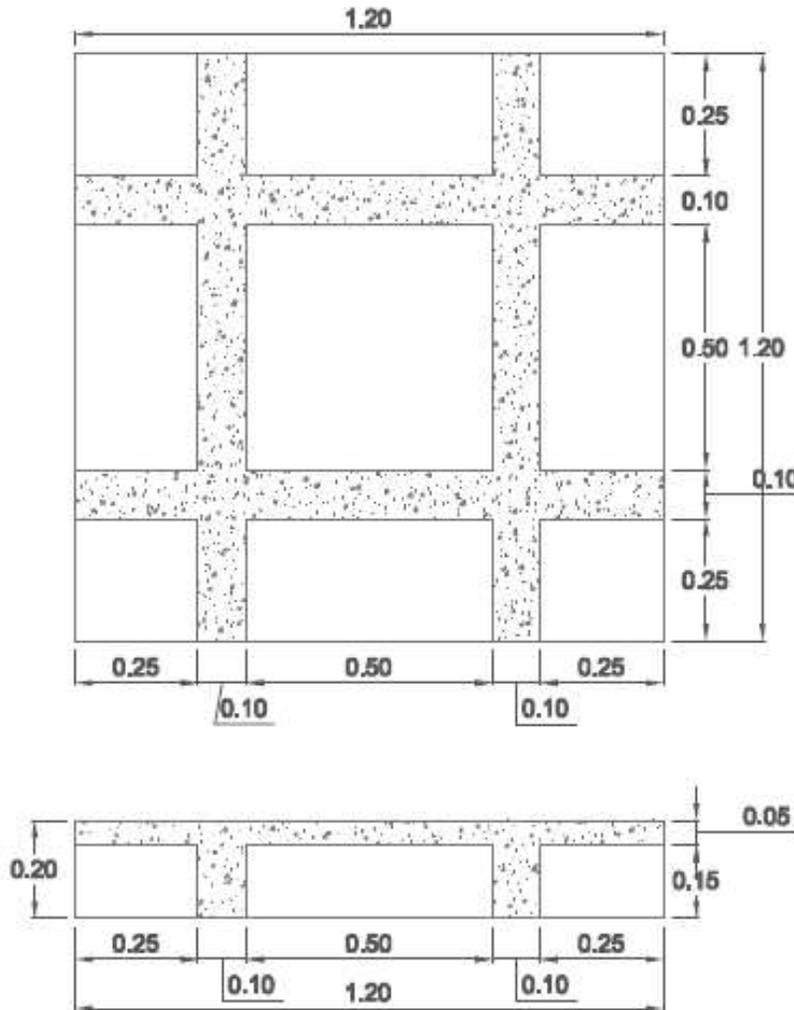
Losa	h <sub>1</sub> (cm)	h <sub>2</sub> (cm)	h <sub>t</sub> (cm)
Aligerada	15.0	5.0	20.0
Losa	a <sub>y</sub> =a <sub>x</sub> (cm)	b <sub>y</sub> =b <sub>x</sub> (cm)	y <sub>t</sub> =x <sub>t</sub> (cm)
Aligerada	50.0	10.0	60.0

La tabla muestra las dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones.



Figura 3.1. Dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones, vista en planta y corte.

Fuente: *Elaboración propia.*



La figura muestra las dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones.

El muro de contención y núcleo de ascensor tienen las siguientes dimensiones:

Tabla 3.8. Espesor del muro de contención y núcleo de ascensor.

Fuente: *Elaboración propia.*

Muro	e (cm)	d <sub>1</sub> (cm)	d <sub>2</sub> (cm)
Muro de contención	30.0	5.0	6.0
Núcleo de ascensor	20.0	2.0	2.5

La tabla muestra el espesor y los recubrimientos mecánicos adoptados para los muros de contención y de los núcleos de ascensor.

### 3.1.2. SAP2000.

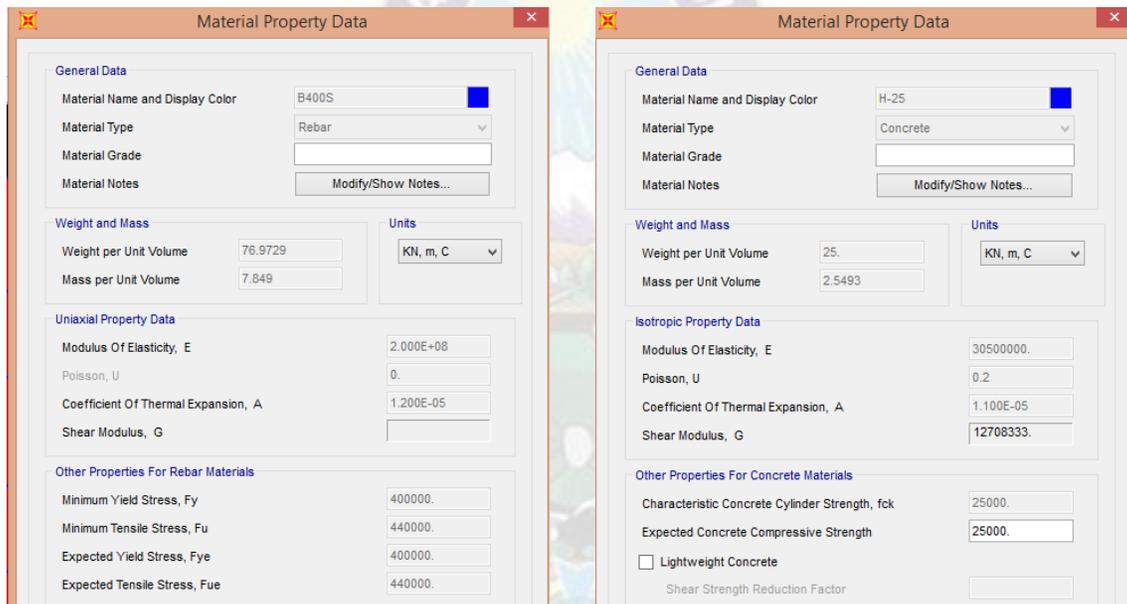
Este software estructural ayudara en el diseño y modelado de los elementos estructurales del edificio de 10 pisos. Para lo cual se debe definir los elementos estructurales a utilizarse, las acciones que actuaran sobre este y la norma de diseño, como resultado el programa proporcionara los esfuerzos en los elementos y la cantidad de acero necesario para resistir los esfuerzos. Los datos utilizados para el modelo estructural están en el Sistema Internacional de Unidades (SI).

#### 3.1.2.1. Definición de materiales.

Los materiales se definen como se muestra en la figura de acuerdo a la Tabla 3.1.

Figura 3.2. Definición de materiales (hormigón y acero).

Fuente: Elaboración propia.



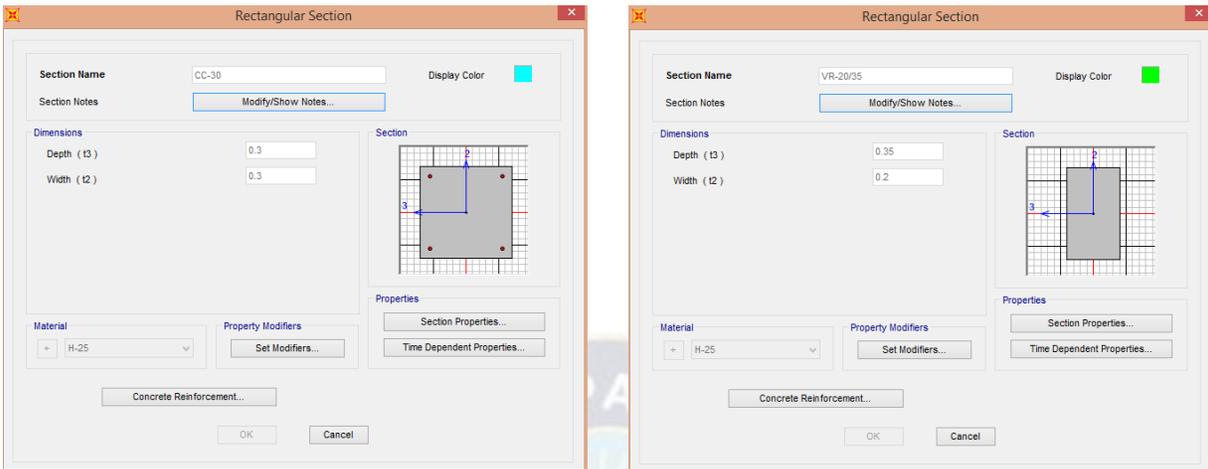
La figura muestra las propiedades definidas para el hormigón y el acero en el programa SAP2000.

#### 3.1.2.2. Definición de secciones.

Las secciones se definen como se muestran en las siguientes figuras, se definen una columna, una viga, una losa, un muro de contención y el núcleo de ascensor, las secciones se definen con los valores de la Tabla 3.4 a la Tabla 3.8.

Figura 3.3. Definición de secciones de la columna y viga

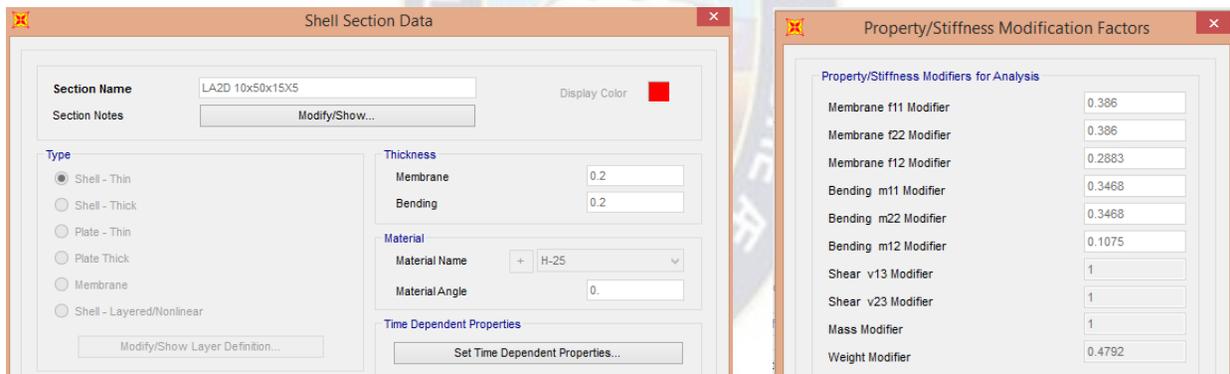
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la definición de las secciones de la viga y columna y otros parámetros que utiliza el SAP2000.

Figura 3.4. Definición de la losa<sup>7</sup>

Fuente: Elaboración propia.

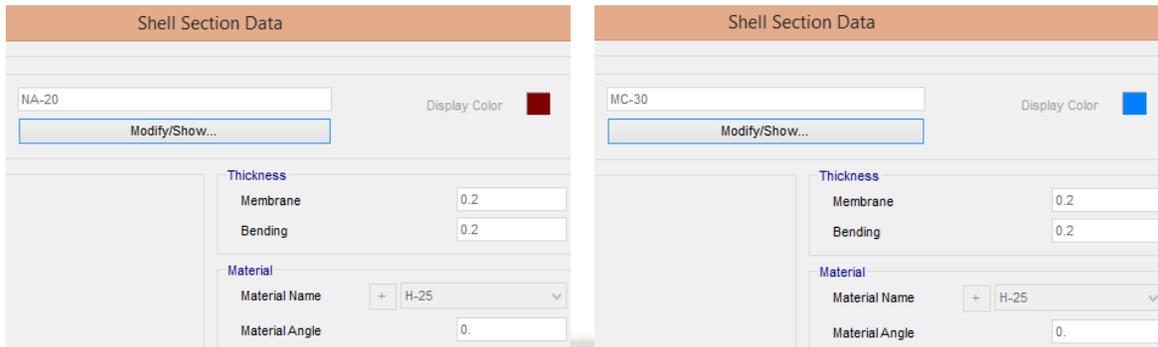


La figura anterior muestra la definición de la altura de la losa y los modificadores de rigidez para el cálculo como losa aligerada en dos direcciones para el SAP2000.

<sup>7</sup> Valores extraídos de la tesis “Modificadores de rigidez de losas de hormigón armado” de Jorge Fernández de Córdova

Figura 3.5. Definición del núcleo de ascensor y del muro de contención

Fuente: *Elaboración propia.*



La figura muestra la definición del espesor del núcleo de ascensor y del muro de contención para el programa SAP2000.

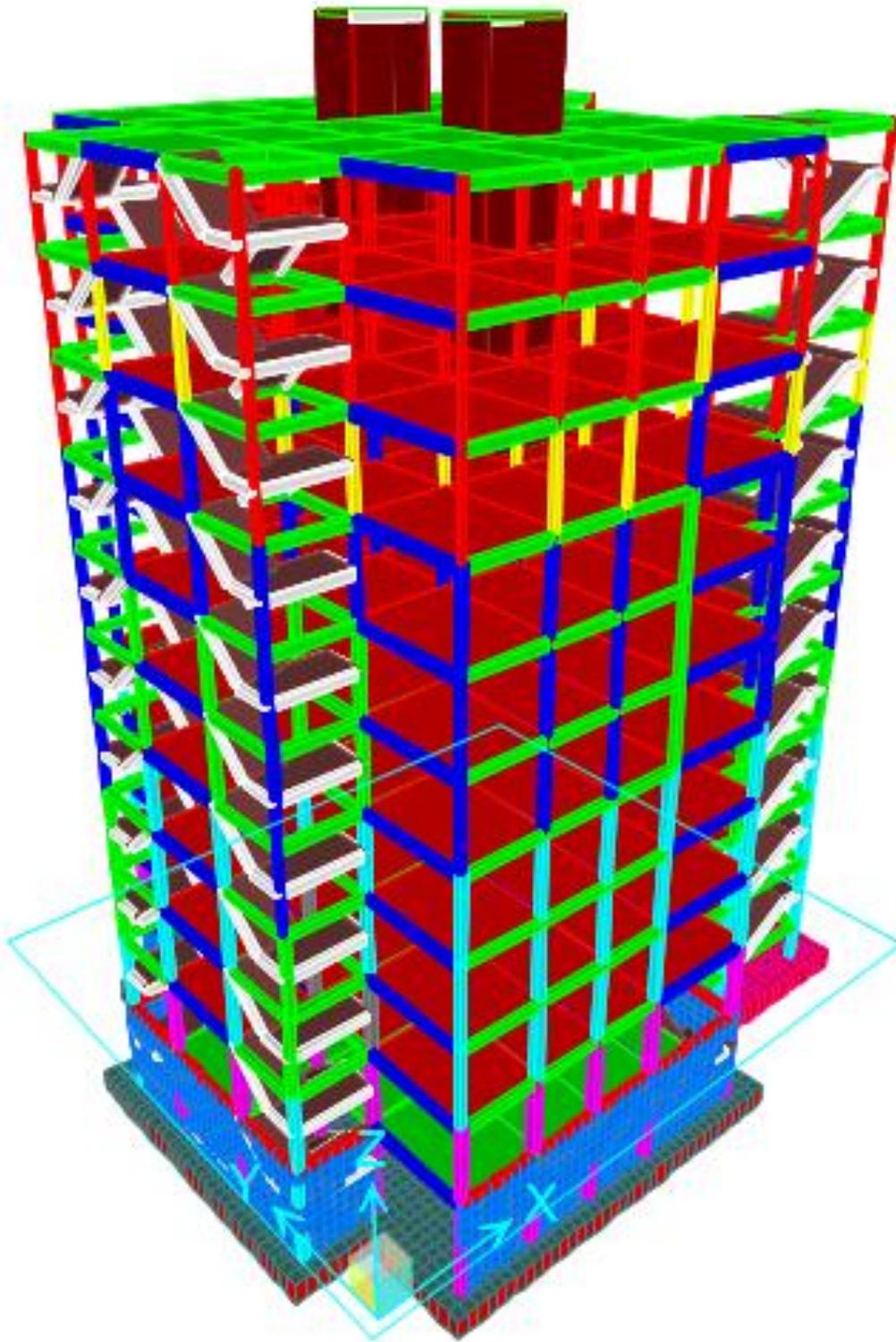
### 3.1.2.3. Modelo del edificio.

Se muestra el modelo del edificio de acuerdo a las secciones y materiales definidos en una vista 3D, en la cual se puede apreciar 4 escaleras, 2 de ingreso y 2 de salida de emergencia, también se ven los muros de contención los cuales sobresalen 1 m sobre el terreno, los núcleos de ascensor se encuentran en el medio del edificio y por último la fundación es una losa radier tanto para el edificio como para las escaleras de incendio.

El edificio es una estructura normal, compuesta por losas, vigas, columnas, núcleo de ascensor, escaleras y fundaciones. La estructura no tiene algún requisito especial o de cuidado, dentro de su geometría y de su uso.

Los colores están asociados a las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales.

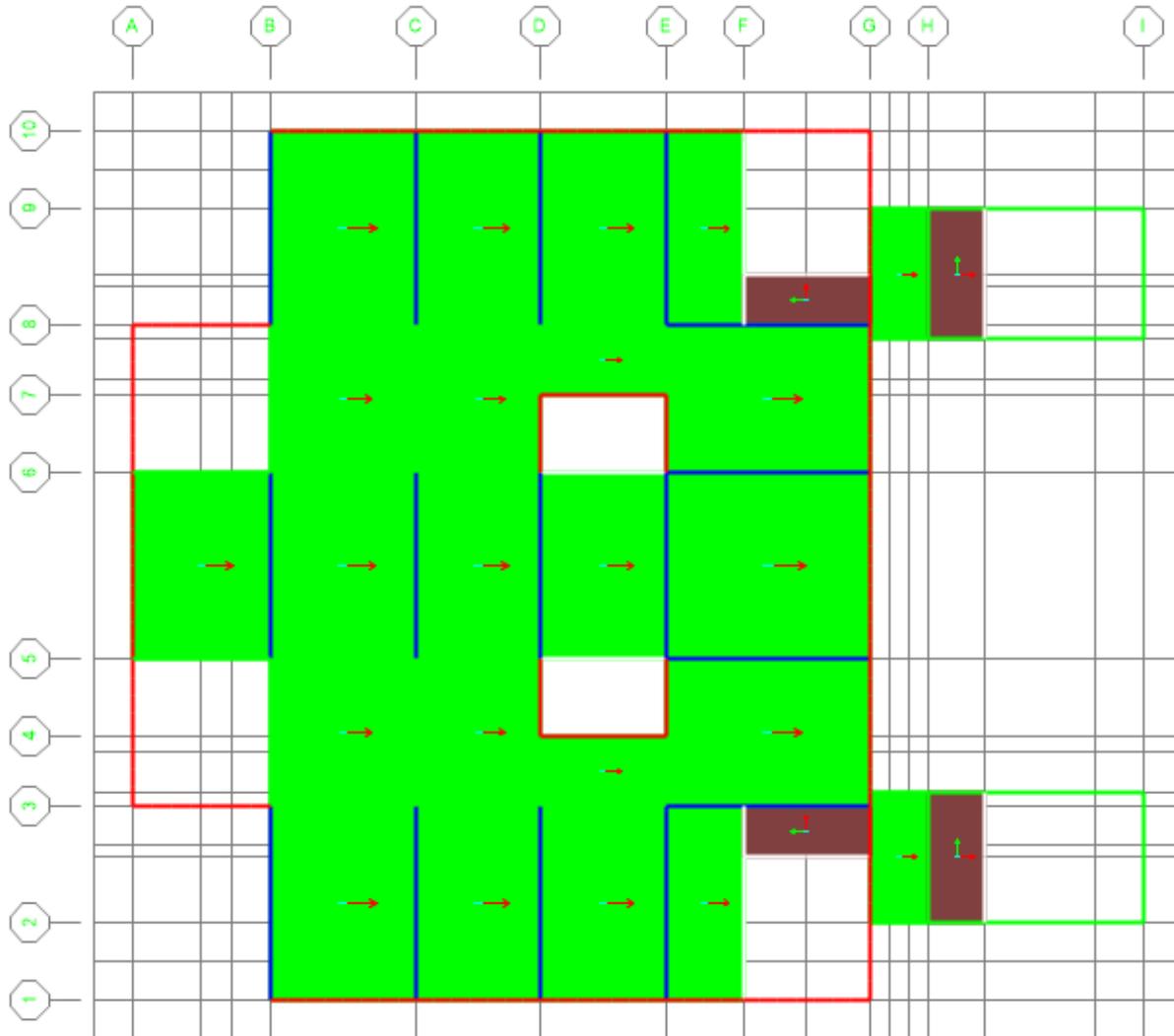
Figura 3.6. Modelo 3D del edificio mostrando los elementos estructurales  
*Fuente: Elaboración propia.*



La figura muestra el modelo estructural hecho en el programa SAP2000.

Figura 3.7. Vista en planta del edificio

Fuente: Elaboración propia.



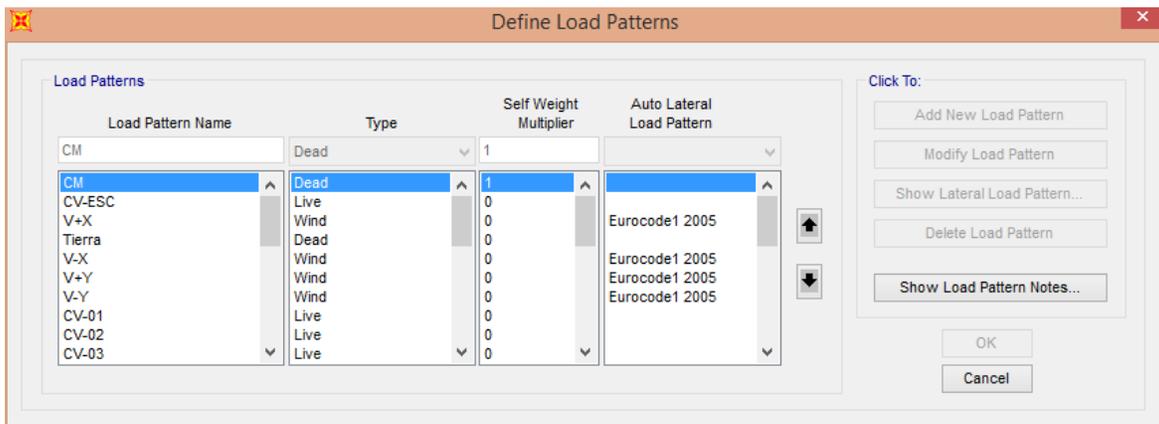
La figura muestra la disposición de las vigas y de las losas en una vista en planta

#### 3.1.2.4. Definición de cargas.

Las cargas gravitacionales actúan sobre las losas, las cargas de viento actúan en las vigas perimetrales del edificio y los empujes del terreno en los muros de contención. Los valores de las cargas están mostradas en la Tabla 3.2.

Figura 3.8. Definición de cargas

Fuente: Elaboración propia.



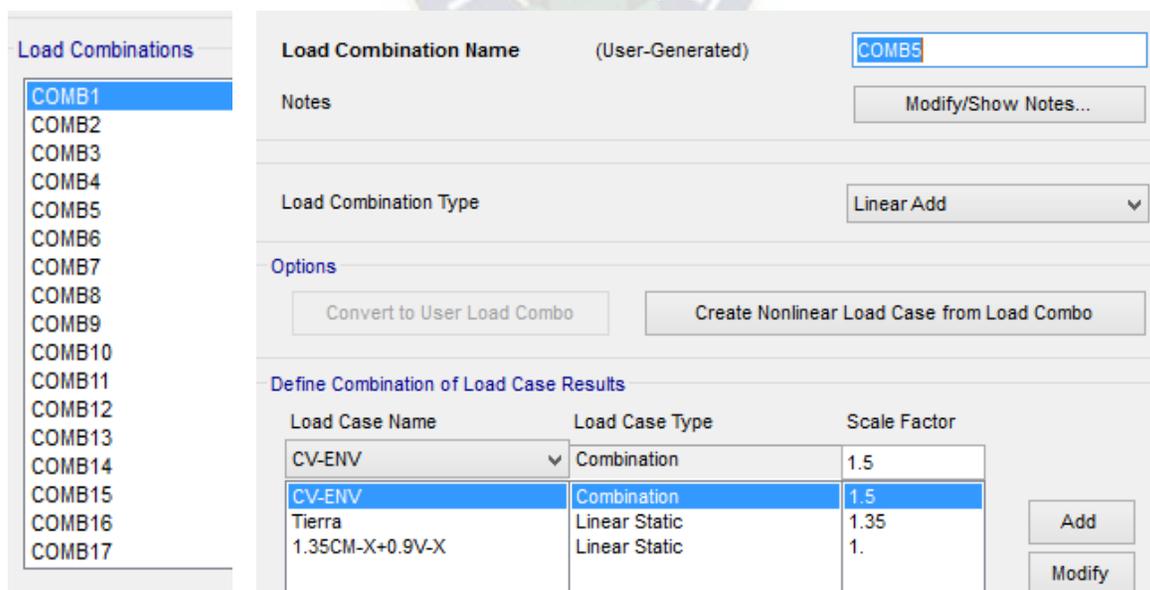
La figura muestra las acciones que actúan en el edificio de 10 pisos, la norma para hallar su carga y que la carga CM es la Carga Muerta el cual calcula el peso propio del elemento de forma automática.

### 3.1.2.5. Definición de las combinaciones de cargas y diseño.

Con la Tabla 3.2 Tabla 3.3 Coeficientes parciales de seguridad se realizaron 34 combinaciones, en los que se tomaron en cuenta la carga muerta, la carga viva, la carga de viento y la carga de tierra. Estas combinaciones están de acuerdo a la Norma Europea.

Figura 3.9. Definición de una combinación de carga

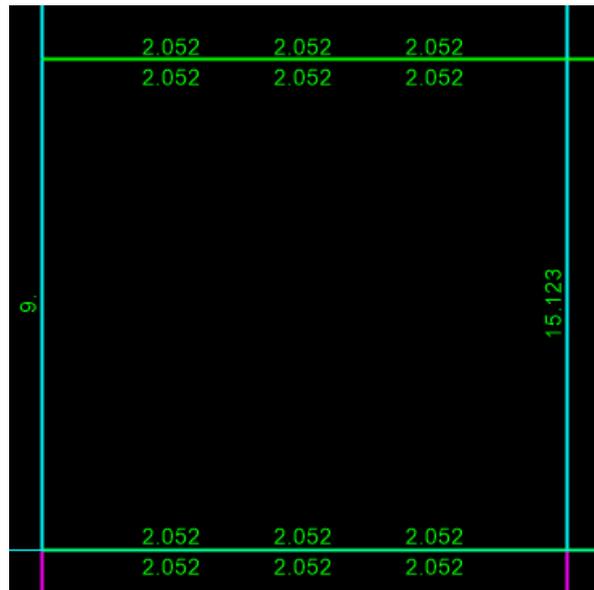
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la definición y forma de hacer las combinaciones en el programa SAP2000.

Figura 3.10. Diseño de vigas y columna.

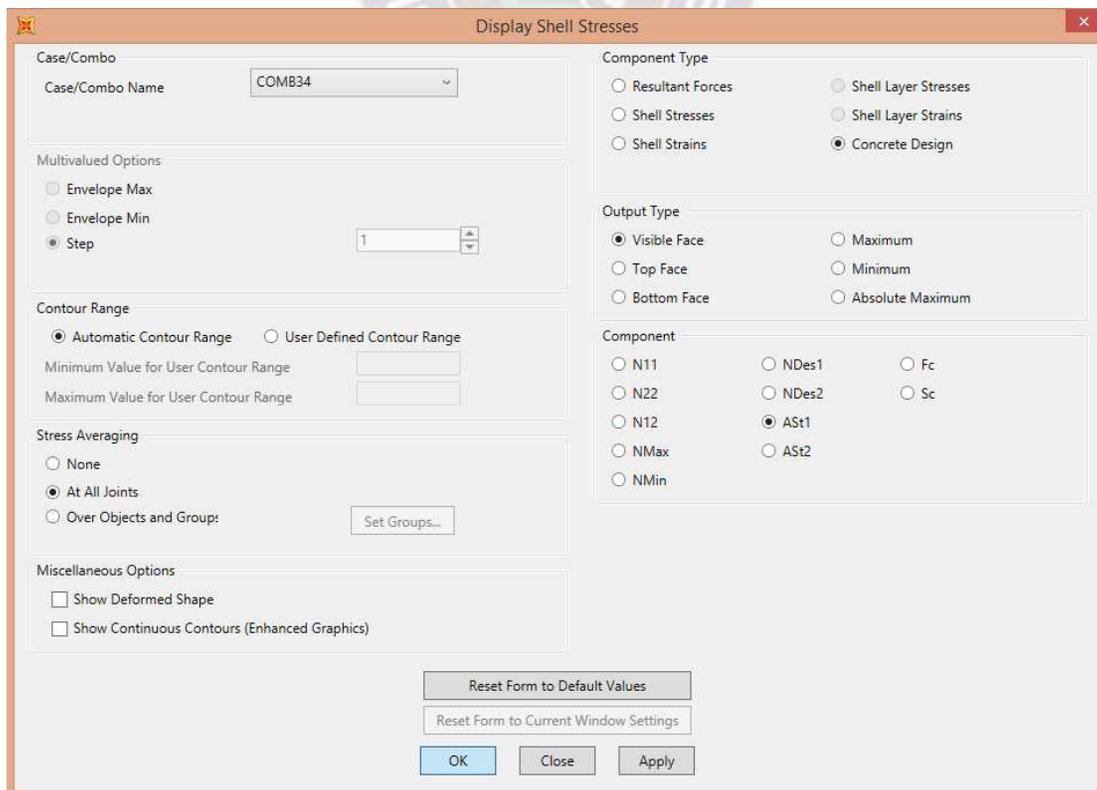
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra el refuerzo longitudinal de acero para las vigas y columnas en el programa SAP2000. El acero longitudinal de las vigas, se muestra en tres grupos, al inicio al medio y al final, tanto para el acero superior como para el inferior.

Figura 3.11. Diseño de losa y núcleo de ascensor

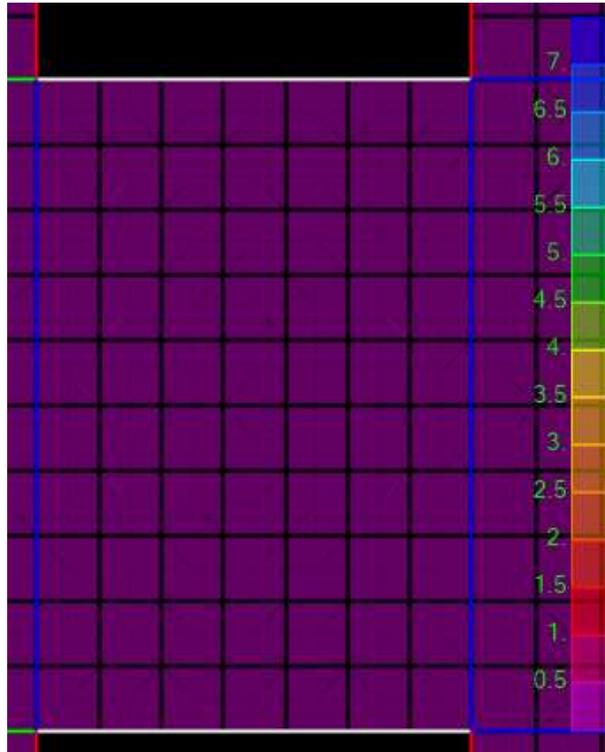
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra las diferentes opciones de visualización de datos que proporciona el programa para los elementos tipo área (losas, muros y núcleos de ascensor).

Figura 3.12. Diseño de losa y núcleo de ascensor

Fuente: *Elaboración propia.*



La figura muestra el refuerzo de acero en elementos tipo área, (losas, muros y núcleos de ascensor) en  $cm^2/cm$ .

### 3.1.3. CYPECAD.

Este software estructural orientado al diseño de edificios ayudara en el diseño, modelado y disposición del acero en los elementos estructurales del edificio de 10 pisos. Para lo cual se debe definir los elementos estructurales a utilizarse, las acciones que actuaran sobre este y la norma de diseño, como resultado el programa proporcionara los esfuerzos en los elementos y la disposición del acero para resistir los esfuerzos. Los datos utilizados para el modelo estructural están en el Sistema Internacional de Unidades (SI). Este software es más fácil de manejar en el diseño de edificaciones por su orientación a edificaciones.

#### 3.1.3.1. Definición de materiales.

Los materiales se definen como se muestra en la figura, de acuerdo a la Tabla 3.1.

Figura 3.13. Definición de materiales

Fuente: Elaboración propia.

The screenshot shows a software window titled "Datos generales" (General Data) with a close button in the top right corner. The window contains the following sections:

- Clave:** P-07
- Descripción:** Edificio sin fuego
- Normas:** Eurocódigo 2, Eurocódigos 3 y 4, Eurocódigo 5 y Eurocódigo 9
- Hormigón armado**
  - Hormigón**
    - Forjados: C25/30
    - Cimentación: C25/30
    - Pilares: C25/30
    - Muros: C25/30
    - Características del árido: Cuarzita (15 mm)
  - Acero**
    - Barras: S-400
    - Pernos: A-4t
- Perfiles**
  - Acero**
    - Laminados y amados: Fe360
    - Conformados: Fe 360
  - Madera**
    - Aserrada, procedente de coníferas o chopos. - C14
  - Aluminio extruido**
    - EN AW-5083 - F
- Acciones**
  - Carga permanente y sobrecarga de uso
  - Con acción de viento: Eurocódigo 1 (UE)
  - Con acción sísmica
  - Comprobar resistencia al fuego
  - Estados límite (combinaciones)
  - Hipótesis adicionales (cargas especiales)
- Coefficientes de pandeo**
  - Pilares de hormigón y mixtos:  $\beta_x = 1.000$ ,  $\beta_y = 1.000$
  - Pilares de acero:  $\beta_x = 1.000$ ,  $\beta_y = 1.000$
- Ambiente**
  - Vigas: X0 (Abertura máxima de fisura: 0.40 mm)

An "Aceptar" button is located at the bottom center of the window.

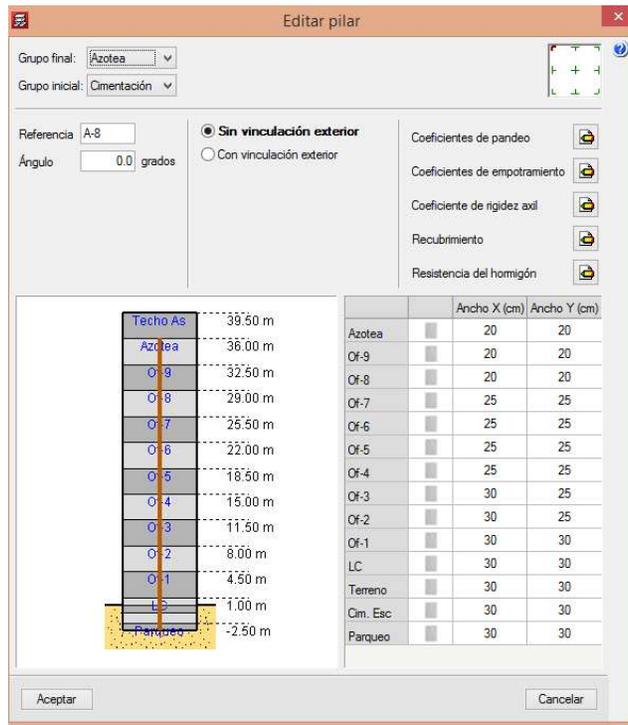
La figura muestra la definición del tipo de hormigón y acero para los elementos estructurales, así también las acciones sobre la estructura e hipótesis adicionales. También la Norma de Diseño a utilizar.

### 3.1.3.2. Definición de secciones.

Las secciones se definen como se muestran en las siguientes figuras, se definen una columna, una viga, una losa, un muro de contención y el núcleo de ascensor, las secciones se definen con los valores de la Tabla 3.4 a la Tabla 3.8.

Figura 3.14. Definición de columna

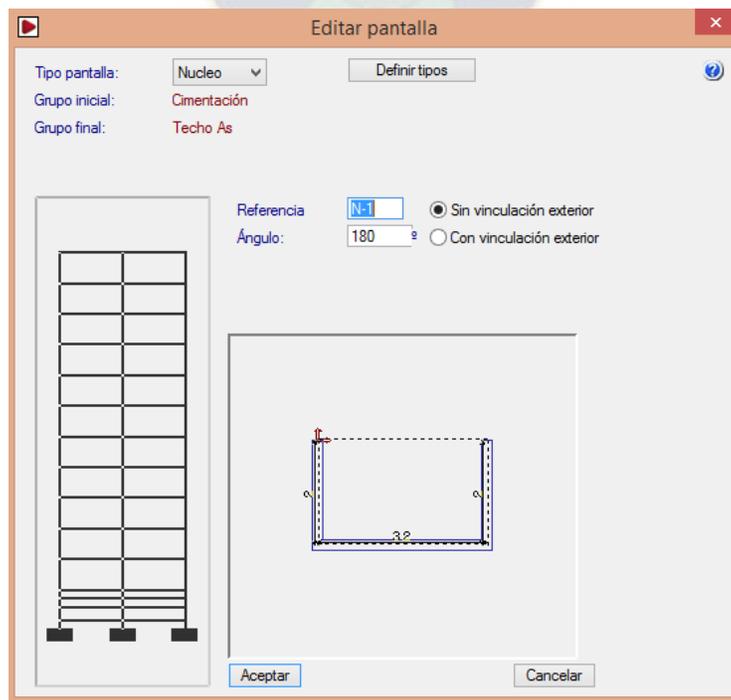
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra las dimensiones de la columna A-8 que empieza en el nivel de cimentación y acaba en la azotea. También su punto fijo de alineación de la columna.

Figura 3.15. Definición del núcleo de ascensor

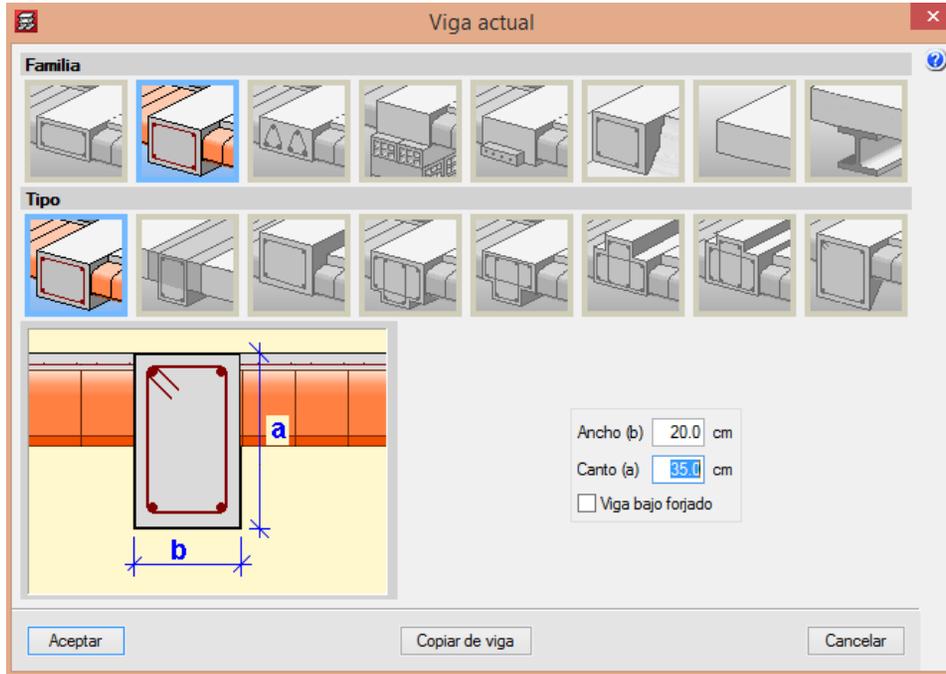
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la forma del núcleo de ascensor, compuesto por tres muros, su punto de inserción y empieza en la cimentación y termina en el techo del ascensor.

Figura 3.16. Definición de vigas

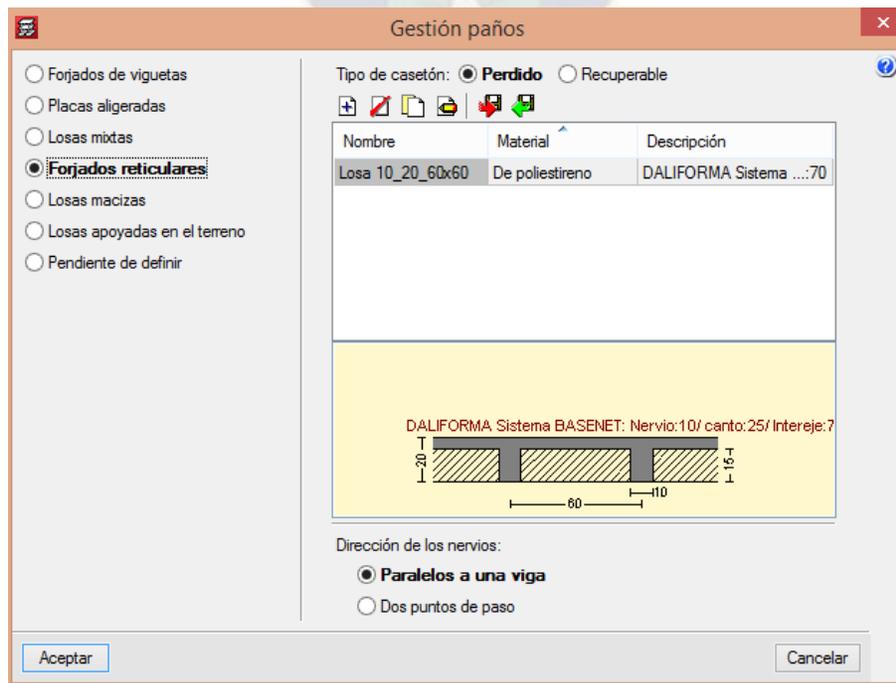
Fuente: Elaboración propia.



La figura anterior muestra la familia y el tipo de viga seleccionado y sus dimensiones.

Figura 3.17. Definición de losas

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra los tipos de losas existentes y las dimensiones de la losa aligerada para modelarla, la cual es la losa aligerada en dos direcciones.

Figura 3.18. Definición del muro de contención

Fuente: *Elaboración propia.*

Muro de hormigón armado

Referencia: M24

Hasta: LC

Desde: Cimentación

Planta	Espesor a la izquierda	Espesor a la derecha
LC	0.200	0.100
Terreno	0.200	0.100
Cim. Esc	0.200	0.100
Parqueo	0.200	0.100

Empujes:  Con empujes a la izquierda

Con coeficiente de rigidez axial diferente

Cimentación - Viga de cimentación

Con vinculación exterior

Sin vinculación exterior

Aceptar Cancelar

La figura muestra dimensiones del muro de contención de 30 cm de espesor y que empieza en la cimentación y termina en el local comercial

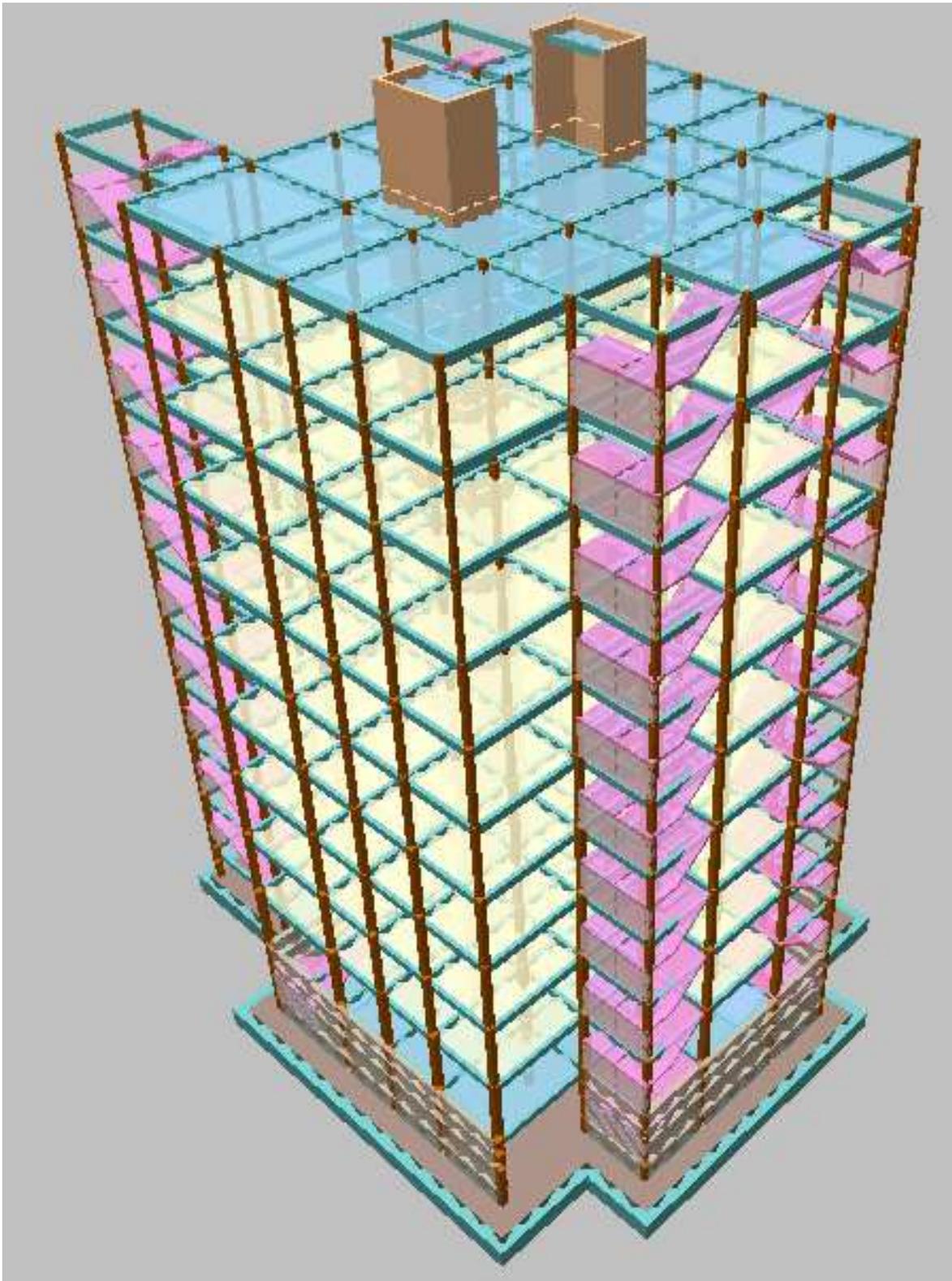
### 3.1.3.3. Modelo del edificio.

Se muestra el modelo del edificio de acuerdo a las secciones y materiales definidos en una vista 3D, en la cual se puede apreciar 4 escaleras, 2 de ingreso y 2 de salida de emergencia, también se ven los muros de contención los cuales sobresalen 1 m sobre el terreno, los núcleos de ascensor se encuentran en el medio del edificio y por último la fundación es una losa radier tanto para el edificio como para las escaleras de incendio.

El edificio es una estructura normal, compuesta por losas, vigas, columnas, núcleo de ascensor, escaleras y fundaciones. La estructura no tiene algún requisito especial o de cuidado, dentro de su geometría y de su uso.

Los colores están asociados a las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales.

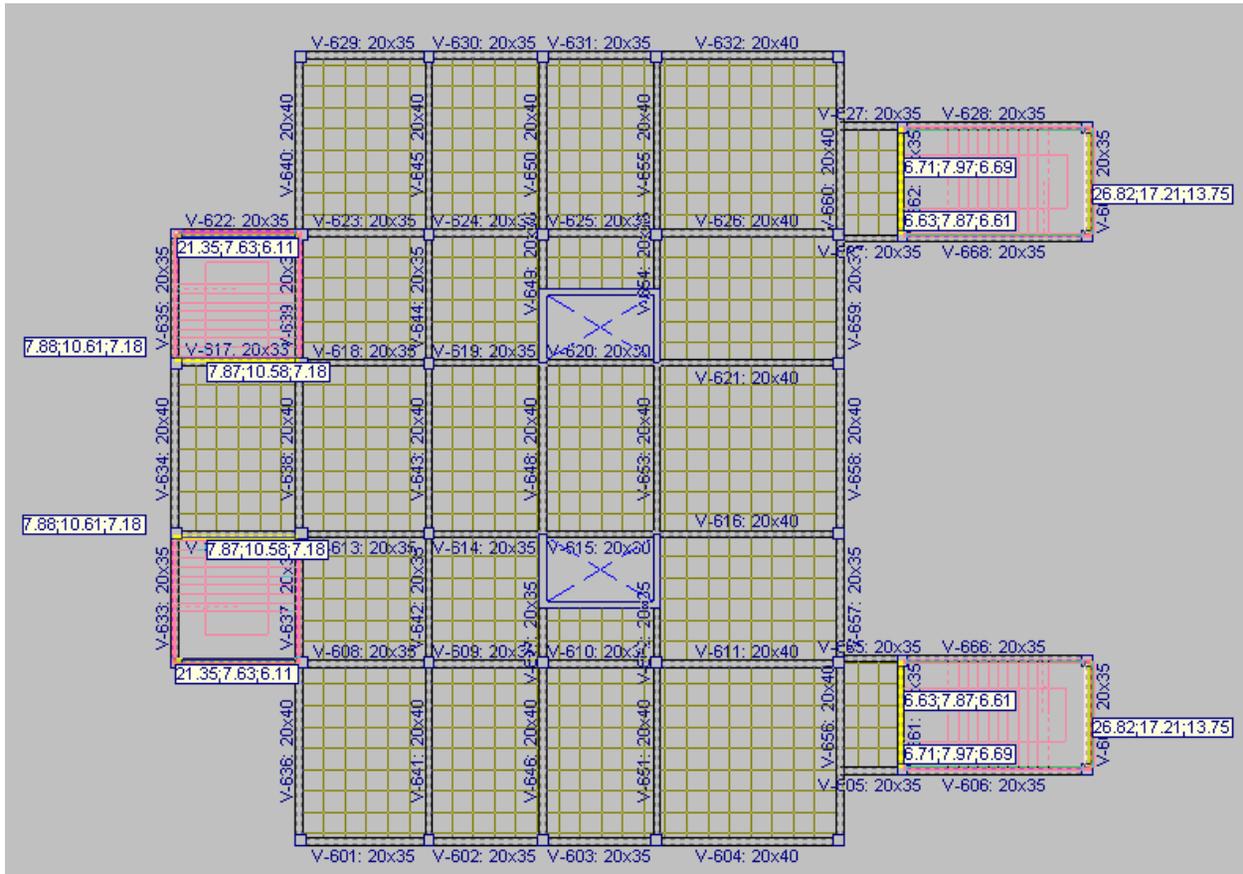
Figura 3.19. Modelo 3D estructural del edificio  
*Fuente: Elaboración propia.*



La figura muestra el modelo estructural hecho en el programa CYPECAD.

Figura 3.20. Vista en planta del edificio

Fuente: Elaboración propia.



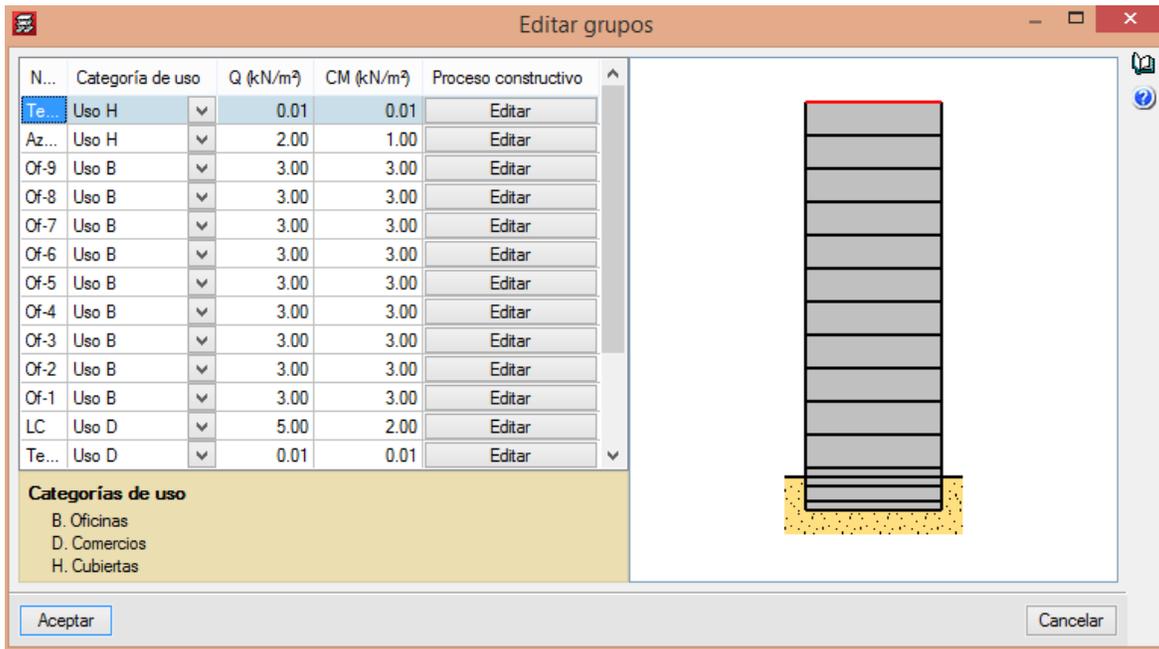
La figura muestra la disposición de las vigas, de las losas, de las escaleras y de los núcleos de ascensor, vistos en planta.

### 3.1.3.4. Definición de cargas.

Las cargas gravitacionales actúan sobre las losas, las cargas de viento actúan en las vigas perimetrales del edificio y los empujes del terreno en los muros de contención. Los valores de las cargas están mostrados en la Tabla 3.2.

Figura 3.21. Definición de cargas.

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la categoría de uso, la sobrecarga y carga muerta que actúa en cada nivel del edificio de 10 pisos. La Carga Muerta no toma en cuenta el peso propio de los elementos estructurales ya que el programa lo calcula automáticamente.

### 3.1.3.5. Definición de las combinaciones de cargas y diseño.

El CYPECAD realizó 210 estados de carga o combinaciones, las cuales no se pueden editar o eliminar, pero si añadir. Estas 210 combinaciones equivalen a las 34 combinaciones del SAP2000 ya que el CYPECAD toma cada categoría de uso como una carga viva.

Tabla 3.9. Definición de las combinaciones

Fuente: Elaboración propia.

Comb.	PP	CM	Qa (B)	Qa (D)	Qa (H)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.000	1.000											
2	1.350	1.350											
3	1.000	1.000	1.500										
4	1.350	1.350	1.500										
5	1.000	1.000		1.500									
6	1.350	1.350		1.500									
7	1.000	1.000	1.050	1.500									
8	1.350	1.350	1.050	1.500									
9	1.000	1.000	1.500	1.050									
10	1.350	1.350	1.500	1.050									
11	1.000	1.000			1.500								
12	1.350	1.350			1.500								
13	1.000	1.000	1.050		1.500								
14	1.350	1.350	1.050		1.500								
15	1.000	1.000		1.050	1.500								
16	1.350	1.350		1.050	1.500								
17	1.000	1.000	1.050	1.050	1.500								
18	1.350	1.350	1.050	1.050	1.500								

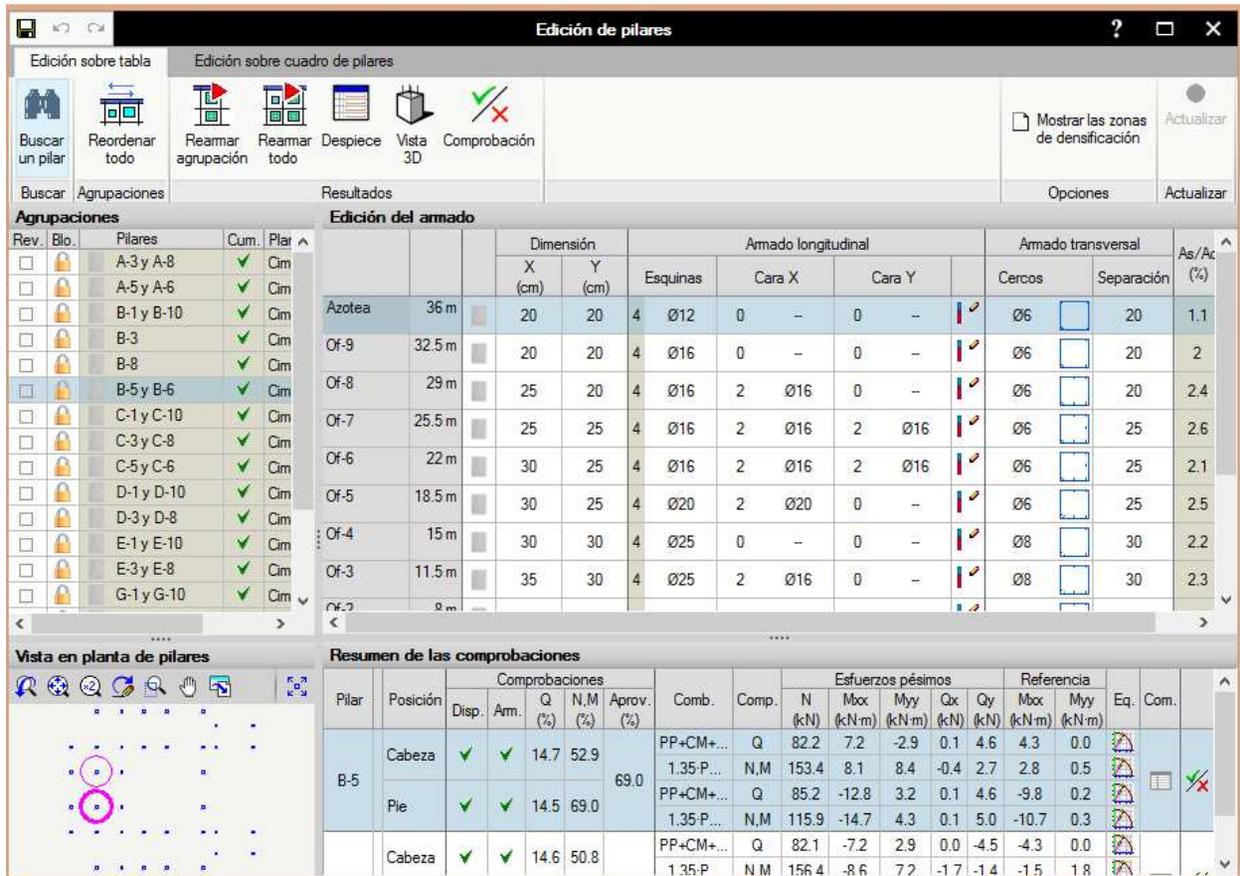
Proyecto de grado: “Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio”.

La tabla muestra los coeficientes de mayoración de las cargas actuantes, para cada combinación.

Las siguientes figuras muestran el diseño de los elementos estructurales

Figura 3.22. Diseño de una columna

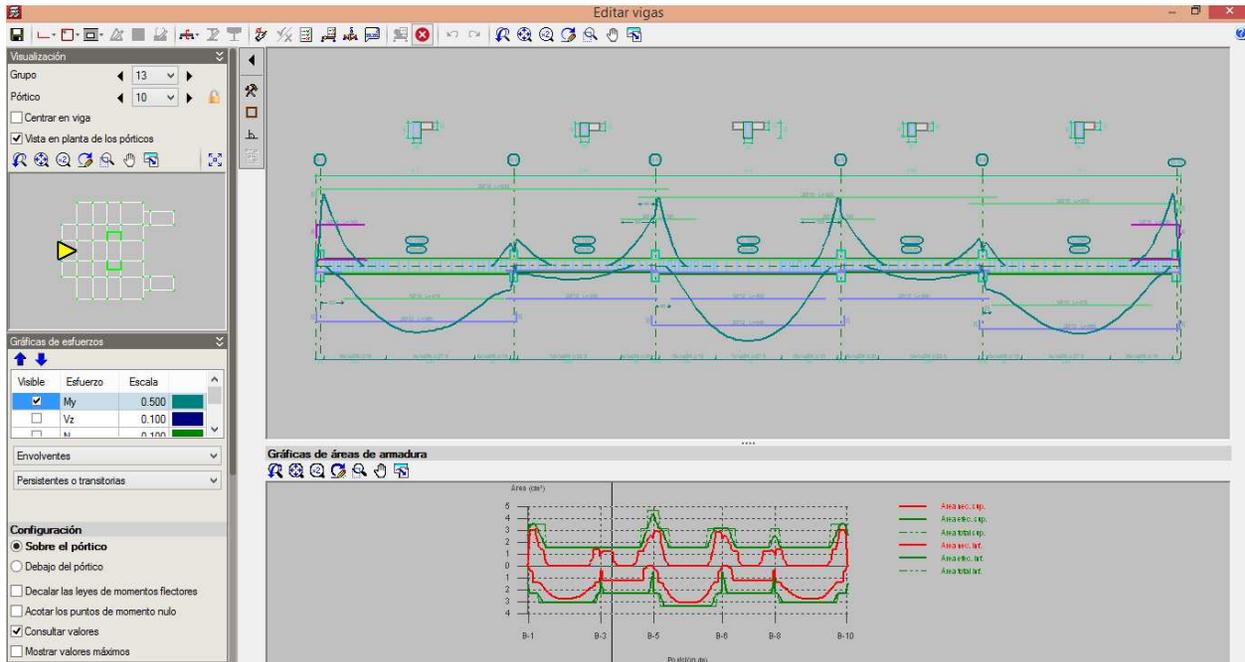
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la disposición del acero y solicitaciones de las columnas, solo la cantidad de acero se pueden editar y optimizar.

Figura 3.23. Diseño de una viga continua

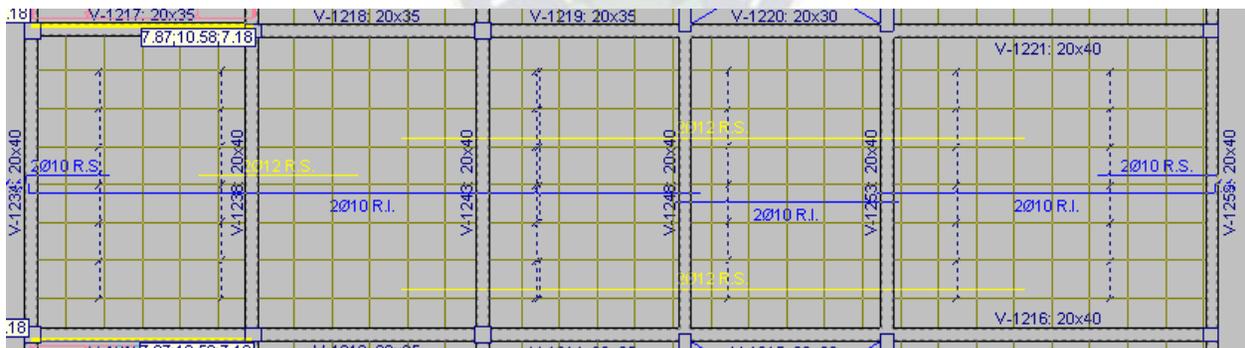
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra el pórtico, la disposición del acero para las vigas, las cuales se pueden editar y optimizar, los diagramas de momentos u corte, así como el acero necesario, efectivo y total.

Figura 3.24. Diseño de una fila de losas

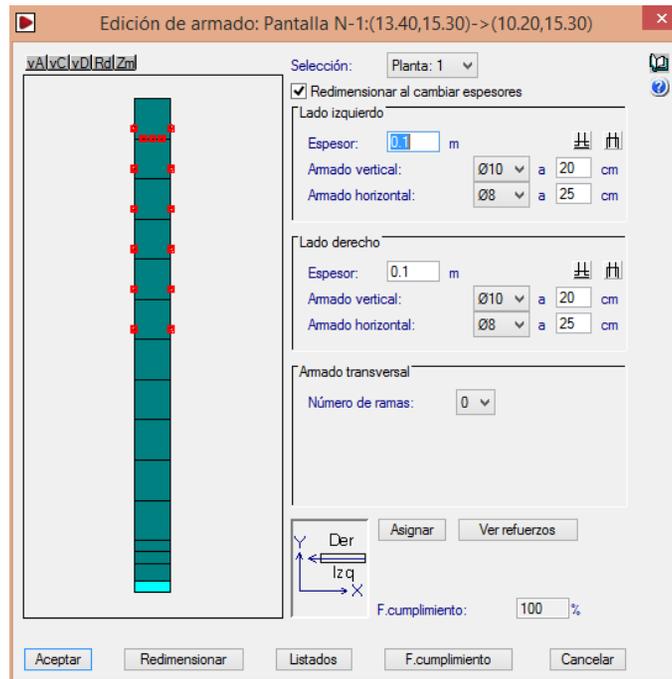
Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra una franja de losas en dos direcciones, la disposición del acero para las losas, las cuales se pueden editar y optimizar.

Figura 3.25. Diseño del núcleo de ascensor

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra una franja del núcleo de ascensor, su disposición de acero para cada lado, las cuales se pueden editar y optimizar.

### 3.2. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES INICIALES.

Los datos necesarios para la verificación de los elementos fueron sacados de cada programa y llevados a tablas Excel para su análisis y comprensión. Se muestran las verificaciones para un piso.

#### 3.2.1. DATOS DE INICIO.

Con la ayuda de la Tabla 2.2, un edificio administrativo (Oficinas) con una altura mayor a 28m necesita una resistencia de 120 min, de igual manera sacamos la resistencia de los sectores de incendio considerados como se muestra en la tabla:

Tabla 3.10. Resistencia al fuego en los sectores considerados.

Fuente: Elaboración propia.

Sector de incendio considerado	Resistencia
Aparcamiento	R 120
Local comercial	R 90
Oficinas	R 120

Como existen diferentes tiempos de resistencia, se adopta el valor máximo para todo el edificio, **R120**. Por tanto, el edificio debe resistir 120 min.

Utilizando la Ec. (5), hallamos el valor del factor de reducción  $\eta_{fi}$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} * Q_{k,1}}{\gamma_G * G_k + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1}} = \frac{7.0 + 0.60 * 5.0}{1.5 * 7.0 + 1.35 * 5.0} = 0.58$$

Los demás valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.11. Valores de los factores de reducción.

Fuente: Elaboración propia.

Carga principal	CM	PP	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	Ψ <sub>2</sub>	G <sub>k</sub> +Ψ <sub>fi</sub> Q <sub>k,1</sub>	γ <sub>G</sub> G <sub>k</sub> +γ <sub>Q,1</sub> Q <sub>k,1</sub>	η <sub>fi</sub>
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	
<b>Local Comercial</b>	2.00	5.00	7.00	5.00	0.60	10.00	17.25	0.58
<b>Oficinas</b>	3.00	6.51	9.51	3.00	0.30	10.41	18.31	0.57
<b>Azotea</b>	1.00	5.00	6.00	2.00	0.30	6.60	11.70	0.56

No debemos olvidar que este factor ayuda al cálculo de las acciones para la situación de incendio.

Se toman los valores del apartado 3.1.1 Materiales, acciones e información básica., para la verificación de la estructura en situación de incendio.

### 3.2.2. COLUMNAS.

Se desarrolló el método A y el método B, como se describió en el apartado 2.4.2 Pilares<sup>(1)</sup>, con los siguientes datos:

h <sub>fi</sub>	0.58		
f <sub>cd</sub>	16.67 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>yd</sub>	347.83 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
Rec Geo	2.0 cm		
Long	3.5 m		
k	0.50		
Resistencia al fuego	REI 120	120	
Exposición al fuego	2 cara(s) o mas		
Método A			
l <sub>0</sub>	1.75 m	<	3.0 m
R <sub>i</sub>	31.2		
Método B			
e <sub>max</sub>	100 mm		
e/b	0.25	Max	
l <sub>fi</sub>	30	Max	

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

### 3.2.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.12. Datos para la verificación de columna.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Local comercial																	
Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal				Transversal		a <sub>m,real</sub> mm	N <sub>di</sub> kN	N <sub>di,fi</sub> kN	M <sub>di</sub> kN-m	M <sub>di,fi</sub> kN-m	A <sub>c</sub> mm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	e cm	ω
		a	b	N	φ	N	φ	φ	s									
		cm	cm		mm		mm		mm									
6	A	35.0	35.0	4	25	4	16	8	20	41	1506.6	873.8	69.9	40.5	122500	2767.7	4.64	0.47
8	A	30.0	30.0	4	20			6	30	36	1014.1	588.2	52.2	30.3	90000	1256.6	5.15	0.29
6	B	35.0	35.0	4	25	4	16	8	30	41	1952.3	1132.3	93.2	54.1	122500	2767.7	4.77	0.47
8	B	35.0	35.0	8	20			6	30	36	1954.7	1133.7	70.0	40.6	122500	2513.3	3.58	0.43
10	B	35.0	35.0	4	20	4	12	6	15	36	826.1	479.1	64.1	37.2	122500	1709.0	7.76	0.29
6	C	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1564.3	907.3	80.7	46.8	122500	1709.0	5.16	0.29
8	C	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1529.3	887.0	70.9	41.1	122500	1709.0	4.64	0.29
10	C	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1236.1	716.9	80.5	46.7	122500	1709.0	6.51	0.29
8	D	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1206.3	699.7	56.8	32.9	122500	1709.0	4.71	0.29
10	D	35.0	35.0	4	25	4	16	8	30	41	1194.6	692.9	77.0	44.7	122500	2767.7	6.45	0.47
8	E	35.0	35.0	4	25	4	16	8	30	41	1335.6	774.6	78.2	45.4	122500	2767.7	5.86	0.47
10	E	35.0	35.0	8	20			6	30	36	1436.7	833.3	86.6	50.2	122500	2513.3	6.03	0.43
6	G	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1445.3	838.3	81.5	47.3	122500	1709.0	5.64	0.29
8	G	35.0	35.0	4	25	4	16	8	30	41	1642.0	952.4	96.4	55.9	122500	2767.7	5.87	0.47
10	G	35.0	35.0	4	20	4	12	6	20	36	1072.0	621.8	65.4	37.9	122500	1709.0	6.10	0.29

La tabla muestra las secciones de las columnas, la disposición del acero longitudinal y transversal y las solicitaciones como datos de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio, las propiedades geométricas, la excentricidad y la cuantía volumétrica.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.13. Verificación de columna método A.

Fuente: Elaboración propia.

		Metodo A																		
Eje vert	Eje horz	Cuantía	$e_{max}$	Ver.	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$R_{nfi}$	$R_a$	$R_b$	$R_n$	R	Ver.
		$A_s < 0.04 \cdot A_c$	cm	$e_{max}$	kN		mm	mm	$b_{min}$	$a_{min}$	mm	mm	$b_{min}$	$a_{min}$						
6	A	O.k.	14.00	O.k.	3004	0.29	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	56.1	16.8	32	12	174	O.k.
8	A	O.k.	12.00	O.k.	1937	0.30	250	40	O.k.	Mal	350	35	Mal	O.k.	54.5	9.6	27	0	124	O.k.
6	B	O.k.	14.00	O.k.	3004	0.38	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	O.k.	48.2	16.8	32	12	158	O.k.
8	B	O.k.	14.00	O.k.	2916	0.39	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	Mal	46.9	9.6	32	12	141	O.k.
10	B	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.18	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	65.9	9.6	32	12	180	O.k.
6	C	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.34	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	50.7	9.6	32	12	148	O.k.
8	C	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.34	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	51.4	9.6	32	12	150	O.k.
10	C	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.27	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	57.5	9.6	32	12	162	O.k.
8	D	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.27	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	58.1	9.6	32	12	163	O.k.
10	D	O.k.	14.00	O.k.	3004	0.23	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	61.7	16.8	32	12	186	O.k.
8	E	O.k.	14.00	O.k.	3004	0.26	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	59.2	16.8	32	12	181	O.k.
10	E	O.k.	14.00	O.k.	2916	0.29	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	56.5	9.6	32	12	160	O.k.
6	G	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.32	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	53.1	9.6	32	12	153	O.k.
8	G	O.k.	14.00	O.k.	3004	0.32	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	53.7	16.8	32	12	169	O.k.
10	G	O.k.	14.00	O.k.	2636	0.24	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	60.9	9.6	32	12	169	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de; la verificación por tablas y por formula dadas en la sección 2.4.2.1 Método A. para hallar la resistencia en pilares.

Como simplificación al método A, se puede tomar  $n_{fi} = \mu_{fi}$ , puesto que con  $n_{fi}$  se supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente, por el lado de la seguridad.

Por tanto con  $n_{fi} = 0.58$ , se puede tener columnas de 350/45 ó 450/40  $\left( \frac{b_{min}}{a} \right)$  utilizando la Tabla 2.3.

Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular.

Tabla 3.14. Verificación de columna método B.

Fuente: Elaboración propia.

Eje vert	Eje horz	Metodo B															
		n <sub>col</sub>	Ver.	e/b	Ver.	I	r	$\lambda_{fi}$	Ver.	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	Ver.	Ver.	Ver.	Ver.
		e <sub>max</sub>	e/b	cm <sup>4</sup>	cm	$\lambda_{fi}$	mm	mm	mm	mm	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>			
6	A	0.37	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	A	0.40	O.k.	0.17	O.k.	67500	8.7	20	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
6	B	0.47	O.k.	0.14	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	B	0.49	O.k.	0.10	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	B	0.24	O.k.	0.22	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	400	50	550	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
6	C	0.45	O.k.	0.15	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
8	C	0.44	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
10	C	0.35	O.k.	0.19	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
8	D	0.35	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
10	D	0.29	O.k.	0.18	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	E	0.32	O.k.	0.17	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	E	0.36	O.k.	0.17	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
6	G	0.41	O.k.	0.16	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
8	G	0.40	O.k.	0.17	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	G	0.31	O.k.	0.17	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal

La tabla muestra el desarrollo de la sección 2.4.2.2 Método B., donde se puede apreciar hasta dos opciones para algunos pilares.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

### 3.2.2.2. SAP2000.

Tabla 3.15. Datos para la verificación de columna.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Local comercial	Dimensiones		Longitudinal				Transversal		a <sub>m,real</sub>	N <sub>di</sub>	N <sub>di,fi</sub>	M <sub>di</sub>	M <sub>di,fi</sub>	A <sub>c</sub>	A <sub>s</sub>	e	ω
Eje vert	Eje horz	a	b	N	φ	N	φ	φ	s	mm	kN	kN	kN-m	kN-m	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	cm	
		cm	cm		mm		mm		cm									
6	A	35.0	35.0	4	25			8	20	41	1690.0	980.2	71.7	41.6	122500	1963.5	4.24	0.33
8	A	30.0	30.0	4	20			6	30	36	1078.7	625.7	57.6	33.4	90000	1256.6	5.34	0.29
6	B	35.0	35.0	8	25			8	30	41	2056.1	1192.5	87.3	50.6	122500	3927.0	4.24	0.67
8	B	35.0	35.0	8	20			6	30	36	1899.0	1101.4	63.8	37.0	122500	2513.3	3.36	0.43
10	B	35.0	35.0	4	20			6	30	36	341.2	197.9	31.9	18.5	122500	1256.6	9.35	0.21
6	C	35.0	35.0	4	20	4	16	8	30	38	1623.5	941.6	74.9	43.4	122500	2060.9	4.61	0.35
8	C	35.0	35.0	4	25	2	16	6	30	39	1676.2	972.2	75.1	43.6	122500	2365.6	4.48	0.40
10	C	35.0	35.0	4	20			6	30	36	570.2	330.7	39.5	22.9	122500	1256.6	6.92	0.21
8	D	35.0	35.0	4	20			6	30	36	374.3	217.1	51.1	29.6	122500	1256.6	13.64	0.21
10	D	35.0	35.0	4	20			6	30	36	552.5	320.4	38.1	22.1	122500	1256.6	6.90	0.21
8	E	35.0	35.0	4	20			6	30	36	441.3	256.0	56.4	32.7	122500	1256.6	12.77	0.21
10	E	35.0	35.0	4	25			8	30	41	1547.6	897.6	78.6	45.6	122500	1963.5	5.08	0.33
6	G	35.0	35.0	4	20	2	12	6	20	36	1463.3	848.7	72.0	41.8	122500	1482.8	4.92	0.25
8	G	35.0	35.0	8	20			6	30	36	1634.6	948.1	80.3	46.6	122500	2513.3	4.91	0.43
10	G	35.0	35.0	4	20			6	30	36	428.2	248.4	36.5	21.1	122500	1256.6	8.51	0.21

La tabla muestra las secciones de las columnas, la disposición del acero longitudinal y transversal y las solicitaciones como datos de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio, las propiedades geométricas, la excentricidad y la cuantía volumétrica.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.16. Verificación de columna método A.

Fuente: Elaboración propia.

		Metodo A																		
Eje vert	Eje horz	Cuantia	$e_{max}$	Ver.	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$R_{nfi}$	$R_a$	$R_b$	$R_n$	R	Ver.
		$A_s < 0.04 \cdot A_c$	cm	$e_{max}$	kN		mm	mm	$b_{min}$	$a_{min}$	mm	mm	$b_{min}$	$a_{min}$						
6	A	O.k.	14.00	O.k.	2725	0.36	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	O.k.	49.4	16.8	32	0	136	O.k.
8	A	O.k.	12.00	O.k.	1937	0.32	250	40	O.k.	Mal	350	35	Mal	O.k.	52.7	9.6	27	0	121	O.k.
6	B	O.k.	14.00	O.k.	3408	0.35	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.1	16.8	32	12	164	O.k.
8	B	O.k.	14.00	O.k.	2916	0.38	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	Mal	48.0	9.6	32	12	143	O.k.
10	B	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.08	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	75.4	9.6	32	0	174	O.k.
6	C	O.k.	14.00	O.k.	2758	0.34	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	51.1	12.8	32	12	156	O.k.
8	C	O.k.	14.00	O.k.	2864	0.34	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	51.5	13.6	32	12	158	O.k.
10	C	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.13	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	70.4	9.6	32	0	164	O.k.
8	D	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.09	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	74.7	9.6	32	0	173	O.k.
10	D	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.13	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	70.8	9.6	32	0	165	O.k.
8	E	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.10	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	73.2	9.6	32	0	170	O.k.
10	E	O.k.	14.00	O.k.	2725	0.33	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	52.2	16.8	32	0	142	O.k.
6	G	O.k.	14.00	O.k.	2557	0.33	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	51.7	9.6	32	12	150	O.k.
8	G	O.k.	14.00	O.k.	2916	0.33	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	52.8	9.6	32	12	153	O.k.
10	G	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.10	250	40	O.k.	Mal	350	35	O.k.	O.k.	73.5	9.6	32	0	170	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de; la verificación por tablas y por fórmula dadas en la sección 2.4.2.1 Método A. para hallar la resistencia en pilares.

Como simplificación al método A, se puede tomar  $n_{fi} = \mu_{fi}$ , puesto que con  $n_{fi}$  se supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente, por el lado de la seguridad.

Por tanto con  $n_{fi} = 0.58$ , se puede tener columnas de 350/45 ó 450/40  $\left( \frac{b_{min}}{a} \right)$  utilizando la Tabla 2.3

Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.17. Verificación de columna método B.

Fuente: Elaboración propia.

		Metodo B															
Eje vert	Eje horz	n <sub>col</sub>	Ver.	e/b	Ver.	I	r	λ <sub>fi</sub>	Ver.	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	Ver.	Ver.	Ver.	Ver.
			e <sub>max</sub>		e/b	cm <sup>4</sup>	cm		λ <sub>fi</sub>	mm	mm	mm	mm	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>
6	A	0.46	O.k.	0.12	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	A	0.42	O.k.	0.18	O.k.	67500	8.7	20	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
6	B	0.43	O.k.	0.12	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	B	0.48	O.k.	0.10	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	B	0.11	O.k.	0.27	Mal	125052	10.1	17	O.k.	250	50	350	25	O.k.	Mal	O.k.	O.k.
6	C	0.44	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	C	0.43	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	C	0.18	O.k.	0.20	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	400	50	550	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	D	0.12	Mal	0.39	Mal	125052	10.1	17	O.k.	250	50	350	25	O.k.	Mal	O.k.	O.k.
10	D	0.17	O.k.	0.20	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	400	50	550	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
8	E	0.14	Mal	0.36	Mal	125052	10.1	17	O.k.	250	50	350	25	O.k.	Mal	O.k.	O.k.
10	E	0.42	O.k.	0.15	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
6	G	0.44	O.k.	0.14	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550		25		Mal	Mal	O.k.	Mal
8	G	0.41	O.k.	0.14	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	450	50	600	25	Mal	Mal	Mal	O.k.
10	G	0.13	O.k.	0.24	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	250	50	350	25	O.k.	Mal	O.k.	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de la sección 2.4.2.2 Método B., donde se puede apreciar hasta dos opciones para algunos pilares.

### 3.2.3. MUROS.

Los muros se verificaron de acuerdo a la sección 2.4.3 Muros, con los siguientes datos de inicio:

$\eta_{fi}$	0.58		
$f_{cd}$	16.67 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{yd}$	347.83 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
Rec Geo	3.0 cm		
Longitud	3.5 m		
Resistencia al fuego	REI 120		
Exposición al fuego	1 cara(s)		
Nivel	Oficina 1		

El cálculo de  $\mu_{fi}$  para muros estructurales es igual que para columnas.

#### 3.2.3.1. Muros no estructurales.

Tabla 3.18. Verificación de muros no estructurales

Fuente: *Elaboración propia.*

Espesor de muro		
Real	Mínimo	Verificación
20.0 cm	12.0 cm	O.k.

Se cumple el espesor mínimo para los muros no estructurales. Estos muros no estructurales se encuentran en la parte posterior del edificio, en ellos se encuentran las puertas para la salida de emergencia.

### 3.2.3.2. Muros estructurales.

El cálculo de  $\mu_{fi}$  para muros estructurales es igual que para columnas.

#### 3.2.3.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.19. Verificación de muros estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal		Transversal		$a_{m,real}$	$N_{di}$	$N_{di,fi}$	$M_{di}$	$M_{di,fi}$	$A_c$	$A_s$	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	l/e	Ver.
		b	l	$\phi$	s	$\phi$	s															
		cm	cm	mm	cm	mm	cm															
6-7	D	20.0	190.0	16	25	8	15	36	2294.6	1330.8	192.8	111.8	380000	3056.1	7396	0.18	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
6-7	E	20.0	190.0	16	25	8	15	36	2294.6	1330.8	192.8	111.8	380000	3056.1	7396	0.18	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
7	D-E	20.0	340.0	8	20	8	25	32	4106.1	2381.5	157.4	91.3	680000	1709.0	11928	0.20	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.

#### 3.2.3.2.2. SAP2000.

Tabla 3.20. Verificación de muros estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal		Transversal		$a_{m,real}$	$N_{di}$	$N_{di,fi}$	$M_{di}$	$M_{di,fi}$	$A_c$	$A_s$	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	l/e	Ver.
		b	l	$\phi$	s	$\phi$	s															
		cm	cm	mm	cm	mm	cm															
6-7	D	20.0	190.0	12	15	10	15	36	3758.2	2179.8	9.5	5.5	380000	2865.1	7330	0.30	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
6-7	E	20.0	190.0	12	15	10	15	36	3758.2	2179.8	9.5	5.5	380000	2865.1	7330	0.30	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
7	D-E	20.0	340.0	10	15	10	15	35	5844.6	3389.9	59.8	34.7	680000	3560.5	12572	0.27	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.

Las tablas muestran las secciones, disposición del acero longitudinal y transversal y solicitaciones del núcleo de ascensor, como dato de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio y el desarrollo de la sección 2.4.3.2 Muros portantes macizos. Se aplica la 0, tomando en cuenta que el muro está expuesto en una cara.

### 3.2.4. VIGAS.

Se desarrolló el procedimiento de la sección 2.4.4 Vigas, con los siguientes datos de partida y los resultados se presentan en las siguientes tablas:

Datos	
Recubrimiento geométrico	2.0 cm
Resistencia al fuego	REI 120

El recubrimiento geométrico es el mismo para todas las caras de la viga.

#### 3.2.4.1. CYPECAD.

Tabla 3.21. Verificación de vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Local comercial	Acero de refuerzo														Estribo			a <sub>m</sub>				
		b	h	Superior 1				Central				Superior 2				Sup <sub>1</sub>	Cent	Sup <sub>2</sub>	Sup <sub>2</sub>	Cent	Sup <sub>3</sub>		
				N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ							φ	φ
		cm	cm		mm		mm		mm		mm		mm		mm		mm		mm		mm		mm
F	10-8	20.0	35.0	2	10	1	12	2	12			2	10		6	6	8	32	32	32	32	32	34
E	10-8	20.0	40.0	4	10	1	12	2	12	1	10	2	10	1	16	6	6	6	32	32	32	32	34
D	10-8	20.0	40.0	2	10	3	12	2	12			4	10		8	6	6	34	32	32	32	31	
C	10-8	20.0	40.0	2	10	3	12	2	12			4	10		8	6	6	34	32	32	32	31	
B	10-8	20.0	40.0	2	10	1	12	2	12			4	10		6	6	6	32	32	32	32	31	
E	8-7	20.0	35.0	2	10	1	16	2	12			2	10		6	6	6	34	32	32	32	31	
D	8-7	20.0	35.0	4	10			2	12			2	10	1	16	6	6	6	31	32	32	34	
C	8-6	20.0	35.0	4	10			2	12			4	10	1	12	8	6	6	33	32	32	32	
B	8-6	20.0	35.0	4	10			2	12			2	10	1	16	10	6	6	35	32	32	34	
E	6-5	20.0	40.0	4	10	1	12	3	12			4	10	1	12	10	6	6	36	32	32	32	
D	6-5	20.0	40.0	2	10	1	16	2	12	1	10	2	10	1	16	6	6	6	34	32	32	34	
C	6-5	20.0	40.0	4	10	1	12	2	12	1	10	4	10	1	12	8	6	6	34	32	32	32	
B	6-5	20.0	40.0	2	10	1	16	2	12			2	10	1	16	6	6	6	34	32	32	34	
8	G-E	20.0	40.0	2	10	2	16	2	12	2	10	2	10	2	12	6	6	6	34	32	32	32	
6	G-E	20.0	40.0	4	10	1	16	2	12	1	10	5	10		8	6	6	36	32	32	31		
8	E-D	20.0	35.0	2	10	2	12	2	12			2	10	1	12	8	6	6	34	32	32	32	
6	E-D	20.0	30.0	5	10			2	12			4	10		6	6	6	31	32	32	31		
8	D-C	20.0	35.0	2	10	1	12	2	12			2	10	1	12	8	6	6	34	32	32	32	
6	D-C	20.0	35.0	4	10			2	12			4	10		6	6	6	31	32	32	31		
8	C-B	20.0	35.0	2	10	1	12	2	12			2	10	2	16	10	6	6	36	32	32	34	
6	C-B	20.0	35.0	4	10			2	12			2	10	1	16	8	6	6	33	32	32	34	
6	B-A	20.0	35.0	2	10	1	16	2	12			4	10	1	12	8	6	6	36	32	32	32	

La tabla muestra la sección, cantidad de acero longitudinal y transversal y recubrimiento mecánico que tiene cada tramo de viga para el nivel del Local comercial.

Tabla 3.22. Verificación de vigas

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Local come	10			Ver			Ver			Ver			Ver							
		Eje	Tramo	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 1		Op 2		Op 3		Op 4		Op 4						
				mm	mm	mm	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>													
				mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm					
F	10-8	200	65	75	O.k.	Mal	240	60	70	Mal	Mal	300	55	65	Mal	Mal	500	50	60	Mal	Mal
E	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
E	8-7	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	8-7	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	8-6	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	8-6	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
E	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	G-E	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	G-E	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	E-D	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	E-D	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	D-C	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	D-C	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	C-B	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	C-B	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	B-A	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.

La tabla muestra las 4 opciones que te da la Tabla 2.8 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla 5.7). para cada tramo de viga.

### 3.2.4.1. SAP2000.

Tabla 3.23. Verificación de vigas

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Local comercial	Acero de refuerzo												Estribo			a <sub>m</sub>								
		Eje	Tramo	b	h	Superior 1				Central				Superior 2				Sup 1	Cent	Sup 2	Sup 2	Cent	Sup 3		
						N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	N	φ	φ	φ	φ	mm	mm	mm
						mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
F	10-8	20.0	35.0	3	12	2	12	4	12	1	10	3	12					6	6	6	32	32	32		
E	10-8	20.0	40.0	3	12			2	12	1	10	3	12					6	6	6	32	32	32		
D	10-8	20.0	40.0	2	12	1	10	2	12	1	10	2	12	1	10			6	6	6	32	32	32		
C	10-8	20.0	40.0	5	12			2	12	2	10	5	12					6	6	6	32	32	32		
B	10-8	20.0	40.0	2	12	1	10	2	12	1	10	2	12	1	10			6	6	6	32	32	32		
E	8-7	20.0	35.0	3	12			2	12	1	10	3	12					6	6	6	32	32	32		
D	8-7	20.0	35.0	2	12			2	12	1	10	2	12					6	6	6	32	32	32		
C	8-6	20.0	35.0	4	12			2	12			4	12					6	6	6	32	32	32		
B	8-6	20.0	35.0	2	12	1	10	2	12			2	12	3	10			6	6	6	32	32	32		
E	6-5	20.0	40.0	3	12	2	20	2	12	1	10	3	12	2	20			6	6	6	36	32	36		
D	6-5	20.0	40.0	3	12	2	20	2	12	1	10	3	12	2	20			6	6	6	36	32	36		
C	6-5	20.0	40.0	5	12			2	12	1	10	5	12					6	6	6	32	32	32		
B	6-5	20.0	40.0	2	12	3	10	2	12	1	10	2	12	3	10			6	6	6	32	32	32		
8	G-E	20.0	40.0	4	12			4	12			4	12					6	6	6	32	32	32		
6	G-E	20.0	40.0	2	12	2	16	2	12	2	10	2	12	2	16			6	6	6	34	32	34		
8	E-D	20.0	35.0	2	12			2	12			2	12					6	6	6	32	32	32		
6	E-D	20.0	30.0	2	12			2	12			2	12					6	6	6	32	32	32		
8	D-C	20.0	35.0	2	12			2	12			2	12					6	6	6	32	32	32		
6	D-C	20.0	35.0	2	12	2	10	2	12			2	12	3	10			6	6	6	32	32	32		
8	C-B	20.0	35.0	2	12			2	12			2	12					6	6	6	32	32	32		
6	C-B	20.0	35.0	3	12			2	12			3	12	2	10			6	6	6	32	32	32		
6	B-A	20.0	35.0	4	12			2	12	1	10	4	12					6	6	6	32	32	32		

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

La tabla muestra la sección, cantidad de acero longitudinal y transversal y recubrimiento mecánico que tiene cada tramo de viga para el nivel del Local comercial.

Tabla 3.24. Verificación de vigas

Fuente: Elaboración propia.

Eje	Tramo	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 1		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 2		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 3		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 4	
		Op 1			b	a	Op 2			b	a	Op 3			b	a	Op 4			b	a
		mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm		
F	10-8	200	65	75	O.k.	Mal	240	60	70	Mal	Mal	300	55	65	Mal	Mal	500	50	60	Mal	Mal
E	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	10-8	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
E	8-7	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	8-7	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	8-6	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	8-6	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
E	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
D	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
C	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
B	6-5	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	G-E	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	G-E	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	E-D	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	E-D	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	D-C	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	D-C	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
8	C-B	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	C-B	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.
6	B-A	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	Mal	450	35	45	Mal	Mal	500	30	40	Mal	O.k.

La tabla muestra las 4 opciones que te da la Tabla 2.8 para cada tramo de viga.

### 3.2.5. LOSAS.

Las losas se verificaron de acuerdo a la sección 2.4.5 Losas, con los siguientes datos de inicio.

Para la losa maciza:

Piso	Local Comercial	
Losa	Maciza	
Resistencia al fuego	REI 120	
Rec. Geométrico	1.5 cm	Altura necesaria
Altura	20.0 cm	$h_s$ 12.0 cm

Para la losa aligerada

Piso	Oficina 1	
Losa	Aligerada	
Resistencia al fuego	REI 120	
Rec. Geométrico	1.0 cm	
Base	10.0 cm	Altura necesaria en el ala

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Altura total	20.0 cm	<b>a</b>	20 mm
Altura ala	5.0 cm	<b>h<sub>s</sub></b>	12.0 cm

Como se puede ver no se cumple la altura del ala, ya que la requerida es de 12.0 cm y la real es de 5.0 cm. El recubrimiento geométrico es el mismo para todas las caras del nervio y ala de la losa aligerada.

### 3.2.5.1. CYPECAD.

Tabla 3.25. Verificación de losas macizas.

Fuente: Elaboración propia.

Losa	l <sub>x</sub> m	l <sub>y</sub> m	l <sub>y</sub> /l <sub>x</sub>	a <sub>req</sub> mm	Acero		a <sub>real</sub> mm	Ver.	Acero		a <sub>real</sub> mm	Ver.	Acero		a <sub>real</sub> mm	Ver.
					Central				Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
					Ø	c/			Ø	c/			Ø	c/		
F10E8	2.10	5.10	2.43	40	8	15.0	19	Mal	10	12.5	20	Mal	8	15.0	19	Mal
G8E6	3.65	5.25	1.44	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
G6E5	4.80	5.25	1.09	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
E10D8	3.20	5.10	1.59	25	8	15.0	19	Mal	10	12.5	20	Mal	8	15.0	19	Mal
E8D7	1.55	3.20	2.06	40	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
E6D5	3.20	5.00	1.56	25	10	15.0	20	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
D10C8	3.20	5.10	1.59	25	8	15.0	19	Mal	10	12.5	20	Mal	10	15.0	20	Mal
D8C6	3.20	3.65	1.14	20	8	15.0	19	Mal	10	15.0	20	Mal	10	15.0	20	Mal
D6C5	3.20	4.80	1.50	20	8	15.0	19	Mal	10	15.0	20	Mal	10	15.0	20	Mal
C10B8	3.65	5.10	1.40	20	8	15.0	19	Mal	10	12.5	20	Mal	8	15.0	19	Mal
C8B6	3.65	3.65	1.00	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
C6B5	3.65	5.00	1.37	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
B6A5	3.60	5.00	1.39	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal

La tabla muestra la verificación de los recubrimientos mecánicos en el centro y en los extremos de la losa para la dirección principal puesto que tiene un menor recubrimiento mecánico. Con la relación de longitudes  $l_y/l_x$ , la Tabla 2.10 nos proporcionara el recubrimiento mecánico requerido para la losa maciza.

Tabla 3.26. Verificación del nervio de losas aligeradas.

Fuente: Elaboración propia.

Losa	Acero		a <sub>real</sub> mm
	Central		
	N	Ø	
G10E8	2	12	16
G8E10	2	12	16
G6E5	2	12	16
E10D8	2	12	16
E8D7	2	12	16
E6D5	2	12	16
D10C8	2	12	16
D8C6	2	12	16
D6E5	2	12	16
C10B8	2	12	16
C8B6	2	12	16
C6B5	2	12	16
B6A5	2	12	16

b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>
mm	mm	mm
160	45	55
190	40	50
300	30	40

La tabla muestra el recubrimiento mecánico real y las dimensiones requeridas para una resistencia  $R_{120}$  del nervio de la losa aligerada.

Tabla 3.27. Verificación del ala de losas aligeradas.

Fuente: Elaboración propia.

Losa	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.
	Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
	N	Ø	mm		N	Ø	mm	
G10E8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
G8E10	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
G6E5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E10D8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E8D7	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E6D5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D10C8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D8C6	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D6E5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C10B8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C8B6	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C6B5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
B6A5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal

La tabla muestra el recubrimiento mecánico real y la verificación para el ala de la losa aligerada. El recubrimiento mecánico requerido del ala es de 20 mm.

### 3.2.5.2. SAP2000.

Tabla 3.28. Verificación de losas macizas.

Fuente: Elaboración propia.

Losa	$l_x$	$l_y$	$l_y/l_x$	$a_{req}$	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.
					Central				Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
	m	m	mm	Ø	c/	mm	Ø	c/	mm	Ø	c/	mm	Ø	c/	mm	Ø
F10E8	2.10	5.10	2.429	40	8	15.0	19	Mal	10	10.0	20	Mal	10	10.0	20	Mal
G8E6	3.65	5.25	1.438	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
G6E5	4.80	5.25	1.094	20	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal	8	15.0	19	Mal
E10D8	3.20	5.10	1.594	25	8	15.0	19	Mal	10	10.0	20	Mal	12	12.5	21	Mal
E8D7	1.55	3.20	2.065	40	8	15.0	19	Mal	12	12.5	21	Mal	12	12.5	21	Mal
E6D5	3.20	5.00	1.563	25	8	15.0	19	Mal	10	10.0	20	Mal	10	10.0	20	Mal
D10C8	3.20	5.10	1.594	25	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
D8C6	3.20	3.65	1.141	20	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
D6C5	3.20	4.80	1.500	20	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
C10B8	3.65	5.10	1.397	20	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
C8B6	3.65	3.65	1.000	20	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
C6B5	3.65	5.00	1.370	20	8	15.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal	8	10.0	19	Mal
B6A5	3.60	5.00	1.389	20	8	15.0	19	Mal	10	10.0	20	Mal	10	10.0	20	Mal

La tabla muestra la verificación de los recubrimientos mecánicos en el centro y en los extremos de la losa para la dirección principal puesto que tiene un menor recubrimiento mecánico. Con la relación de longitudes  $l_y/l_x$ , la Tabla 2.10 nos proporcionara el recubrimiento mecánico requerido para la losa maciza.

Tabla 3.29. Verificación del nervio de losas aligeradas.

Fuente: Elaboración propia.

Losas	$I_x$	$I_y$	Acero		$a_{real}$
			Central		
	m	m	N	$\emptyset$	mm
G10E8	5.10	5.25	2	10	15
G8E10	3.65	5.25	2	8	14
G6E5	4.80	5.25	2	10	15
E10D8	3.20	5.10	2	12	16
E8D7	1.55	3.20	2	12	16
E6D5	3.20	4.80	2	10	15
D10C8	3.20	5.10	2	10	15
D8C6	3.20	3.65	2	10	15
D6E5	3.20	4.80	2	10	15
C10B8	3.65	5.10	2	8	14
C8B6	3.65	3.65	2	8	14
C6B5	3.65	4.80	2	8	14
B6A5	3.60	4.80	2	10	15

$b_{min}$	$a_{min}$	$a_{sd}$
mm	mm	mm
160	45	55
190	40	50
300	30	40

La tabla muestra el recubrimiento mecánico real y las dimensiones requeridas para una resistencia  $R120$  del nervio de la losa aligerada.

Tabla 3.30. Verificación del ala de losas aligeradas.

Fuente: Elaboración propia.

Losas	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.
	Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
	N	$\emptyset$	mm		N	$\emptyset$	mm	
G10E8	2	16	18	Mal	2	12	16	Mal
G8E10	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
G6E5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E10D8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E8D7	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
E6D5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D10C8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D8C6	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
D6E5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C10B8	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C8B6	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
C6B5	2	12	16	Mal	2	12	16	Mal
B6A5	2	16	18	Mal	2	16	18	Mal

La tabla muestra el recubrimiento mecánico real y la verificación para el ala de la losa aligerada. El recubrimiento mecánico requerido del ala es de 20 mm.

### 3.3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES BAJO LA EN 1992-1-2.

La mayoría de los elementos estructurales del edificio de 10 pisos no cumplen los requisitos de resistencia  $R_{120}$ , por tanto, se asumieron nuevos valores, para que cumplan dicha resistencia al incendio.

#### 3.3.1. COLUMNAS.

Las columnas pasan a tener las siguientes dimensiones.

Tabla 3.31. Redimensionamiento de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones iniciales			Dimensiones $R_{120}$		
b	h	$rec_{geo}$	b	h	$rec_{geo}$
cm	cm	cm	cm	cm	cm
20.0	20.0	2.0	25.0	25.0	3.0
20.0	25.0	2.0			
25.0	25.0	2.0	35.0	35.0	
25.0	30.0	2.0			
30.0	30.0	2.0			
30.0	35.0	2.0	40.0	40.0	
35.0	35.0	2.0			

La tabla muestra el redimensionamiento de las secciones de columnas y el cambio del recubrimiento geométrico.

#### 3.3.2. MUROS.

Tabla 3.32. Redimensionamiento de muro.

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones iniciales			Dimensiones $R_{120}$		
Muro	e (cm)	$d_1$ (cm)	Muro	e (cm)	$rec_{geo}$ (cm)
Núcleo de ascensor	20.0	2.0	Núcleo de ascensor	20.0	3.0

La tabla muestra el cambio del recubrimiento mecánico de 2.0 a 3.5 cm, donde el  $\phi_{L,min}$  es de 10 mm.

### 3.3.3. VIGAS.

Tabla 3.33. Redimensionamiento de vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones iniciales			Dimensiones R120		
b	h	d <sub>1</sub>	b	h	rec <sub>geo</sub>
cm	cm	cm	cm	cm	cm
20.0	30.0	3.0	25.0	40.0	3.0
20.0	35.0	3.0			
20.0	40.0	3.0	30.0	45.0	

La tabla muestra el redimensionamiento de las vigas y el cambio del recubrimiento geométrico inferior de 2.5 a 3.0 cm y de 2.5 a 4.0 cm de recubrimiento geométrico lateral.

### 3.3.4. LOSAS.

Tabla 3.34. Redimensionamiento de losas.

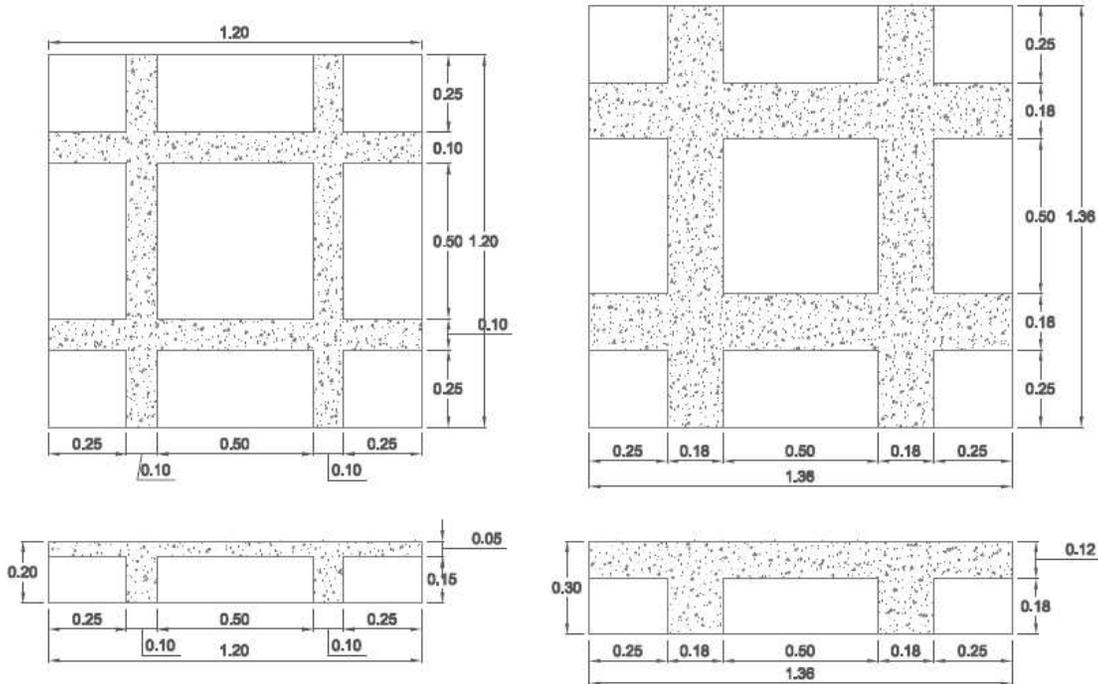
Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones iniciales				Dimensiones R120			
Losa	h (cm)	d <sub>1</sub> (cm)	d <sub>2</sub> (cm)	Losa	h (cm)	d <sub>1</sub> (cm)	ϕ <sub>Long, min</sub> (mm)
Maciza	20.0	2.0	2.5	Maciza	20.0	2.5	10.0
Aligerada	20.0	2.0	2.5	Aligerada	30.0	4.5	10.0
Losa	h <sub>nervio</sub> (cm)	h <sub>ala</sub> (cm)	h <sub>T</sub> (cm)	Losa	h <sub>nervio</sub> (cm)	h <sub>ala</sub> (cm)	h <sub>T</sub> (cm)
Aligerada	15.0	5.0	20.0	Aligerada	18.0	12.0	30.0
Losa	a <sub>v</sub> =a <sub>x</sub> (cm)	b <sub>v</sub> =b <sub>x</sub> (cm)	y <sub>T</sub> =x <sub>T</sub> (cm)	Losa	a <sub>v</sub> =a <sub>x</sub> (cm)	b <sub>v</sub> =b <sub>x</sub> (cm)	y <sub>T</sub> =x <sub>T</sub> (cm)
Aligerada	50.0	10.0	60.0	Aligerada	50.0	18.0	68.0

La tabla muestra el redimensionamiento de las dimensiones de las losas macizas y aligeradas. El recubrimiento geométrico inferior del nervio y del ala de la losa aligerada es de 4.0cm y el lateral del nervio es de 5.0cm.

Figura 3.26. Dimensiones de la losa aligerada en dos direcciones, vista en planta y corte.

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra las dimensiones de las losas aligeradas en dos direcciones, para la losa inicial y para la losa en caso de incendio.

### 3.4. VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN SITUACION DE INCENDIO.

Los datos necesarios para la verificación de los elementos fueron sacados de cada programa y llevados a tablas Excel para su análisis y comprensión. Se muestran las verificaciones para un piso

#### 3.4.1. DATOS DE INICIO.

La resistencia requerida es **R120**, como en el apartado 3.2.1 Datos de inicio. y los nuevos factores de reducción se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.35. Valores de los factores de reducción.

Fuente: Elaboración propia.

Carga principal	CM	PP	$G_k$	$Q_k$	$\psi_2$	$G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}$	$\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\eta_{fi}$
	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	
Local Comercial	2.00	5.00	7.00	5.00	0.60	10.00	17.25	0.58
Oficinas	3.00	6.51	9.51	3.00	0.30	10.41	18.31	0.57
Azotea	1.00	5.00	6.00	2.00	0.30	6.60	11.70	0.56

Este factor ayuda al cálculo de las acciones para la situación de incendio.

El apartado 3.3 Pre dimensionamiento de elementos estructurales bajo la EN 1992-1-2., están las nuevas dimensiones de los elementos estructurales y en 3.1.1 Materiales, acciones e información básica., la información restante.

### 3.4.2. COLUMNAS.

Se desarrolló el método A y el método B, como se describió en el apartado 2.4.2 Pilares<sup>(</sup>, con los siguientes datos:

$\eta_{fi}$	0.58		
$f_{cd}$	16.67 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{yd}$	347.83 MPa	N/mm <sup>2</sup>	
Rec Geo	3.0 cm		
L	3.5 m		
$\kappa$	0.50		
Resistencia al fuego	REI 120		
Exposición al fuego	2 cara(s) o mas		
Método A			
$l_0$	1.75 m	<	3.0 m
$R_l$	31.2		
Método B			
$e_{max}$	100 mm		
e/b	0.25 Max		
$\lambda_{fi}$	30 Max		

### 3.4.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.36. Datos para la verificación de columna.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Oficina 1																			
Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal						Transversal			$a_{m,real}$	$N_{di}$	$N_{di,fi}$	$M_{di}$	$M_{di,fi}$	$A_c$	$A_s$	$e$
		b	h	N	$\phi$	N	$\phi$	N	$\phi$	$s$	$\phi$	$s$	$a_{m,real}$	$N_{di}$	$N_{di,fi}$	$M_{di}$	$M_{di,fi}$	$A_c$	$A_s$	$e$
		cm	cm		mm		mm		mm											
6	A	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1858.1	1077.7	82.4	47.8	160000	1256.6	4.43	
8	A	35.0	35.0	4	20					6	20	46	1251.0	725.6	58.8	34.1	122500	1256.6	4.70	
6	B	40.0	40.0	4	16	2	12			6	20	44	2225.7	1290.9	101.0	58.6	160000	1030.4	4.54	
8	B	40.0	40.0	4	16	4	12			6	15	44	2252.0	1306.2	85.1	49.4	160000	1256.6	3.78	
10	B	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1129.4	655.1	79.7	46.2	160000	1256.6	7.06	
6	C	40.0	40.0	4	20	2	16	2	12	6	20	46	1921.3	1114.4	93.8	54.4	160000	1885.0	4.88	
8	C	40.0	40.0	4	16					6	20	44	1923.1	1115.4	69.5	40.3	160000	804.2	3.61	
10	C	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1704.9	988.8	106.2	61.6	160000	1256.6	6.23	
8	D	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1459.3	846.4	80.3	46.6	160000	1256.6	5.50	
10	D	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1578.5	915.5	101.8	59.0	160000	1256.6	6.45	
8	E	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1567.7	909.3	83.8	48.6	160000	1256.6	5.35	
10	E	40.0	40.0	4	25					8	30	51	1852.7	1074.6	111.7	64.8	160000	1963.5	6.03	
6	G	40.0	40.0	4	20	4	12			6	20	46	1931.8	1120.4	98.3	57.0	160000	1709.0	5.09	
8	G	40.0	40.0	4	25					8	30	51	1955.0	1133.9	116.3	67.5	160000	1963.5	5.95	
10	G	40.0	40.0	4	20					6	20	46	1480.4	858.6	74.8	43.4	160000	1256.6	5.05	

La tabla muestra las secciones de las columnas, la disposición del acero longitudinal y transversal y las solicitaciones como datos de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio, las propiedades geométricas, la excentricidad y la cuantía volumétrica.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.37. Verificación de columna método A.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Oficina 1	Método A																		
		Datos					Tablas Opción 1				Tablas Opción 2				Formula Ec. (9)					
Eje vert	Eje horz	Cuantía	$e_{max}$	Ver.	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$R_{nfi}$	$R_a$	$R_b$	$R_n$	R	Ver.
		$A_s < 0.04 \cdot A_c$	cm	$e_{max}$	kN	T 5.2a1		$b_{min}$	$a_{min}$	T 5.2a		$b_{min}$	$a_{min}$							
						mm	mm			mm	mm									
6	A	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.35	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	49.9	25.6	36	0	164	O.k.
8	A	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.29	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	55.3	25.6	32	0	166	O.k.
6	B	O.k.	16.00	O.k.	3025	0.43	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	O.k.	42.2	22.4	36	12	166	O.k.
8	B	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.42	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	O.k.	42.9	22.4	36	12	168	O.k.
10	B	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.21	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	62.9	25.6	36	0	192	O.k.
6	C	O.k.	16.00	O.k.	3322	0.34	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.3	25.6	36	12	193	O.k.
8	C	O.k.	16.00	O.k.	2946	0.38	350	45	O.k.	Mal	450	40	Mal	O.k.	46.6	22.4	36	0	151	O.k.
10	C	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.32	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	52.6	25.6	36	0	170	O.k.
8	D	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.27	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	57.0	25.6	36	0	179	O.k.
10	D	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.29	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	54.9	25.6	36	0	174	O.k.
8	E	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.29	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	55.1	25.6	36	0	175	O.k.
10	E	O.k.	16.00	O.k.	3350	0.32	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	52.8	32.8	36	0	185	O.k.
6	G	O.k.	16.00	O.k.	3261	0.34	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	50.5	25.6	36	12	191	O.k.
8	G	O.k.	16.00	O.k.	3350	0.34	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.1	32.8	36	0	182	O.k.
10	G	O.k.	16.00	O.k.	3104	0.28	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	56.6	25.6	36	0	178	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de; la verificación por tablas y por formula dadas en la sección 2.4.2.1 Método A. para hallar la resistencia en pilares.

Como simplificación al método A, se puede tomar  $n_{fi} = \mu_{fi}$ , puesto que con  $n_{fi}$  se supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente, por el lado de la seguridad.

Por tanto con  $n_{fi} = 0.58$ , se puede tener columnas de 350/45 ó 450/40  $\left( \frac{b_{min}}{a} \right)$ .

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.38. Verificación de columna método B.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Oficina 1	Metodo B												
		Datos								Opcion 1				
Eje vert	Eje horz	$\omega$	$n_{col}$	Ver.	e/b	Ver.	I	r	$\lambda_{fi}$	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.
		$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$		$e_{max}$		e/b		cm <sup>4</sup>	cm		$\lambda_{fi}$			$b_{min}$
											mm	mm		
6	A	0.16	0.47	O.k.	0.11	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	A	0.21	0.39	O.k.	0.13	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550	25	Mal	O.k.
6	B	0.13	0.58	O.k.	0.11	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	B	0.16	0.57	O.k.	0.09	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
10	B	0.16	0.28	O.k.	0.18	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
6	C	0.25	0.44	O.k.	0.12	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	C	0.10	0.52	O.k.	0.09	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
10	C	0.16	0.43	O.k.	0.16	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	D	0.16	0.37	O.k.	0.14	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
10	D	0.16	0.40	O.k.	0.16	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	E	0.16	0.39	O.k.	0.13	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
10	E	0.26	0.42	O.k.	0.15	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
6	G	0.22	0.46	O.k.	0.13	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
8	G	0.26	0.44	O.k.	0.15	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.
10	G	0.16	0.37	O.k.	0.13	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de la sección 2.4.2.2 Método B., donde se puede apreciar una opción para cada pilar.



### 3.4.2.2. SAP2000.

Tabla 3.39. Datos para la verificación de columna.

Fuente: *Elaboración propia.*

Nivel	Oficina 1																	
Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal				Transversal		$a_{m,real}$	$N_{di}$	$N_{di,fi}$	$M_{di}$	$M_{di,fi}$	$A_c$	$A_s$	$e$	
		b	h	N	$\phi$	N	$\phi$	$\phi$	s	mm	kN	kN	kN-m	kN-m	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	cm	
		cm	cm		mm		mm											
6	A	40.0	40.0	4	20	4	20	6	20	46	2531.9	1468.5	33.0	19.1	160000	2513.3	1.30	
8	A	35.0	35.0	4	20			6	20	46	1414.0	820.1	15.2	8.8	122500	1256.6	1.07	
6	B	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	2314.4	1342.4	41.6	24.1	160000	1658.8	1.80	
8	B	40.0	40.0	4	20	2	20	6	20	46	2246.4	1302.9	46.9	27.2	160000	1885.0	2.09	
10	B	40.0	40.0	4	20	2	20	6	20	46	1216.4	705.5	37.6	21.8	160000	1885.0	3.09	
6	C	40.0	40.0	4	20	4	16	6	20	46	2123.3	1231.5	46.0	26.7	160000	2060.9	2.17	
8	C	40.0	40.0	4	20	4	16	6	20	46	2313.2	1341.7	29.9	17.3	160000	2060.9	1.29	
10	C	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	1935.9	1122.8	43.6	25.3	160000	1658.8	2.25	
8	D	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	1863.3	1080.7	58.7	34.1	160000	1658.8	3.15	
10	D	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	1859.8	1078.7	45.6	26.4	160000	1658.8	2.45	
8	E	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	1800.3	1044.2	57.8	33.5	160000	1658.8	3.21	
10	E	40.0	40.0	4	20	4	16	6	20	46	2173.1	1260.4	50.1	29.1	160000	2060.9	2.30	
6	G	40.0	40.0	4	20	4	20	6	20	46	2199.8	1275.9	46.2	26.8	160000	2513.3	2.10	
8	G	40.0	40.0	4	20	4	20	6	20	46	2400.1	1392.1	50.0	29.0	160000	2513.3	2.08	
10	G	40.0	40.0	4	20	2	16	6	20	46	1700.6	986.4	60.2	34.9	160000	1658.8	3.54	

La tabla muestra las secciones de las columnas, la disposición del acero longitudinal y transversal y las solicitaciones como datos de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio, las propiedades geométricas, la excentricidad y la cuantía volumétrica.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.40. Verificación de columna método A.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Oficina 1	Metodo A																		
		Datos					Tablas Opción 1				Tablas Opción 2				Formula Ec. (9)					
Eje vert	Eje horz	Cuantia	$e_{max}$	Ver.	$N_{Rd}$	$\mu_{fi}$	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$R_{nfi}$	$R_a$	$R_b$	$R_n$	R	Ver.
		$A_s < 0.04 \cdot A_c$	cm	$e_{max}$	kN	T 5.2a1		$b_{min}$	$a_{min}$	T 5.2a		$b_{min}$	$a_{min}$						R120	
						mm	mm			mm	mm									
6	A	O.k.	16.00	O.k.	3541	0.41	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	44.2	25.6	36	12	177	O.k.
8	A	O.k.	14.00	O.k.	2479	0.33	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.7	25.6	32	0	158	O.k.
6	B	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.41	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	43.8	25.6	36	12	176	O.k.
8	B	O.k.	16.00	O.k.	3322	0.39	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	46.0	25.6	36	12	181	O.k.
10	B	O.k.	16.00	O.k.	3322	0.21	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	63.0	25.6	36	12	219	O.k.
6	C	O.k.	16.00	O.k.	3383	0.36	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	48.7	25.6	36	12	187	O.k.
8	C	O.k.	16.00	O.k.	3383	0.40	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	45.7	25.6	36	12	180	O.k.
10	C	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.35	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	50.2	25.6	36	12	190	O.k.
8	D	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.33	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.5	25.6	36	12	193	O.k.
10	D	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.33	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	51.5	25.6	36	12	193	O.k.
8	E	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.32	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	52.5	25.6	36	12	195	O.k.
10	E	O.k.	16.00	O.k.	3383	0.37	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	47.9	25.6	36	12	185	O.k.
6	G	O.k.	16.00	O.k.	3541	0.36	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	49.3	25.6	36	12	188	O.k.
8	G	O.k.	16.00	O.k.	3541	0.39	350	45	O.k.	O.k.	450	40	Mal	O.k.	46.2	25.6	36	12	182	O.k.
10	G	O.k.	16.00	O.k.	3244	0.30	250	40	O.k.	O.k.	350	35	O.k.	O.k.	54.2	25.6	36	12	199	O.k.

La tabla muestra el desarrollo de; la verificación por tablas y por formula dadas en la sección 2.4.2.1 Método A. para hallar la resistencia en pilares.

Como simplificación al método A, se puede tomar  $n_{fi} = \mu_{fi}$ , puesto que con  $n_{fi}$  se supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente, por el lado de la seguridad.

Por tanto con  $n_{fi} = 0.58$ , se puede tener columnas de 350/45 ó 450/40  $\left( \frac{b_{min}}{a} \right)$ .

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

Tabla 3.41. Verificación de columna método B.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Oficina 1	Metodo B																	
Eje vert	Eje horz	Datos								Opcion 1				Opcion 2					
		$\omega$	$n_{col}$	Ver.	e/b	Ver.	I	r	$\lambda_{fi}$	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	$b_{min}$	$a_{min}$	Ver.	Ver.	
		$\frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$		$e_{max}$		e/b		cm <sup>4</sup>	cm		$\lambda_{fi}$			$b_{min}$	$a_{min}$			$b_{min}$	$a_{min}$
6	A	0.33	0.54	O.k.	0.03	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	450	50	Mal	Mal	600	25	Mal	O.k.	
8	A	0.21	0.44	O.k.	0.03	O.k.	125052	10.1	17	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
6	B	0.22	0.55	O.k.	0.04	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
8	B	0.25	0.52	O.k.	0.05	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
10	B	0.25	0.28	O.k.	0.08	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
6	C	0.27	0.48	O.k.	0.05	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
8	C	0.27	0.52	O.k.	0.03	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
10	C	0.22	0.46	O.k.	0.06	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
8	D	0.22	0.44	O.k.	0.08	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
10	D	0.22	0.44	O.k.	0.06	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
8	E	0.22	0.43	O.k.	0.08	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
10	E	0.27	0.49	O.k.	0.06	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	
6	G	0.33	0.47	O.k.	0.05	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	450	50	Mal	Mal	600	25	Mal	O.k.	
8	G	0.33	0.51	O.k.	0.05	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	450	50	Mal	Mal	600	25	Mal	O.k.	
10	G	0.22	0.40	O.k.	0.09	O.k.	213333	11.5	15	O.k.	550	25	Mal	O.k.			Mal	Mal	

La tabla muestra el desarrollo de la sección 2.4.2.2 Método B., donde se puede apreciar hasta dos opciones para algunos pilares.

### 3.4.3. MUROS.

Los muros se verificaron de acuerdo a la sección 2.4.3 Muros, con los siguientes datos de inicio:

$$\eta_{fi} = 0.58$$

$$f_{cd} = 16.67 \text{ MPa} \quad \text{N/mm}^2$$

$f_{yd}$	347.83 MPa	N/mm <sup>2</sup>
Rec Geo	3.0 cm	
Long	3.5 m	
Resistencia al fuego	REI 120	120
Exposición al fuego	1 cara(s)	
Nivel	Oficina 1	

El cálculo de  $\mu_{fi}$  para muros estructurales es igual que para columnas.

#### 3.4.3.1. Muros no estructurales.

Tabla 3.42. Verificación de muros no estructurales

*Fuente: Elaboración propia.*

Espesor de muro		
Real	Mínimo	Verificación
20.0 cm	12.0 cm	O.k.

El muro no estructural tiene el mismo espesor en todos los pisos. Por tanto debe cumplir con los criterios de Integridad (E) y de Aislamiento (I).

#### 3.4.3.2. Muros estructurales

El cálculo de  $\mu_{fi}$  para muros estructurales es igual que para columnas.

### 3.4.3.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.43. Verificación de muros estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal		Transversal		a <sub>m,real</sub>	N <sub>di</sub>	N <sub>di,fi</sub>	M <sub>di</sub>	M <sub>di,fi</sub>	A <sub>c</sub>	A <sub>s</sub>	N <sub>Rd</sub>	μ <sub>fi</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	Ver.	Ver.	l/e	Ver.
		b	l	φ	s	φ	s															
		cm	cm	mm	cm	mm	cm															
6-7 D		20.0	190.0	8	20	8	25	42	2866.8	1662.8	197.8	114.7	380000	955.0	6666	0.25	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
6-7 E		20.0	190.0	8	20	8	25	42	2866.8	1662.8	197.8	114.7	380000	955.0	6666	0.25	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
7 D-E		20.0	340.0	8	20	8	25	42	5130.1	2975.5	178.0	103.2	680000	1709.0	11928	0.25	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.

### 3.4.3.2.1. SAP2000.

Tabla 3.44. Verificación de muros estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Eje vert	Eje horz	Dimensiones		Longitudinal		Transversal		a <sub>m,real</sub>	N <sub>di</sub>	N <sub>di,fi</sub>	M <sub>di</sub>	M <sub>di,fi</sub>	A <sub>c</sub>	A <sub>s</sub>	N <sub>Rd</sub>	μ <sub>fi</sub>	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	Ver.	Ver.	l/e	Ver.
		b	l	φ	s	φ	s															
		cm	cm	mm	cm	mm	cm															
6-7 D		20.0	190.0	10	15	8	10	43	3547.3	2057.4	7.6	4.4	380000	1989.7	7025	0.29	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
6-7 E		20.0	190.0	10	15	8	10	43	3547.3	2057.4	7.6	4.4	380000	1989.7	7025	0.29	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.
7 D-E		20.0	340.0	8	15	8	15	42	6545.0	3796.1	51.9	30.1	680000	2278.7	12126	0.31	150	25	O.k.	O.k.	17.5	O.k.

Las tablas muestran las secciones, disposición del acero longitudinal y transversal y solicitaciones del núcleo de ascensor, como dato de partida para hallar las solicitaciones en situación de incendio y el desarrollo de la sección 2.4.3.2 Muros portantes macizos. Se aplica la 0, tomando en cuenta que el muro está expuesto en una cara.

### 3.4.4. VIGAS.

Se desarrolló el procedimiento de la sección 2.4.4 Vigas y los resultados se presentan en las siguientes tablas:

Datos	
Recubrimiento geométrico	3.0 cm
Resistencia al fuego	REI 120

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

3.4.4.1. CYPECAD.

Tabla 3.45. Verificación de vigas

Fuente: Elaboración propia.

Vigas		Opcion N°1							Opcion N°2				Opcion N°3				Opcion N°4				Opcion 5													
Nivel	Local comercial	Acero de refuerzo		Estribo		a <sub>m</sub>			Ver				Ver				Ver				Ver				Promedio de 1 y 2									
Eje	Tramo	b	h	Central		Cent	Cent	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 1		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 2		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 3		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 4		b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Ver			
		cm	cm	N	φ	N	φ	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
F	10-8	25.0	40.0	2	12		6	42	200	65	75	O.k.	Mal	240	60	70	O.k.	Mal	300	55	65	Mal	Mal	500	50	60	Mal	Mal	220	62.5	72.5	O.k.	Mal	
E	10-8	30.0	45.0	3	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
D	10-8	30.0	45.0	3	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
C	10-8	30.0	45.0	3	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
B	10-8	30.0	45.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
E	8-7	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
D	8-7	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
C	8-6	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
B	8-6	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
E	6-5	30.0	45.0	4	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
D	6-5	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.
C	6-5	30.0	45.0	3	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
B	6-5	30.0	45.0	3	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
8	G-E	30.0	45.0	2	16	1	12	6	44	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.
6	G-E	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.
8	E-D	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
6	E-D	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
8	D-C	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
6	D-C	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
8	C-B	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
6	C-B	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	
6	B-A	25.0	40.0	2	12		6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	Mal	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50	O.k.	O.k.	

La tabla muestra la sección, cantidad de acero longitudinal y transversal, el recubrimiento mecánico y las 4 opciones que te da la Tabla 2.8 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla 5.7). para cada tramo de viga para el nivel del Local comercial.

Proyecto de grado: "Verificación de elementos estructurales de un edificio de 10 pisos en situación de incendio".

### 3.4.4.2. SAP2000.

Tabla 3.46. Verificación de vigas

Fuente: Elaboración propia.

Vigas		Opcion N° 1										Opcion N° 2				Opcion N° 3				Opcion N° 4				Opcion N° 5										
Nivel	Local comercial	Acero de refuerzo						Estribo	a <sub>m</sub>	Ver				Promedio de 1 y 2																				
Eje	Tramo	b	h	Central				Cent	Cent	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 1	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 2	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 3	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Op 4	b	a	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>	a <sub>sd</sub>	Ver			
		cm	cm	N	φ	N	φ	mm	mm	mm	mm	mm	mm	b	a	mm	mm	mm	b	a	mm	mm	mm	b	a	mm	mm	mm	b <sub>min</sub>	a <sub>min</sub>				
F	10-8	25.0	40.0	4	12			6	42	200	65	75	O.k.	Mal	240	60	70	O.k.	Mal	300	55	65	Mal	Mal	500	50	60	Mal	Mal	220	62.5	72.5	O.k.	Mal
E	10-8	30.0	45.0	4	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
D	10-8	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
C	10-8	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
B	10-8	30.0	45.0	4	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
E	8-7	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
D	8-7	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
C	8-6	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
B	8-6	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
E	6-5	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
D	6-5	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
C	6-5	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
B	6-5	30.0	45.0	3	12	1	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
8	G-E	30.0	45.0	2	16	1	12	6	44	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
6	G-E	30.0	45.0	4	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
8	E-D	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
6	E-D	25.0	40.0	2	12	2	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
8	D-C	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
6	D-C	25.0	40.0	2	12	2	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
8	C-B	25.0	40.0	3	12			6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
6	C-B	25.0	40.0	2	12	2	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.
6	B-A	25.0	40.0	2	12	2	10	6	42	200	45	55	O.k.	Mal	300	35	45	O.k.	O.k.	450	35	45	Mal	O.k.	500	30	40	Mal	O.k.	250	40.0	50.0	O.k.	O.k.

La tabla muestra la sección, cantidad de acero longitudinal y transversal, el recubrimiento mecánico y las 4 opciones que se da la Tabla 2.8 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla 5.7). para cada tramo de viga para el nivel del Local comercial.

### 3.4.5. LOSAS.

Las losas se verificaron de acuerdo a la sección 2.4.5 Losas, con los siguientes datos de inicio:

Piso	Local Comercial	
Losa	Maciza	
Resistencia al fuego	REI 120	
Rec. Geométrico	2.0 cm	Altura necesaria
Altura	20.0 cm	$h_s$ 12.0 cm

Piso	Oficina 1	
Losa	Aligerada	
Resistencia al fuego	REI 120	
Rec. Geométrico	4.0 cm	
Ancho base	18.0 cm	Altura necesaria en el ala
Altura total	30.0 cm	$a$ 20 mm
Altura ala	12.0 cm	$h_s$ 12.0 cm

Se impone  $\phi_{long,min} = 10 mm$ .

Se muestra las verificaciones para el software CYPECAD, ya que las verificaciones son más de tipo geométrico. Sin embargo en los archivos digitales esta la verificación para ambos softwares.

Tabla 3.47. Verificación de losas macizas para CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Losa	$l_x$	$l_y$	$l_y/l_x$	$a_{req}$	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.
					Central				Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
	m	m		mm	Ø	c/	mm	Ø	c/	Ø	c/	mm	Ø	c/	mm	
F10E8	2.10	5.10	2.429	40	10	15.0	25	Mal	10	12.5	25	Mal	10	15.0	25	Mal
G8E6	3.65	5.25	1.438	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
G6E5	4.80	5.25	1.094	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
E10D8	3.20	5.10	1.594	25	10	15.0	25	O.k.	10	12.5	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
E8D7	1.55	3.20	2.065	40	10	15.0	25	Mal	10	15.0	25	Mal	10	15.0	25	Mal
E6D5	3.20	5.00	1.563	25	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
D10C8	3.20	5.10	1.594	25	10	15.0	25	O.k.	10	12.5	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
D8C6	3.20	3.65	1.141	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
D6C5	3.20	4.80	1.500	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
C10B8	3.65	5.10	1.397	20	10	15.0	25	O.k.	10	12.5	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
C8B6	3.65	3.65	1.000	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
C6B5	3.65	5.00	1.370	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.
B6A5	3.60	5.00	1.389	20	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.	10	15.0	25	O.k.

Las dos verificaciones que no se cumplen son las losas F10E8 y E8D7, porque la relación de longitudes es mayor a 2, considerándose como losas unidireccionales.

Tabla 3.48. Verificación de los anchos de las losas aligeradas para CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Losas	$I_x$	$I_y$	$I_y/I_x$	Acero		$a_{real}$
				Central		
	m	m	N	$\emptyset$	mm	
G10E8	5.10	5.25	1.029	2	12	46
G8E10	3.65	5.25	1.438	2	12	46
G6E5	4.80	5.25	1.094	2	12	46
E10D8	3.20	5.10	1.594	2	12	46
E8D7	1.55	3.20	2.065	2	12	46
E6D5	3.20	4.80	1.500	2	12	46
D10C8	3.20	5.10	1.594	2	12	46
D8C6	3.20	3.65	1.141	2	12	46
D6E5	3.20	4.80	1.500	2	12	46
C10B8	3.65	5.10	1.397	2	12	46
C8B6	3.65	3.65	1.000	2	12	46
C6B5	3.65	4.80	1.315	2	12	46
B6A5	3.60	4.80	1.333	2	12	46

$b_{min}$	$a_{min}$	$a_{sd}$
mm	mm	mm
160	45	55
190	40	50
300	30	40

El ancho en la base de las losas aligeradas es de 18.0 cm, con un recubrimiento geométrico inferior de 4.0cm y lateral de 5.0cm y diámetro longitudinal mínimo de 10mm ( $a_{real} \geq 4.5\text{ cm}$ ). Por lo que todas las losas cumplen con la primera opción de la verificación  $b_{min} = 16.0\text{ cm}$ ,  $a_{min} = 4.5\text{ cm}$  y  $a_{sd} = 5.5\text{ cm}$ .

Tabla 3.49. Verificación de las alas de las losas aligeradas.

Fuente: Elaboración propia.

Acero		$a_{real}$	Ver.	Acero		$a_{real}$	Ver.
Superior <sub>1</sub>				Superior <sub>2</sub>			
N	$\emptyset$	mm		N	$\emptyset$	mm	
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.
2	10	45	O.k.	2	10	45	O.k.

Para las alas se necesita un recubrimiento mecánico  $a_{min} = 2.0\text{ cm}$ , el cual es superado tan solo con el recubrimiento geométrico de 4.0 cm.

### 3.5. CANTIDADES DE OBRA INICIALES.

Se muestra las cantidades de hormigón y de acero para cada programa y elemento que se verifico al incendio.

#### 3.5.1. VOLUMEN DE HORMIGÓN.

Para ambos programas el volumen de hormigón es el mismo y está en ( $m^3$ ).

Tabla 3.50. Volumen de hormigón.

Fuente: *Elaboración propia.*

Volumen de Hormigón ( $m^3$ )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	57.47	14.58	17.69	12.96	<b>102.70</b>
<b>Oficina 1</b>	32.67	19.22	15.16	10.08	<b>77.13</b>
<b>Oficina 2</b>	32.67	19.22	12.08	10.08	<b>74.05</b>
<b>Oficina 3</b>	32.67	19.22	11.76	10.08	<b>73.73</b>
<b>Oficina 4</b>	32.67	19.22	11.36	10.08	<b>73.33</b>
<b>Oficina 5</b>	32.67	19.22	8.93	10.08	<b>70.90</b>
<b>Oficina 6</b>	32.67	19.22	8.75	10.08	<b>70.72</b>
<b>Oficina 7</b>	32.67	19.22	8.49	10.08	<b>70.46</b>
<b>Oficina 8</b>	32.67	19.22	6.63	10.08	<b>68.60</b>
<b>Oficina 9</b>	32.67	19.22	5.60	10.08	<b>67.57</b>
<b>Azotea</b>	63.73	19.22	5.32	10.08	<b>98.35</b>
<b>Techo Azotea</b>	2.04	0.38	-	10.08	<b>12.50</b>
<b>Total</b>	<b>417.29</b>	<b>207.16</b>	<b>111.75</b>	<b>123.84</b>	<b>860.04</b>

El volumen del hormigón es igual para los pisos destinados a oficinas, en las losas, vigas y pantalla.

#### 3.5.2. PESOS DE ACERO.

Se muestran los pesos totales de los aceros por nivel y elemento en ( $kg$ ).

### 3.5.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.51. Peso de acero CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero CYPE (kg)					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	3 841.63	1 236.25	5 163.90	1 864.67	<b>12 106.45</b>
<b>Oficina 1</b>	3 724.99	2 227.83	2 932.57	807.14	<b>9 692.53</b>
<b>Oficina 2</b>	3 728.27	2 331.52	2 574.79	512.57	<b>9 147.15</b>
<b>Oficina 3</b>	3 724.99	2 423.67	2 564.07	405.20	<b>9 117.93</b>
<b>Oficina 4</b>	3 702.31	2 341.99	2 385.89	405.20	<b>8 835.39</b>
<b>Oficina 5</b>	3 725.04	2 260.18	2 303.54	405.20	<b>8 693.96</b>
<b>Oficina 6</b>	2 936.63	2 279.07	2 092.08	405.20	<b>7 712.98</b>
<b>Oficina 7</b>	2 936.44	2 173.76	2 046.24	405.20	<b>7 561.64</b>
<b>Oficina 8</b>	2 936.42	1 984.07	1 864.29	405.20	<b>7 189.98</b>
<b>Oficina 9</b>	2 936.37	1 881.92	1 558.86	405.20	<b>6 782.35</b>
<b>Azotea</b>	4 645.44	1 629.61	830.93	486.53	<b>7 592.51</b>
<b>Techo Azotea</b>	150.57	27.85	-	484.81	<b>663.23</b>
<b>Total</b>	<b>38 989.11</b>	<b>22 797.74</b>	<b>26 317.15</b>	<b>6 992.11</b>	<b>95 096.10</b>

### 3.5.2.2. SAP2000.

Tabla 3.52. Peso de acero SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero SAP2000 (kg)					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	4 670.05	1 762.08	5 041.52	2 162.74	<b>13 636.40</b>
<b>Oficina 1</b>	3 104.71	1 981.37	3 036.78	1 025.76	<b>9 148.62</b>
<b>Oficina 2</b>	3 655.91	2 004.44	3 444.91	780.35	<b>9 885.61</b>
<b>Oficina 3</b>	3 466.60	2 008.97	3 045.47	704.74	<b>9 225.78</b>
<b>Oficina 4</b>	3 743.82	2 161.60	2 822.99	656.22	<b>9 384.63</b>
<b>Oficina 5</b>	3 781.33	2 178.82	2 728.95	654.41	<b>9 343.50</b>
<b>Oficina 6</b>	3 831.38	2 118.33	2 436.60	603.71	<b>8 990.02</b>
<b>Oficina 7</b>	3 574.60	2 160.10	2 065.37	605.84	<b>8 405.91</b>
<b>Oficina 8</b>	3 417.40	2 313.56	2 003.70	779.59	<b>8 514.25</b>
<b>Oficina 9</b>	3 262.81	2 256.26	1 712.16	784.77	<b>8 016.00</b>
<b>Azotea</b>	7 066.96	2 109.88	1 215.33	894.65	<b>11 286.81</b>
<b>Techo Azotea</b>	150.57	32.53	-	980.44	<b>1 163.54</b>

Peso de Acero SAP2000 (kg)					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Total</b>	<b>43 726.13</b>	<b>23 087.93</b>	<b>29 553.79</b>	<b>10 633.21</b>	<b>107 001.07</b>

Las tablas muestran los pesos de acero de cada programa y los pesos totales por nivel y elemento.

### 3.5.3. CUANTÍA DE LA OBRA.

Se calcularon las cuantías para cada programa por nivel y elemento en  $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ .

#### 3.5.3.1. CYPECAD.

Tabla 3.53. Cuantía de CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía CYPECAD (kg/m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	66.85	84.79	291.99	143.88	<b>117.89</b>
<b>Oficina 1</b>	114.01	115.91	193.51	80.07	<b>125.67</b>
<b>Oficina 2</b>	114.11	121.31	213.23	50.85	<b>123.53</b>
<b>Oficina 3</b>	114.01	126.10	218.03	40.20	<b>123.66</b>
<b>Oficina 4</b>	113.32	121.85	210.07	40.20	<b>120.49</b>
<b>Oficina 5</b>	114.01	117.60	258.10	40.20	<b>122.63</b>
<b>Oficina 6</b>	89.88	118.58	239.09	40.20	<b>109.06</b>
<b>Oficina 7</b>	89.88	113.10	241.09	40.20	<b>107.32</b>
<b>Oficina 8</b>	89.88	103.23	281.08	40.20	<b>104.80</b>
<b>Oficina 9</b>	89.87	97.92	278.37	40.20	<b>100.37</b>
<b>Azotea</b>	72.89	84.79	156.19	48.27	<b>77.20</b>
<b>Techo Azotea</b>	73.81	72.53	-	48.10	<b>53.04</b>
<b>Total</b>	<b>93.43</b>	<b>110.05</b>	<b>235.51</b>	<b>56.46</b>	<b>110.57</b>

### 3.5.3.2. SAP2000.

Tabla 3.54. Cuantía de SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía SAP2000 (kg/m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	81.26	120.85	285.07	166.88	132.78
<b>Oficina 1</b>	95.03	103.09	200.38	101.76	118.62
<b>Oficina 2</b>	111.90	104.29	285.29	77.42	133.50
<b>Oficina 3</b>	106.10	104.53	258.97	69.91	125.13
<b>Oficina 4</b>	114.59	112.47	248.56	65.10	127.98
<b>Oficina 5</b>	115.74	113.36	305.76	64.92	131.79
<b>Oficina 6</b>	117.27	110.22	278.47	59.89	127.12
<b>Oficina 7</b>	109.41	112.39	243.34	60.10	119.30
<b>Oficina 8</b>	104.60	120.37	302.10	77.34	124.11
<b>Oficina 9</b>	99.87	117.39	305.74	77.85	118.63
<b>Azotea</b>	110.89	109.78	228.45	88.75	114.76
<b>Techo Azotea</b>	73.81	84.72	-	97.27	93.05
<b>Total</b>	104.79	111.45	264.47	85.86	124.41

Las tablas muestran las cuantías para ambos programas, en la columna y fila de totales las cuantías mostradas son de los totales de  $H^0$  y  $A^0$  mostradas en las anteriores tablas.

### 3.6. CANTIDADES DE OBRA CON EL PREDIMENSIONAMIENTO AL INCENDIO.

Se muestra las cantidades de hormigón y de acero para cada programa y elemento que se verifico al incendio.

#### 3.6.1. VOLUMEN DE HORMIGÓN.

Para ambos programas el volumen de hormigón es el mismo y está en ( $m^3$ ).

Tabla 3.55. Volumen de hormigón.

Fuente: Elaboración propia.

Volumen de Hormigón (m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	57.47	21.58	22.70	12.96	<b>114.71</b>
<b>Oficina 1</b>	73.09	28.88	19.06	10.08	<b>131.11</b>
<b>Oficina 2</b>	73.09	28.88	16.43	10.08	<b>128.48</b>
<b>Oficina 3</b>	73.09	28.88	15.96	10.08	<b>128.01</b>

Volumen de Hormigón (m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Oficina 4	73.09	28.88	15.49	10.08	<b>127.54</b>
Oficina 5	73.09	28.88	14.61	10.08	<b>126.66</b>
Oficina 6	73.09	28.88	14.61	10.08	<b>126.66</b>
Oficina 7	73.09	28.88	14.61	10.08	<b>126.66</b>
Oficina 8	73.09	28.88	9.08	10.08	<b>121.13</b>
Oficina 9	73.09	28.88	7.68	10.08	<b>119.73</b>
Azotea	63.73	28.88	7.68	10.08	<b>110.37</b>
Techo Azotea	2.04	0.64	-	10.08	<b>12.76</b>
<b>Total</b>	<b>781.07</b>	<b>310.99</b>	<b>157.93</b>	<b>123.84</b>	<b>1 373.82</b>

### 3.6.2. PESOS DE ACERO.

Se muestran los pesos totales de los aceros por nivel y elemento en (kg).

#### 3.6.2.1. CYPECAD.

Tabla 3.56. Peso de acero CYPECAD

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero CYPECAD (kg)					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	5 041.41	1 536.82	3 785.20	614.15	<b>10 977.58</b>
<b>Oficina 1</b>	3 219.46	2 384.48	8 443.41	418.95	<b>14 466.30</b>
<b>Oficina 2</b>	3 218.20	2 455.33	766.71	418.97	<b>6 859.20</b>
<b>Oficina 3</b>	3 731.52	2 469.82	757.21	418.96	<b>7 377.51</b>
<b>Oficina 4</b>	3 731.52	2 485.18	808.81	418.96	<b>7 444.46</b>
<b>Oficina 5</b>	3 731.52	2 528.68	704.24	418.96	<b>7 383.40</b>
<b>Oficina 6</b>	3 731.52	2 516.33	641.52	418.95	<b>7 308.32</b>
<b>Oficina 7</b>	3 731.52	2 314.69	641.30	418.96	<b>7 106.47</b>
<b>Oficina 8</b>	3 731.30	2 129.91	594.75	418.96	<b>6 874.92</b>
<b>Oficina 9</b>	3 731.29	2 064.41	529.25	418.95	<b>6 743.90</b>
<b>Azotea</b>	5 479.44	1 873.10	2 186.42	487.71	<b>10 026.67</b>
<b>Techo Azotea</b>	150.57	30.23	-	489.98	<b>670.77</b>
<b>Total</b>	<b>43 229.27</b>	<b>24 788.97</b>	<b>19 858.81</b>	<b>5 362.46</b>	<b>93 239.51</b>

### 3.6.2.2. SAP2000.

Tabla 3.57. Peso de acero SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero SAP2000 (kg)					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	7 573.65	1 845.29	5 117.70	978.76	<b>15 515.40</b>
<b>Oficina 1</b>	3 667.67	2 279.89	10 920.78	778.66	<b>17 646.99</b>
<b>Oficina 2</b>	3 695.22	2 343.93	855.85	676.04	<b>7 571.05</b>
<b>Oficina 3</b>	3 666.85	2 420.83	839.12	676.04	<b>7 602.85</b>
<b>Oficina 4</b>	3 678.99	2 430.44	715.95	676.03	<b>7 501.41</b>
<b>Oficina 5</b>	3 845.01	2 450.10	700.95	676.04	<b>7 672.09</b>
<b>Oficina 6</b>	3 845.01	2 458.50	638.24	676.02	<b>7 617.76</b>
<b>Oficina 7</b>	3 928.18	2 465.08	654.00	683.07	<b>7 730.34</b>
<b>Oficina 8</b>	3 940.09	2 515.72	624.50	778.68	<b>7 858.97</b>
<b>Oficina 9</b>	3 940.09	2 522.40	526.17	905.38	<b>7 894.04</b>
<b>Azotea</b>	10 034.82	2 544.55	2 587.57	960.75	<b>16 127.68</b>
<b>Techo Azotea</b>	227.51	48.82	-	1 039.59	<b>1 315.92</b>
<b>Total</b>	<b>52 043.09</b>	<b>26 325.55</b>	<b>24 180.81</b>	<b>9 505.07</b>	<b>112 054.51</b>

Las tablas muestran los pesos de acero de cada programa y los pesos totales por nivel y elemento.

### 3.6.3. CUANTÍA DE LA OBRA.

Se calcularon las cuantías para cada programa por nivel y elemento en  $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ .

#### 3.6.3.1. CYPECAD.

Tabla 3.58. Cuantía CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía CYPECAD (kg/m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
<b>Local Comercial</b>	87.72	71.21	166.73	47.39	95.70
<b>Oficina 1</b>	44.05	82.58	443.05	41.56	110.34
<b>Oficina 2</b>	44.03	85.03	46.66	41.56	53.39
<b>Oficina 3</b>	51.05	85.53	47.44	41.56	57.63

Cuantía CYPECAD (kg/m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Oficina 4	51.05	86.06	52.22	41.56	58.37
Oficina 5	51.05	87.57	48.19	41.56	58.29
Oficina 6	51.05	87.14	43.90	41.56	57.70
Oficina 7	51.05	80.16	43.89	41.56	56.11
Oficina 8	51.05	73.76	65.48	41.56	56.76
Oficina 9	51.05	71.49	68.89	41.56	56.33
Azotea	85.98	64.87	284.60	48.38	90.85
Techo Azotea	73.81	47.23	-	48.61	52.57
<b>Total</b>	<b>55.35</b>	<b>79.71</b>	<b>125.75</b>	<b>43.30</b>	<b>67.87</b>

### 3.6.3.2. SAP2000.

Tabla 3.59. Cuantía SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía SAP2000 (kg/m <sup>3</sup> )					
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Local Comercial	131.78	85.50	225.42	75.52	<b>135.25</b>
Oficina 1	50.18	78.95	573.04	77.25	<b>134.60</b>
Oficina 2	50.56	81.17	52.08	67.07	<b>58.93</b>
Oficina 3	50.17	83.83	52.58	67.07	<b>59.39</b>
Oficina 4	50.33	84.17	46.23	67.07	<b>58.82</b>
Oficina 5	52.61	84.85	47.97	67.07	<b>60.57</b>
Oficina 6	52.61	85.14	43.68	67.07	<b>60.14</b>
Oficina 7	53.74	85.37	44.76	67.77	<b>61.03</b>
Oficina 8	53.91	87.12	68.76	77.25	<b>64.88</b>
Oficina 9	53.91	87.35	68.49	89.82	<b>65.93</b>
Azotea	157.46	88.12	336.81	95.31	<b>146.13</b>
Techo Azotea	111.53	76.28	-	103.13	<b>103.13</b>
<b>Total</b>	<b>66.63</b>	<b>84.65</b>	<b>153.12</b>	<b>76.75</b>	<b>81.56</b>

Las tablas muestran las cuantías para ambos programas, en la columna y fila de totales las cuantías mostradas son de los totales de  $H^0$  y  $A^0$  mostradas en las anteriores tablas.

### 3.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Para el análisis de Precios Unitarios se tomaron los parámetros de cálculo del programa PRESCOM.

### 3.7.1. PARÁMETROS DE CÁLCULOS DE PU.

Se muestran las formulas y las incidencias consideradas para el cálculo de PU.

**Parámetros de cálculo:** Orden = Posición en la impre

	Parámetro	%	Fórmula
A	MATERIALES		*
B	MANO DE OBRA		*
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		*
D	<b>TOTAL MATERIALES</b>		A
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA		B
F	Cargas Sociales	60.88	E
G	TOTAL MANO DE OBRA		E+F+O
H	Herramientas menores	5.00	G
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		C+H
J	SUB TOTAL		D+G+I
K			
L	Gastos generales y administrativos	10.00	J
M	Utilidad	8.00	J+L
N	PARCIAL		J+L+M
O	Impuesto al Valor Agregado	14.94	E+F
P	Impuesto a las Transacciones	3.09	N
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO		N+P



**3.7.2. P.U. COLUMNA.**

Ítem		: Columna H-25			Unidad:	m3
Proyecto		: Construcción de un edificio de 10 pisos			Fecha:	21/06/2021
					Moneda:	Bs
N°	P	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	<b>MATERIALES</b>				
1		Arena común	m3	0.40	85.80	34.32
2		Cemento Portland	kg	380.00	1.20	456.00
3		Grava de 16mm	m3	0.92	110.00	101.20
4		Madera de construcción	pie2	120.00	4.90	588.00
5		Clavos	kg	1.20	11.00	13.20
6		Agua	l	190.00	1.50	285.00
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>1 477.72</b>
	B	<b>MANO DE OBRA</b>				
1		Albañil	hr	9.00	18.00	162.00
2		Armador	hr	5.00	18.00	90.00
3		Encofrador	hr	15.00	18.00	270.00
4		Ayudante	hr	30.00	14.00	420.00
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>942.00</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	573.49
	O	IVA		14.94%	E+F	226.41
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>1 741.90</b>
	C	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA</b>				
1		Mezcladora	hr	0.45	35.00	15.75
2		Vibradora	hr	0.30	25.00	7.50
	H	Herramientas menores		5.00%	G	87.10
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>110.35</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>3 329.97</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	333.00
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	293.04
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>3 956.00</b>
	P	IT		3.09%	N =	122.24
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>4 078.24</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>4 078.24</b>

**3.7.1. P.U. PANTALLA.**

Ítem		: Pantalla H-25			Unidad:	m3
Proyecto		: Construcción de un edificio de 10 pisos			Fecha:	21/06/2021
					Moneda:	Bs
N°	P	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	<b>MATERIALES</b>				
1		Arena común	m3	0.40	85.80	34.32
2		Cemento Portland	kg	380.00	1.20	456.00
3		Grava de 16mm	m3	0.92	110.00	101.20
4		Madera de construcción	pie2	80.00	4.90	392.00
5		Clavos	kg	4.00	11.00	44.00
6		Agua	l	190.00	1.50	285.00
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>1 312.52</b>
	B	<b>MANO DE OBRA</b>				
1		Albañil	hr	10.00	18.00	180.00
2		Armador	hr	5.00	18.00	90.00
3		Encofrador	hr	10.00	18.00	180.00
4		Ayudante	hr	27.00	14.00	378.00
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>828.00</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	504.09
	O	IVA		14.94%	E+F	199.01
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>1 531.10</b>
	C	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA</b>				
1		Mezcladora	hr	0.45	35.00	15.75
2		Vibradora	hr	0.30	25.00	7.50
	H	Herramientas menores		5.00%	G	76.56
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>99.81</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>2 943.43</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	294.34
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	259.02
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>3 496.79</b>
	P	IT		3.09%	N =	108.05
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>3 604.84</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>3 604.84</b>

**3.7.1. P.U. VIGA.**

Ítem		: Viga H-25			Unidad:	m3
Proyecto		: Construcción de un edificio de 10 pisos			Fecha:	21/06/2021
					Moneda:	Bs
N°	P	Insumo/Parámetro	Unid.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	MATERIALES				
1		Arena común	m3	0.40	85.80	34.32
2		Cemento Portland	kg	380.00	1.20	456.00
3		Grava de 16mm	m3	0.92	110.00	101.20
4		Madera de construcción	pie2	100.00	4.90	490.00
5		Clavos	kg	2.00	11.00	22.00
6		Agua	l	190.00	1.50	285.00
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>1 388.52</b>
	B	MANO DE OBRA				
1		Albañil	hr	9.00	18.00	162.00
2		Armador	hr	5.00	18.00	90.00
3		Encofrador	hr	15.00	18.00	270.00
4		Ayudante	hr	32.00	14.00	448.00
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>970.00</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	590.54
	O	IVA		14.94%	E+F	233.14
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>1 793.68</b>
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA				
1		Mezcladora	hr	0.45	35.00	15.75
2		Vibradora	hr	0.30	25.00	7.50
	H	Herramientas menores		5.00%	G	89.68
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>112.93</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>3 295.13</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	329.51
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	289.97
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>3 914.62</b>
	P	IT		3.09%	N =	120.96
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>4 035.58</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>4 035.58</b>

**3.7.2. P.U. LOSA MACIZA.**

<b>Ítem</b>	<b>: Losa maciza H-25</b>				<b>Unidad:</b>	<b>m3</b>
<b>Proyecto</b>	<b>: Construcción de un edificio de 10 pisos</b>				<b>Fecha:</b>	<b>21/06/2021</b>
					<b>Moneda:</b>	<b>Bs</b>
N°	P	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	<b>MATERIALES</b>				
1		Arena común	m3	0.40	85.80	34.32
2		Cemento Portland	kg	380.00	1.20	456.00
3		Grava de 16mm	m3	0.92	110.00	101.20
4		Madera de construcción	pie2	90.00	4.90	441.00
5		Clavos	kg	1.20	11.00	13.20
6		Agua	l	190.00	1.50	285.00
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>1 330.72</b>
	B	<b>MANO DE OBRA</b>				
1		Albañil	hr	9.00	18.00	162.00
2		Armador	hr	5.00	18.00	90.00
3		Encofrador	hr	8.00	18.00	144.00
4		Ayudante	hr	25.00	14.00	350.00
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>746.00</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	454.16
	O	IVA		14.94%	E+F	179.30
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>1 379.47</b>
	C	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA</b>				
1		Mezcladora	hr	0.45	35.00	15.75
2		Vibradora	hr	0.30	25.00	7.50
	H	Herramientas menores		5.00%	G	68.97
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>92.22</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>2 802.41</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	280.24
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	246.61
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>3 329.27</b>
	P	IT		3.09%	N =	102.87
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>3 432.14</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>3 432.14</b>

**3.7.3. P.U. LOSA ALIGERADA.**

Ítem		: Losa aligerada H-25			Unidad:	m3
Proyecto		: Construcción de un edificio de 10 pisos			Fecha:	21/06/2021
					Moneda:	Bs
N°	P	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	MATERIALES				
1		Arena común	m3	0.24	85.80	20.59
2		Cemento Portland	kg	228.00	1.20	273.60
3		Grava de 16mm	m3	0.55	110.00	60.72
4		Madera de construcción	pie2	90.00	4.90	441.00
5		Clavos	kg	1.20	11.00	13.20
6		Agua	l	114.00	1.50	171.00
7		Aligerante	Pza.	10.00	15.00	150.00
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>1 130.11</b>
	B	MANO DE OBRA				
1		Albañil	hr	9.00	18.00	162.00
2		Armador	hr	5.00	18.00	90.00
3		Encofrador	hr	10.00	18.00	180.00
4		Ayudante	hr	26.00	14.00	364.00
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>796.00</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	484.60
	O	IVA		14.94%	E+F	191.32
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>1 471.93</b>
	C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA				
1		Mezcladora	hr	0.45	35.00	15.75
2		Vibradora	hr	0.30	25.00	7.50
	H	Herramientas menores		5.00%	G	73.60
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>96.85</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>2 698.89</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	269.89
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	237.50
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>3 206.28</b>
	P	IT		3.09%	N =	99.07
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>3 305.35</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>3 305.35</b>

### 3.7.4. P.U. ACERO.

<b>Ítem</b>		<b>Acero estructural</b>			<b>Unidad:</b>	<b>kg</b>
<b>Proyecto</b>		<b>Construcción de un edificio de 10 pisos</b>			<b>Fecha:</b>	<b>21/06/2021</b>
					<b>Moneda:</b>	<b>Bs</b>
N°	P	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
	A	<b>MATERIALES</b>				
1		Acero de refuerzo	kg	1.05	7.70	8.09
2		Alambre de amarre	kg	0.04	11.40	0.46
>	<b>D</b>	<b>TOTAL MATERIALES</b>			<b>A =</b>	<b>8.54</b>
	B	<b>MANO DE OBRA</b>				
1		Armador	hr	0.12	18.00	2.16
2		Ayudante	hr	0.12	14.00	1.68
>	<b>E</b>	<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>B =</b>	<b>3.84</b>
	F	Cargas sociales		60.88%	E	2.34
	O	IVA		14.94%	E+F	0.92
>	<b>G</b>	<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>			<b>E+F+O =</b>	<b>7.10</b>
	C	<b>EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA</b>				
1		Cizalla de corte	hr	0.05	9.00	0.45
	H	Herramientas menores		5.00%	G	0.36
>	<b>I</b>	<b>TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO</b>			<b>C+H =</b>	<b>0.81</b>
>	<b>J</b>	<b>SUB TOTAL</b>			<b>D+G+I =</b>	<b>16.45</b>
	L	Gastos generales y administrativos		10.00%	J =	1.64
	M	Utilidad		8.00%	J+L =	1.45
>	<b>N</b>	<b>PARCIAL</b>			<b>J+L+M =</b>	<b>19.54</b>
	P	IT		3.09%	N =	0.60
>	<b>Q</b>	<b>TOTAL PRECIO UNITARIO</b>			<b>(N+P) =</b>	<b>20.14</b>
>		<b>PRECIO ADOPTADO:</b>			<b>Bs</b>	<b>20.14</b>

### 3.8. PRESUPUESTO PARA ALTERNATIVAS.

Tabla 3.60. Presupuestos iniciales.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	Parcial
6	Columna H-25	m3	111.75	4 078.24	455 733.12
7	Losa maciza H-25	m3	123.24	3 432.14	422 976.93
8	Losa aligerada H-25	m3	294.05	3 305.35	971 934.53
9	Viga H-25	m3	207.16	4 035.58	836 018.02
10	Pantalla H-25	m3	123.84	3 604.84	446 423.39
<b>Hormigón</b>	<b>Subtotal</b>		<b>860.04</b>		<b>3 133 085.99</b>
CYPECAD	Acero estructural	kg	95 096.10	20.14	1 915 235.47

N°	Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	Parcial
SAP2000	Acero estructural	kg	107 001.07	20.14	2 155 001.47
<b>Total</b>	<b>CYPECAD</b>			<b>Bs</b>	<b>5 048 321.46</b>
<b>Total</b>	<b>SAP2000</b>			<b>Bs</b>	<b>5 288 087.46</b>

Tabla 3.61. Presupuestos Incendios.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	Parcial
6	Columna H-25	m3	157.93	4 078.24	644 056.05
7	Losa maciza H-25	m3	123.24	3 432.14	422 976.93
8	Losa aligerada H-25	m3	657.83	3 305.35	2 174 342.50
9	Viga H-25	m3	310.99	4 035.58	1 255 009.29
10	Pantalla H-25	m3	123.84	3 604.84	446 423.39
<b>Hormigón</b>	<b>Subtotal</b>		<b>1 373.82</b>		<b>4 942 808.16</b>
CYPECAD	Acero estructural	kg	93 239.51	20.14	1 877 843.81
SAP2000	Acero estructural	kg	112 054.51	20.14	2 256 777.74
<b>Total</b>	<b>CYPECAD</b>			<b>Bs</b>	<b>6 820 651.97</b>
<b>Total</b>	<b>SAP2000</b>			<b>Bs</b>	<b>7 199 585.90</b>

Las tablas muestran los presupuestos totales para ambos programas y para las dos alternativas.

### 3.9. COMPARACIONES.

Tabla 3.62. Variación de volúmenes de H° por niveles y elementos en (%).

Fuente: Elaboración propia.

Volumen de Hormigón (%)				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Local Comercial</b>	0.00%	48.01%	28.37%	0.00%
<b>Oficina 1</b>	123.71%	50.24%	25.75%	0.00%
<b>Oficina 2</b>	123.71%	50.24%	36.09%	0.00%
<b>Oficina 3</b>	123.71%	50.24%	35.71%	0.00%
<b>Oficina 4</b>	123.71%	50.24%	36.36%	0.00%
<b>Oficina 5</b>	123.71%	50.24%	63.73%	0.00%
<b>Oficina 6</b>	123.71%	50.24%	67.00%	0.00%
<b>Oficina 7</b>	123.71%	50.24%	72.16%	0.00%
<b>Oficina 8</b>	123.71%	50.24%	36.94%	0.00%
<b>Oficina 9</b>	123.71%	50.24%	37.19%	0.00%
<b>Azotea</b>	0.00%	50.24%	44.41%	0.00%
<b>Techo Azotea</b>	0.00%	66.67%		0.00%

La tabla muestra el aumento de volumen de hormigón para la losa, viga y columna. En la pantalla no hay aumento de volumen.

Tabla 3.63. Variación de volúmenes de H° por elementos en (%).

Fuente: Elaboración propia.

Elemento	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Inicial	417.29	207.16	111.75	123.84	860.04
R120	781.07	310.99	157.93	123.84	1 373.82
<b>Variación</b>	<b>87.18%</b>	<b>50.12%</b>	<b>41.32%</b>	<b>0.00%</b>	<b>59.74%</b>

La tabla muestra el aumento de volumen de hormigón por elemento.

Tabla 3.64. Variación de pesos de A° por niveles y elementos de CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero CYPECAD				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Local Comercial</b>	31.23%	24.31%	-26.70%	-67.06%
<b>Oficina 1</b>	-13.57%	7.03%	187.92%	-48.09%
<b>Oficina 2</b>	-13.68%	5.31%	-70.22%	-18.26%
<b>Oficina 3</b>	0.18%	1.90%	-70.47%	3.40%
<b>Oficina 4</b>	0.79%	6.11%	-66.10%	3.40%
<b>Oficina 5</b>	0.17%	11.88%	-69.43%	3.40%
<b>Oficina 6</b>	27.07%	10.41%	-69.34%	3.39%
<b>Oficina 7</b>	27.08%	6.48%	-68.66%	3.40%
<b>Oficina 8</b>	27.07%	7.35%	-68.10%	3.40%
<b>Oficina 9</b>	27.07%	9.70%	-66.05%	3.39%
<b>Azotea</b>	17.95%	14.94%	163.13%	0.24%
<b>Techo Azotea</b>	0.00%	8.53%		1.07%

Tabla 3.65. Variación de pesos de A° por niveles y elementos de SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de Acero SAP2000				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Local Comercial</b>	62.17%	4.72%	1.51%	-54.74%
<b>Oficina 1</b>	18.13%	15.07%	259.62%	-24.09%
<b>Oficina 2</b>	1.08%	16.94%	-75.16%	-13.37%
<b>Oficina 3</b>	5.78%	20.50%	-72.45%	-4.07%
<b>Oficina 4</b>	-1.73%	12.44%	-74.64%	3.02%
<b>Oficina 5</b>	1.68%	12.45%	-74.31%	3.31%
<b>Oficina 6</b>	0.36%	16.06%	-73.81%	11.98%

Peso de Acero SAP2000				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Oficina 7</b>	9.89%	14.12%	-68.34%	12.75%
<b>Oficina 8</b>	15.29%	8.74%	-68.83%	-0.12%
<b>Oficina 9</b>	20.76%	11.80%	-69.27%	15.37%
<b>Azotea</b>	42.00%	20.60%	112.91%	7.39%
<b>Techo Azotea</b>	51.10%	50.06%		6.03%

Las tablas muestran la variación de los pesos de acero para ambos programas, para las dos situaciones propuestas, situación inicial y situación de incendio.

Tabla 3.66. Variación de pesos por elementos de A° de CYPECAD.

*Fuente: Elaboración propia.*

Peso de Acero CYPECAD					
Elemento	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Inicial	38 989.11	22 797.74	26 317.15	6 992.11	95 096.10
R120	43 229.27	24 788.97	19 858.81	5 362.46	93 239.51
<b>Variación</b>	<b>10.88%</b>	<b>8.73%</b>	<b>-24.54%</b>	<b>-23.31%</b>	<b>-1.95%</b>

Tabla 3.67. Variación de pesos por elementos de A° de SAP2000.

*Fuente: Elaboración propia*

Peso de Acero SAP2000					
Elemento	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Inicial	43 726.13	23 087.93	29 553.79	10 633.21	107 001.07
R120	52 043.09	26 325.55	24 180.81	9 505.07	112 054.51
<b>Variación</b>	<b>19.02%</b>	<b>14.02%</b>	<b>-18.18%</b>	<b>-10.61%</b>	<b>4.72%</b>

Las tablas muestran la variación de los pesos de acero para ambos programas, para las dos situaciones propuestas, situación inicial y situación de incendio.

Tabla 3.68. Variación de cuantías por niveles y elementos CYPECAD.

*Fuente: Elaboración propia.*

Cuantía CYPECAD				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Local Comercial</b>	31.23%	-16.01%	-42.90%	-67.06%
<b>Oficina 1</b>	-61.37%	-28.76%	128.96%	-48.09%
<b>Oficina 2</b>	-61.42%	-29.91%	-78.12%	-18.26%
<b>Oficina 3</b>	-55.22%	-32.17%	-78.24%	3.40%
<b>Oficina 4</b>	-54.95%	-29.37%	-75.14%	3.40%
<b>Oficina 5</b>	-55.22%	-25.54%	-81.33%	3.40%
<b>Oficina 6</b>	-43.20%	-26.51%	-81.64%	3.39%

Cuantía CYPECAD				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Oficina 7</b>	-43.20%	-29.13%	-81.80%	3.40%
<b>Oficina 8</b>	-43.20%	-28.55%	-76.70%	3.40%
<b>Oficina 9</b>	-43.20%	-26.99%	-75.25%	3.39%
<b>Azotea</b>	17.95%	-23.50%	82.21%	0.24%
<b>Techo Azotea</b>	0.00%	-34.88%		1.07%

Tabla 3.69. Variación de cuantías por niveles y elementos SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía SAP2000				
Nivel	Losa	Viga	Columna	Pantalla
<b>Local Comercial</b>	62.17%	-29.25%	-20.92%	-54.74%
<b>Oficina 1</b>	-47.19%	-23.41%	185.98%	-24.09%
<b>Oficina 2</b>	-54.82%	-22.17%	-81.74%	-13.37%
<b>Oficina 3</b>	-52.72%	-19.80%	-79.70%	-4.07%
<b>Oficina 4</b>	-56.07%	-25.16%	-81.40%	3.02%
<b>Oficina 5</b>	-54.55%	-25.15%	-84.31%	3.31%
<b>Oficina 6</b>	-55.14%	-22.75%	-84.32%	11.98%
<b>Oficina 7</b>	-50.88%	-24.04%	-81.61%	12.75%
<b>Oficina 8</b>	-48.46%	-27.63%	-77.24%	-0.12%
<b>Oficina 9</b>	-46.02%	-25.59%	-77.60%	15.37%
<b>Azotea</b>	42.00%	-19.73%	47.44%	7.39%
<b>Techo Azotea</b>	51.10%	-9.97%		6.03%

Las tablas muestran la variación de las cuantías para ambos programas, para las dos situaciones propuestas, situación inicial y situación de incendio.

Tabla 3.70. Variación de cuantías por elementos CYPECAD.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía CYPECAD					
Elemento	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Inicial	93.43	110.05	235.51	56.46	110.57
R120	55.35	79.71	125.75	43.30	67.87
<b>Variación</b>	<b>-40.76%</b>	<b>-27.57%</b>	<b>-46.60%</b>	<b>-23.31%</b>	<b>-38.62%</b>

Tabla 3.71. Variación de cuantías por elementos SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

Cuantía SAP2000					
Elemento	Losa	Viga	Columna	Pantalla	Total
Inicial	104.79	111.45	264.47	85.86	124.41
R120	66.63	84.65	153.12	76.75	81.56
<b>Variación</b>	<b>-36.41%</b>	<b>-24.04%</b>	<b>-42.10%</b>	<b>-10.61%</b>	<b>-34.44%</b>

Las tablas muestran las variaciones de las cuantías para ambos programas. En ambos casos las cuantías disminuyen debido al aumento de las secciones de hormigón.

Tabla 3.72. Comparación de volumen total de H°.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Modelo	V <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>R120</sub> (m <sup>3</sup> )	Comparación
1	Modelo	860.04	1 373.82	59.74%

La tabla muestra un aumento del 59.74% respecto al volumen inicial de hormigón.

Tabla 3.73. Comparación de pesos totales de acero.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Modelo	P <sub>0</sub> (kg)	P <sub>R120</sub> (kg)	Comparación
1	CYPECAD	95 096.10	93 239.51	-1.95%
2	SAP2000	107 001.07	112 054.51	4.72%

La tabla muestra una disminución de 1.95% para el CYPECAD y un aumento del 4.72% para el SAP2000 con respecto a sus pesos iniciales de Acero.

Tabla 3.74. Comparación de presupuestos totales.

Fuente: Elaboración propia.

N°	Modelo	P <sub>0</sub>	P <sub>R120</sub>	Comparación
1	CYPECAD	Bs. 5 048 321.46	Bs. 6 820 651.97	35.11%
2	SAP2000	Bs. 5 288 087.46	Bs. 7 199 585.90	36.15%

La tabla muestra un aumento de 35.11% en el presupuesto para el CYPECAD y 36.15% para el SAP2000.

## **CAPÍTULO N° 4 MARCO METODOLÓGICO.**

### **4.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.**

La metodología a ser utilizada en el presente trabajo, está dentro de la modalidad de Estudio Descriptivo, debido al esquema utilizado en la elaboración del mismo.

En el cual se realizará la comparación de una edificación diseñada a solicitaciones normales (peso propio, peso muerto, cargas vivas, viento) contra el diseño a fuego. Para lo cual se usarán los programas SAP2000 y CYPE, para hallar las armaduras de refuerzo en los elementos estructurales importantes.

Las verificaciones de elementos estructurales se los realizara de forma manual en base a las Normas Europeas para edificaciones de Hormigón Armado EN 1992

### **4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.**

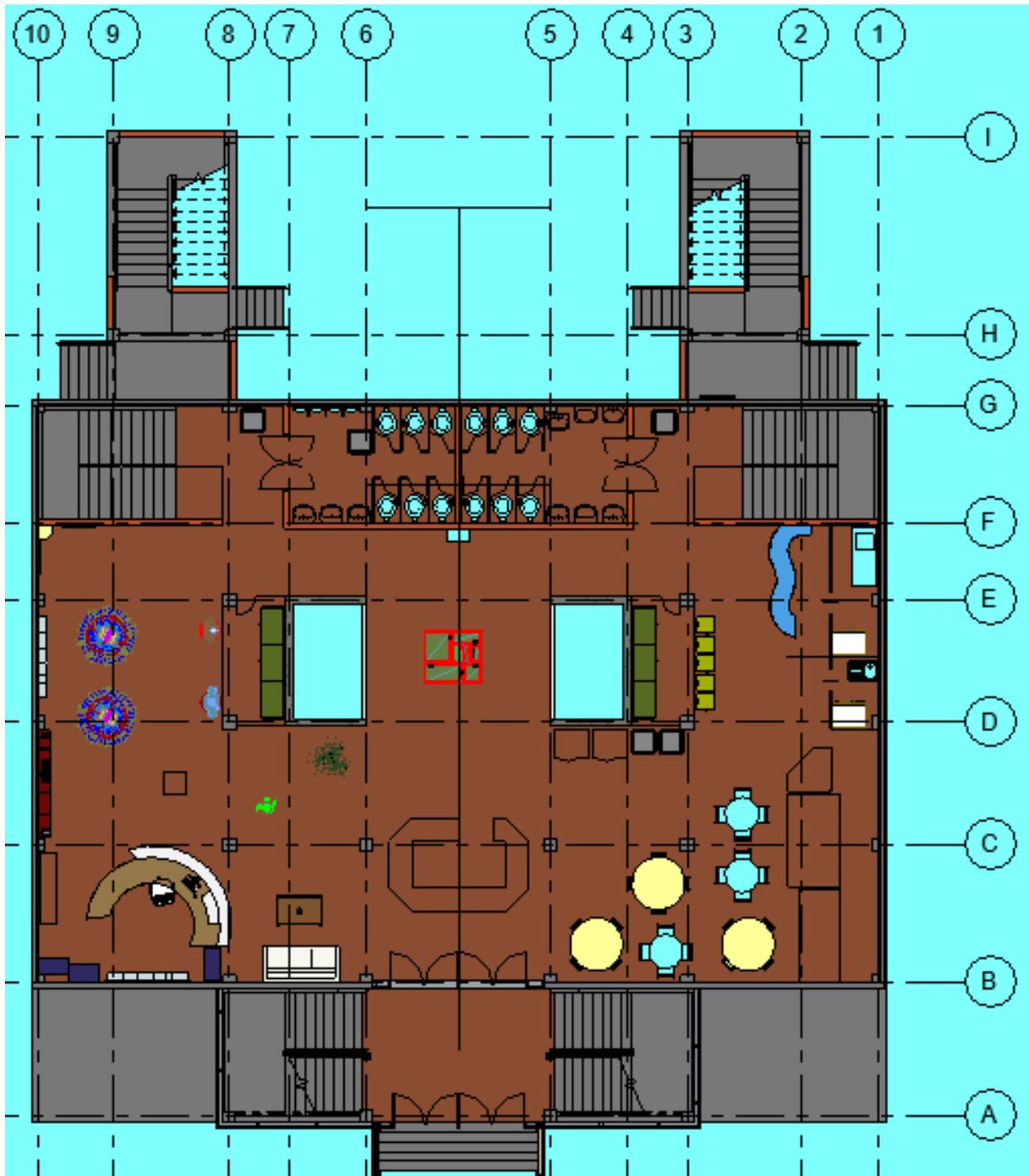
El edificio esta modelado y diseñado para solicitaciones normales dentro de la ciudad de La Paz, el cual está destinado a; el sótano a parqueo vehicular, la planta baja a locales comerciales y del piso 2 al 10 a oficinas.

Como la ciudad de La Paz está creciendo industrial y económicamente, se desea conocer el incremento del costo de la edificación si el edificio puede soportar una acción accidental como ser el fuego. Por tal motivo se verificarán los elementos estructurales del edificio a la acción del fuego.

El edificio tiene aproximadamente 400,0 m<sup>2</sup> en cada planta, sin tomar en cuenta el área para las gradas y la altura entre pisos es de 3,5 m.

Figura 4.1. Vista en planta del local comercial

Fuente: Elaboración Propia



La figura muestra la vista en planta del local comercial con su respectiva entrada y salida de emergencia, también se observa la posición de los núcleos de ascensor.

Figura 4.2. Vista interior del local comercial

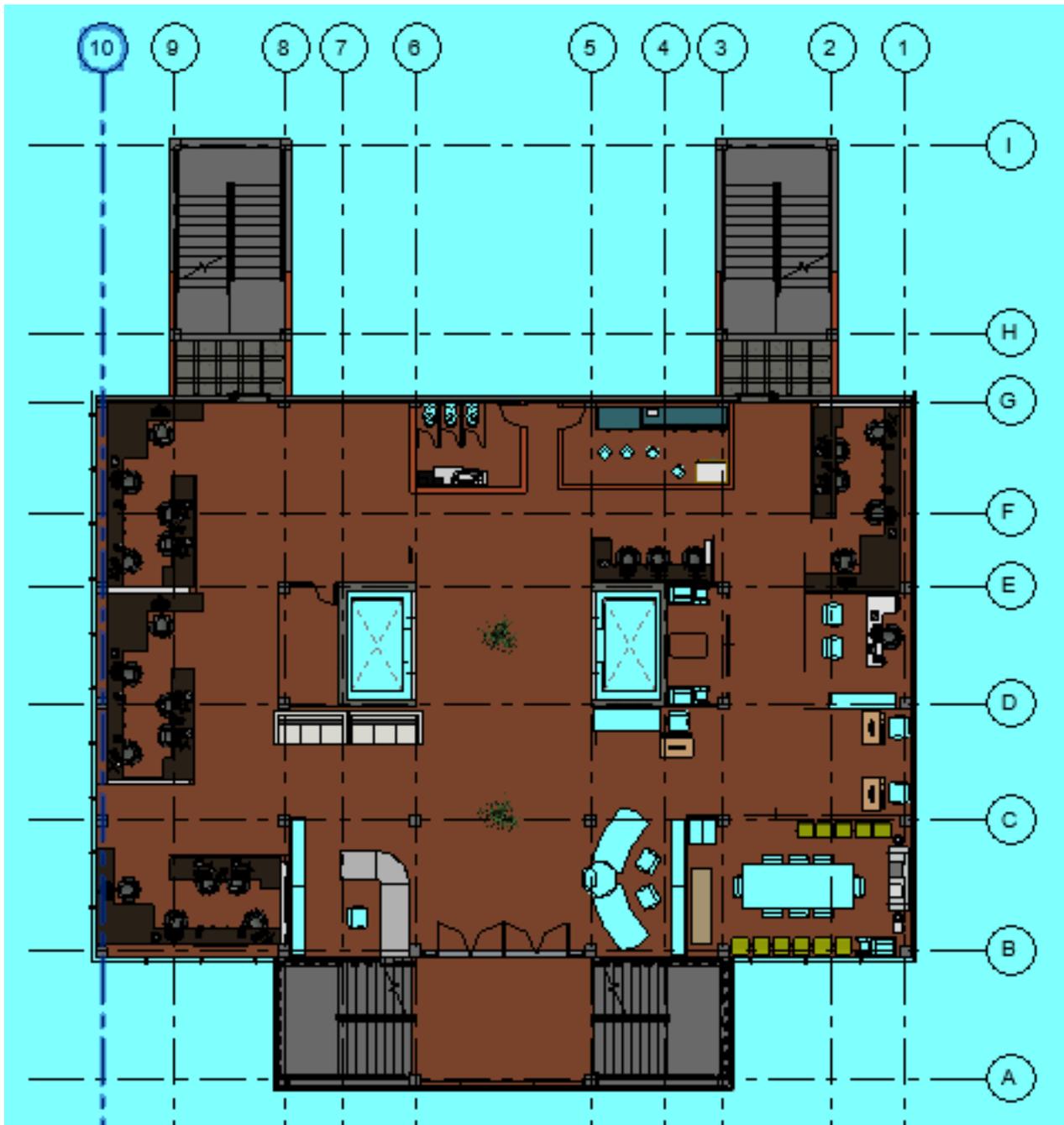
Fuente: *Elaboración propia.*



La figura muestra la vista isométrica del local comercial con su respectiva entrada y salida de emergencia, también se observa la posición de los núcleos de ascensor.

Figura 4.3. Vista en planta de la oficina

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la vista en planta de la oficina con su respectiva entrada y salida de emergencia, también se observa la posición de los núcleos de ascensor.

Figura 4.4. Vista interior de la oficina

Fuente: Elaboración propia.



La figura muestra la vista isométrica de las oficinas con su respectiva entrada y salida de emergencia, también se observa la posición de los núcleos de ascensor.

Figura 4.5. Vista 3D del edificio

*Fuente: Elaboración propia.*



La figura muestra la vista isométrica del edificio de 10 pisos, el local comercial tiene muros de tabiquería, mientras que los muros destinados a oficinas tienen muros de vidrio.

## **CAPÍTULO N° 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

### **5.1. CONCLUSIONES.**

Los elementos estructurales del edificio de 10 pisos fueron diseñados con los softwares CYPECAD y SAP2000, por lo que se realizó la verificación de los elementos estructurales de forma aislada bajo la norma EN 1992-1-2 en situación de incendio. Para el modelo inicial, el diseño de las secciones es óptimo, pero no se cumple con la verificación en la situación de incendio. Con las secciones propuestas de pre dimensionamiento y recubrimiento para la situación de incendio se logra el diseño óptimo y se cumple la verificación en situación de incendio.

Tanto para las dimensiones iniciales de la estructura como para las dimensiones al incendio, se realizó el diseño con los softwares CYPECAD y SAP2000. Y el software REVIT para cuantificar el hormigón y acero.

La resistencia requerida del edificio de 10 pisos en situación de incendio es  $R_{120}$ , porque la mayor resistencia requerida para los sectores de incendio considerados es  $R_{120}$  (Resistencia requerida para Oficinas), que significa que los elementos estructurales deben de resistir  $120min$  en situación de incendio.

Los factores de reducción hallados por la Ec. (5) para el Local comercial, Oficinas y Azoteas son 0.58, 0.57, 0.56 respectivamente, los cuales indican la reducción en la relación global entre las acciones de la sobrecargas de uso y las acciones permanentes aplicadas a la estructura.

Con las nuevas dimensiones de la estructura, el hormigón aumenta un 59.04%, el acero con CYPECAD reduce 1.95%, con SAP2000 aumenta 4.72%, por lo que el presupuesto aumenta 34.70% y 35.76% respectivamente.

### **5.2. RECOMENDACIONES.**

Comprobar la estructura al incendio en la etapa de diseño ayuda disminuir las tensiones en la estructura y las concentraciones de acero, aumentando la sección de los elementos estructurales.

Con el aumento de las secciones de hormigón, se puede garantizar la resistencia de la estructura en situación de incendio, por lo que no se necesitara materiales y maquinaria no convencional en la construcción, ni mano de obra calificada.

Los recubrimientos mecánicos son diferentes para cada elemento y algunos elementos pueden tener 2 o 3 recubrimientos mecánicos (vigas y losas aligeradas).

La estructura debe tener al menos una salida de emergencia en cada piso y su evacuación debe ser segura para los ocupantes.

El muro de la puerta de emergencia debe cumplir el criterio I (aislamiento térmico) y el criterio E (integridad). Por ser un muro no estructural.

La prevención pasiva y activa deben ser planificadas desde el principio del diseño para que se pueda contener rápidamente en incendio en la estructura.

La resistencia al fuego de un elemento puede determinarse también por:

- Métodos simplificados descritos en los anexos de la Norma EN 1992-1-2.
- Mediante la realización de los ensayos que establece el Real Decreto 312/2005 de 18 de marzo.

La resistencia al fuego requerida se puede alcanzar mediante la aplicación de capas protectoras cuya contribución a la resistencia al fuego del elemento estructural protegido se determina de acuerdo a la Norma UNE ENV 13381-3:2004.

El diagnóstico de la estructura post incendio, estará a cargo de un perito. (Ver Anexo 3).

### **5.3. BIBLIOGRAFÍA.**

- EN 1990:2003. Eurocode 0: Bases del diseño estructural.
- EN 1991-1-1:2003 Eurocode 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1 Acciones generales – Densidades, peso propio y cargas impuestas para edificios
- EN 1991-1-2:2003 Eurocode 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales, acciones en estructuras expuestas al fuego.
- EN 1991-1-1:2005 Eurocode 2: Diseño de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificaciones.
- EN 1991-1-2:2005 Eurocode 2: Diseño de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales – Diseño de estructura al fuego.
- F. Biasioli, G. Mancini, M. Just, M. Curbach, J. Walraven, S. Gmainer, J. Arrieta, R. Frank, C. Morin, F. Robert, Eurocode 2: Background & Applications (Design of concrete buildings, Worked examples), European Commission, 2014.
- O. Vassart, B. Zhao, L. G. Cajot, F. Robert, U. Meyer, A. Frangi, Eurocodes: Background & Applications (Structural fire design, Worked examples), European Commission, 2014.
- JRC Scientific&Policy report "Eurocode 2: Design of concrete building", JRC 2014.
- Mahesh, K., Weng, P. S., Furetta, C. (1989), Thermoluminescence in Solids and its Applications, (1a ed.) England: Headley Brothers Ltd.
- ACI 224. 1R-93 Causas, Evaluación y Reparación de Fisuras en Estructuras de Hormigón.
- Fernández Cánovas M, "Patología y terapéutica del hormigón armado", Universidad Politécnica de Madrid, 1994.

## ANEXO N°1

### DETERMINACIÓN DE LA CURVA NORMALIZADA ISO 834.

Es la curva nominal definida en el proyecto de Norma prEN 13501-2 para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.

Para determinar la Curva Normalizada ISO 834, seguimos la siguiente ecuación:

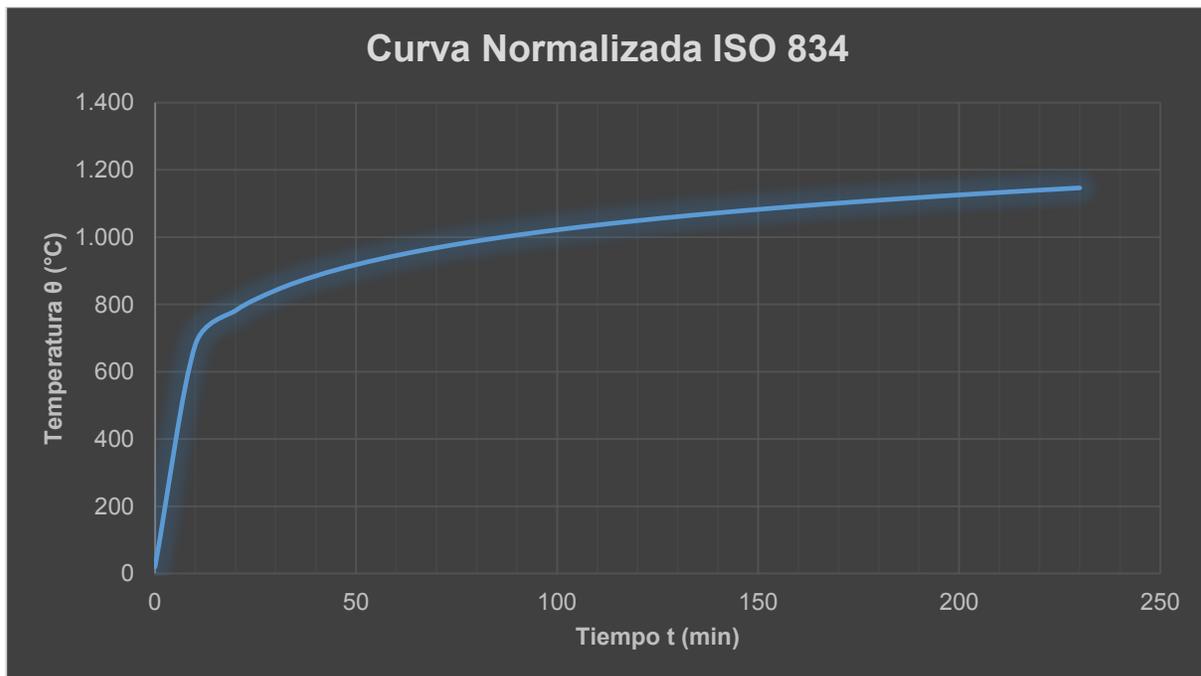
$$\theta = 20 + 345 \log[(8t) + 1]$$

Donde:

$\theta$  es la temperatura del gas en el sector de incendio (°C)

$t$  es el tiempo (min)

Con la que obtenemos el siguiente gráfico.



El edificio tendrá una resistencia al incendio **R120**, por tanto, tendrá que resistir 120min con una temperatura máxima de gas de 1049.04 °C en la proximidad de las superficies de un elemento estructural en estudio.

Por otro lado, cuando los requisitos de protección contra incendios se refieran a elementos sometidos a un fuego normalizado no es preciso considerar las acciones indirectas debidas a los elementos adyacentes.

Los perfiles de temperatura en una estructura de hormigón expuesta al fuego pueden determinarse partiendo de ensayos o cálculos.

Los perfiles de temperatura dados en el Anexo A de la Norma EN 1992-1-2:2004 pueden utilizarse para determinar las temperaturas en las secciones transversales con áridos silíceos expuestos a un fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas. Los perfiles son conservadores para la mayor parte del resto de áridos.

## ANEXO N°2

### DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE FUEGO EXTERIOR.

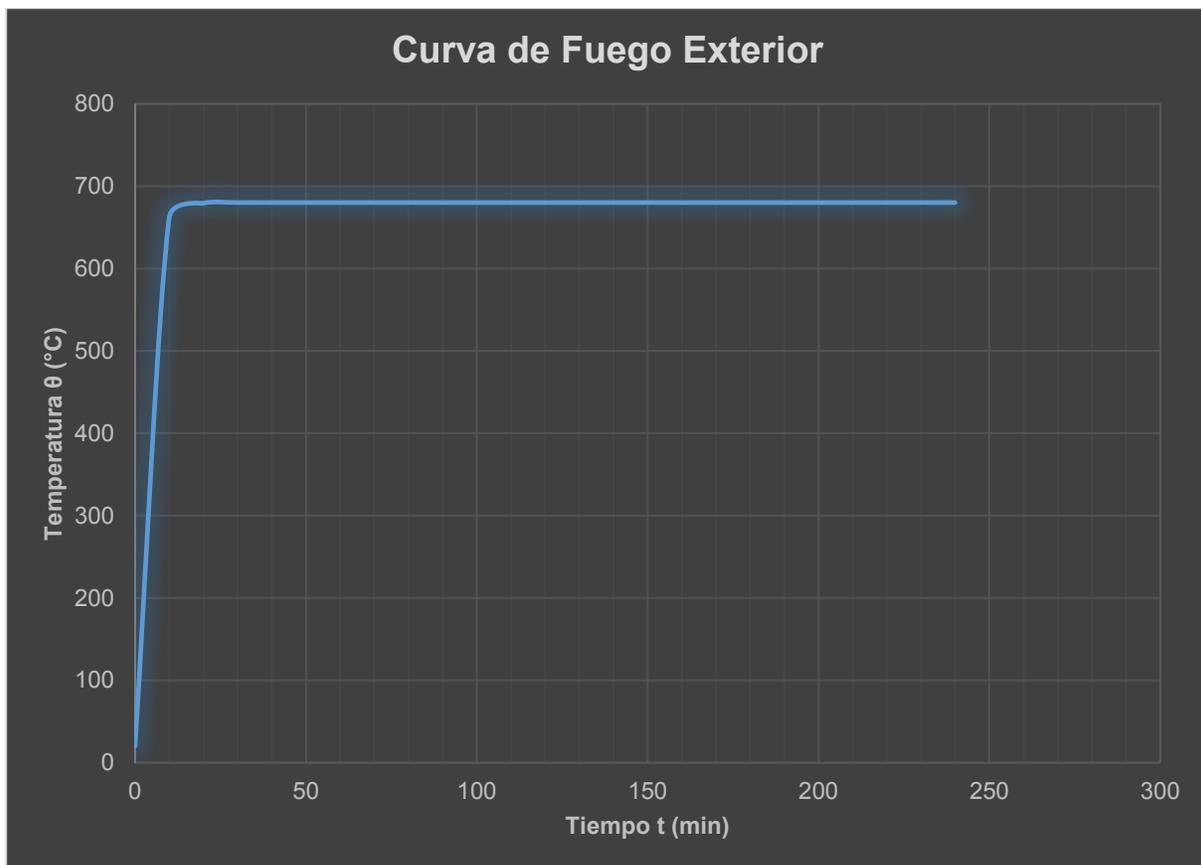
Para determinar la Curva de Fuego Exterior, seguimos la siguiente ecuación:

$$\theta_g = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20$$

Donde:

$\theta_g$  es la temperatura del gas en la proximidad del elemento (°C)  
 $t$  es el tiempo (min)

Con la que obtenemos el siguiente gráfico.



El edificio tendrá una resistencia al incendio **R120**, por tanto, tendrá que resistir 120min con una temperatura máxima de fuego en el exterior de 680.00 °C. Lo cual significa que en la cara exterior de las fachadas susceptibles de estar expuestas al fuego existente, es decir, bien en el interior del propio sector de incendio, o bien en un sector situado por debajo de la fachada considerada o colindante con ella la temperatura del gas será de 680.00 °C.

Por otro lado, cuando los requisitos de protección contra incendios se refieran a elementos sometidos a un fuego normalizado no es preciso considerar las acciones indirectas debidas a los elementos adyacentes.

### **ANEXO N°3**

#### **EVALUACION POST INCENDIO.**

En primer lugar, el jefe de bomberos debe autorizar la entrada al edificio siniestrado para realizar una inspección visual de estado del edificio después del incendio. Este personal debe estar calificado y tener experiencia en evaluación de estructuras después del incendio.

Se realizará la inspección visual, la cual determinará el grado de afectación de la estructura y si fuese necesario ensayos para determinar la resistencia de la estructura.

*En la inspección visual se realizará:*

- Un mapeo de fisuras y técnica de reparación
- Una revisión de deformaciones, niveles, plomos, spalling en hormigón
- Revisión de pandeos, agrietamientos (y sus patrones)
- Un relevamiento topográfico

*Ensayos No destructivos:*

- Ensayo de Esclerometría
- Ensayo de Velocidad de Pulso Ultrasónico
- Ensayo de Medición del Frente de Carbonatación
- Ensayo de Pachometría
- Sonda Windsor

*Ensayos Destructivos*

- Extracción y rotura de probetas testigo de hormigón
- Pruebas de termoluminiscencia

La realización o no de los ensayos dependerá del experto en evaluación de estructuras de incendio, también se apoyará en un análisis de enfoque térmico para evaluar el flujo de calor, la temperatura y el tiempo de duración a los que fueron sometidos los elementos estructurales en evaluación. Y si fuera necesario modelara la estructura en un programa estructural con los resultados de los ensayos, para diagnosticar la estructura para su rehabilitación o demolición.

*Descripción de los ensayos*

#### **Ensayo de Esclerometría**

El ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro es una prueba no destructiva de la resistencia del hormigón. La diseñó y desarrolló el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo SCHMIDT.

El esclerómetro Schmidt mide la resistencia del hormigón mediante el rebote de una masa de acero que golpea, accionada por un resorte, sobre un percusor puesto en contacto con la superficie del hormigón. Producido el impacto, la masa rebota hacia el extremo opuesto del percusor arrastrando en su movimiento a un índice que, al desplazarse sobre una escala graduada, marca una magnitud que se denomina Índice Esclerométrico (IE) y que es la relación entre la altura de rebote y la escala total del aparato. Es útil para determinar la evolución de la resistencia del endurecimiento del hormigón, o para comparar su calidad entre distintas zonas de una misma obra.

### Ensayo de Velocidad de Pulso Ultrasónico

El fundamento de la utilización del método de ultrasonido se basa en el estudio del tiempo de tránsito y velocidad de propagación de ondas ultrasónicas a través del hormigón. El principio de esta técnica consiste en un transductor transmisor electroacústico, que produce ondas de alta frecuencia que se encuentra en contacto con la superficie del hormigón. Éstas atraviesan una distancia conocida hasta alcanzar a otro transductor receptor, que convierte la señal acústica en electrónica. Un circuito electrónico mide el tiempo de tránsito, con el que se determina la Velocidad del Pulso Ultrasónico (V).

La velocidad de las ondas en el material permite obtener informaciones sobre las propiedades elásticas del mismo. Pero se debe recordar que este método no mide directamente la resistencia del material, sino su módulo elástico dinámico. Estas medidas dependen de la edad del hormigón, de la humedad, de la relación agua/cemento, del tipo de agregado utilizado, y de la posición de las armaduras con relación a la posición de los transductores.

### Ensayo de Medición del Frente de Carbonatación

Este ensayo tiene por objeto evaluar el espesor carbonatado del hormigón, de tal forma que, al compararlo con el valor del recubrimiento de la armadura, se pueda saber el estado de pasivación o no de las mismas.

La carbonatación es un tipo particular de reacción ácida, de excepcional importancia en la durabilidad del hormigón. Se debe a la penetración del CO<sub>2</sub> del aire atmosférico en la estructura porosa de la zona superficial del hormigón. Parte se disuelve en algunos de los poros y reacciona con la cal libre del hormigón.

En general el frente de carbonatación del hormigón es medido a través del empleo de indicadores como la fenolftaleína o la timolftaleína, pulverizados en la masa del hormigón. Esos indicadores son sustancias químicas que, en contacto con la solución alcalina del hormigón (rica en hidróxido de calcio), adquieren coloraciones típicas a partir de un determinado pH de la solución. La fenolftaleína adquiere una coloración rojo carmín con pH iguales o superiores a 9,5 aproximadamente y la timolftaleína asume una coloración azulada con pH del orden de 10,5 o superiores.

### Ensayo de Pachométria

El pachómetro es un aparato para la medición no destructiva que detecta elementos metálicos ocultos en el material, como las armaduras del propio hormigón. La medición permite determinar la posición de las barras de acero y la dirección de las mismas mediante lectura en una pantalla digital. Al mismo tiempo, nos proporciona información aproximada de la profundidad a la que dichas barras se encuentran, pudiendo conocer el recubrimiento de las armaduras en el elemento estructural y determinar así el proceso de deterioro del elemento estructural.

### Sonda Windsor

La sonda Windsor está diseñada para evaluar la resistencia a la compresión del hormigón en obra. No es destructivo y puede utilizarse con la misma eficacia en hormigón fresco y maduro. Se obtienen resultados igualmente precisos en superficies horizontales o verticales siempre que la sonda esté perpendicular o en ángulo recto a la superficie de ensayo.

Una sonda de aleación de acero endurecido se dispara a alta velocidad por una carga explosiva medida con exactitud, en el hormigón, y se mide su penetración. Cada carga de

potencia está garantizada con un nivel de energía que da una tolerancia de velocidad de salida de  $\pm 3\%$ .

La resistencia a la compresión del hormigón está directamente relacionada con la resistencia a la penetración del árido triturado y de la matriz de cemento, está determinada por la distancia necesaria para absorber la cantidad específica de energía cinética de la sonda. La resistencia a la compresión del hormigón está empíricamente relacionada con la penetración que varía con la dureza del árido. Esta relación se reconoce determinando la escala Moh de dureza del agregado y aplicando un factor de corrección a la penetración. Se examinan en el ensayo las contribuciones combinadas del agregado y de la pasta de cemento a la resistencia del hormigón. La exactitud de las fuerzas inferidas ha sido examinada en muchos ensayos y pruebas independientes.

#### Extracción y rotura de probetas testigo de hormigón

Los núcleos cilíndricos de hormigón se extraen haciendo una perforación en la masa de hormigón con una broca cilíndrica de pared delgada.

Las muestras de hormigón endurecido usadas para las pruebas de resistencia, deben tomarse hasta el momento en que el hormigón alcance la edad especificada. En general, el hormigón debe tener un mínimo de 14 días de edad para que puedan extraerse los especímenes, los cuales deben obtenerse de zonas de hormigón no dañadas.

Cuando estén preparados los especímenes de prueba, para determinar la resistencia del hormigón endurecido, las muestras que presenten defectos o las muestras que hayan sido alteradas o dañadas en el proceso de extracción no deben ser empleados. De preferencia, los testigos deben tener una relación altura/diámetro de 2.

El diámetro de los testigos que se utilicen para determinar la resistencia a compresión debe ser cuando menos de 3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso y puede aceptarse de común acuerdo por lo menos 2 veces el tamaño máximo del mismo agregado, haciéndolo notar en el reporte.

La extracción de testigos de hormigón constituye una herramienta eficaz para la determinación de la resistencia "real" del hormigón que está siendo analizado, esta resistencia es distinta a la resistencia "potencial" del hormigón, ya que la segunda corresponde a las condiciones normalizadas de confección, curado y rotura de probetas cilíndricas de 15x30 cm., mientras que la primera presenta condiciones de curado y colocación distintas.

#### Pruebas de termoluminiscencia

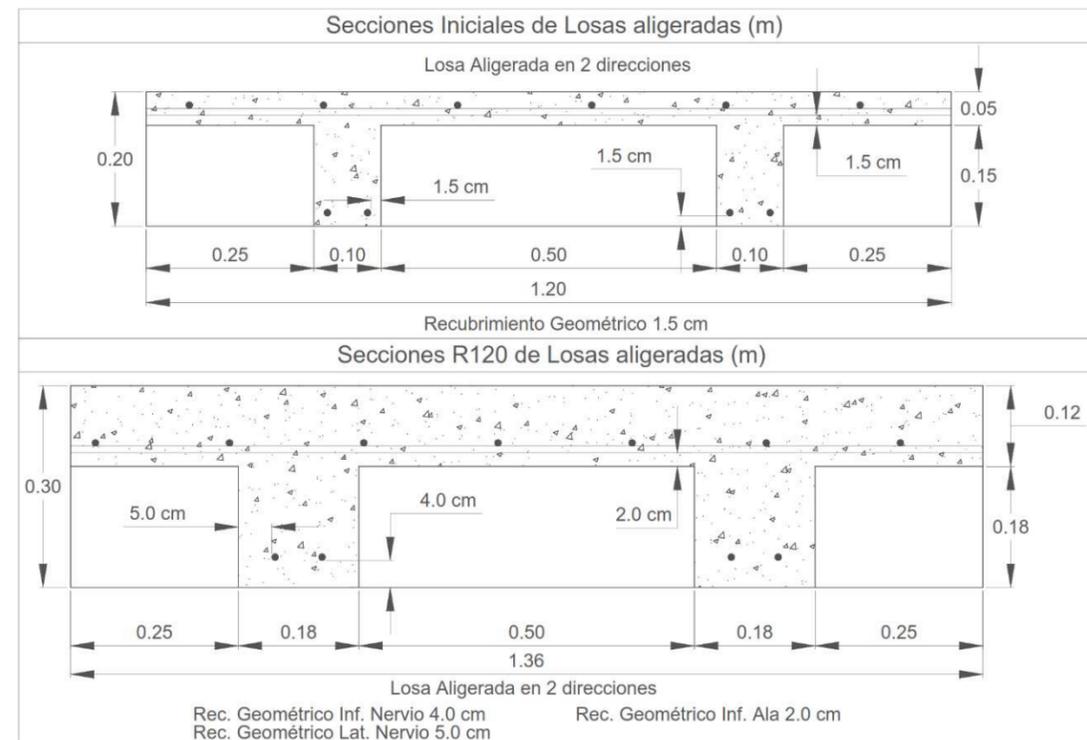
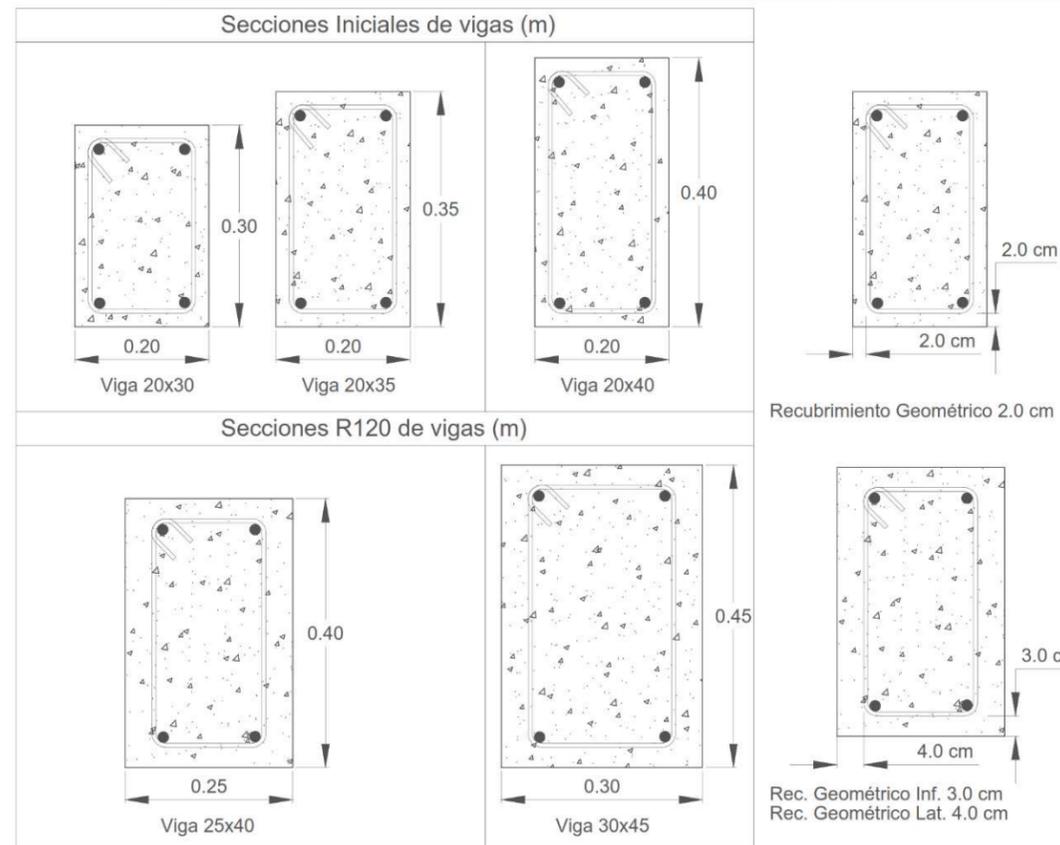
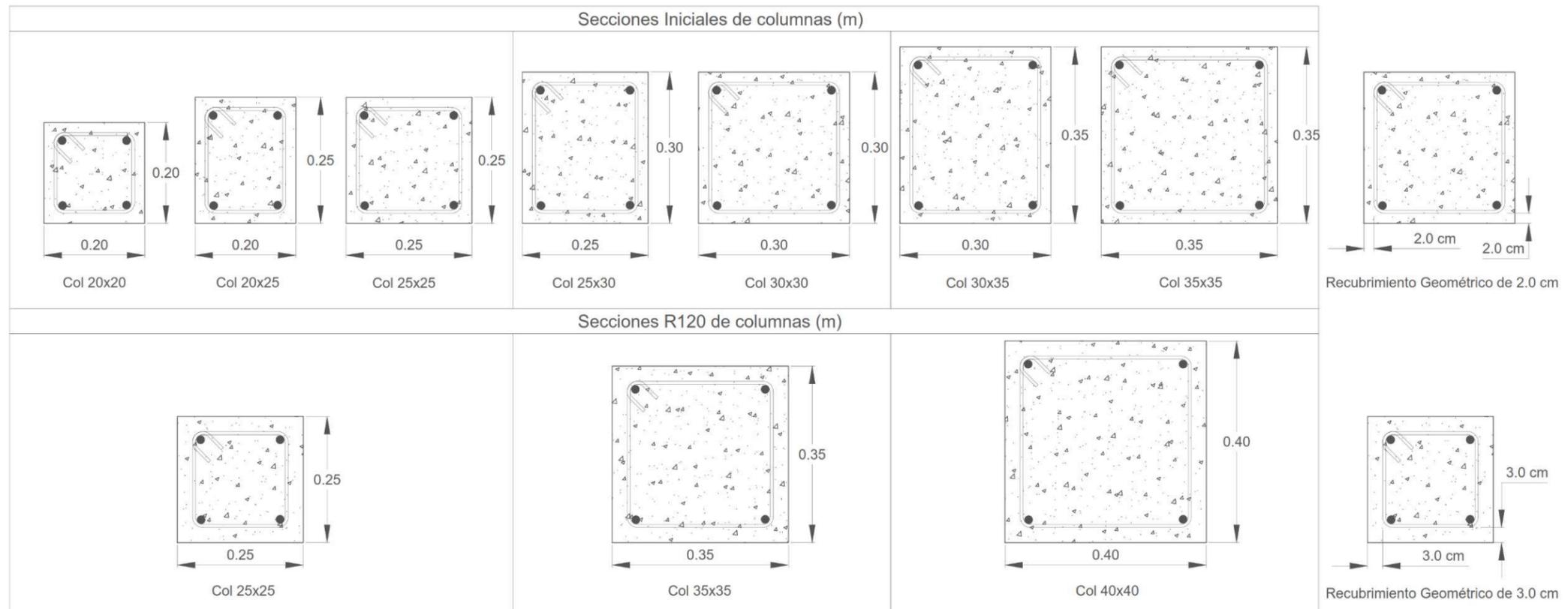
La termoluminiscencia es una emisión de luz por parte de sustancias calientes, a temperaturas muy inferiores a las requeridas para ponerlas incandescentes. Las características de la energía lumínica liberada, permiten determinar la antigüedad del elemento.

Las curvas de brillo de termoluminiscencia propias de muchos materiales son únicas y características. Estas particularidades han permitido el uso de materiales termoluminiscientes para el estudio de la fuerza de compresión del hormigón en edificios quemados, además de la aplicación y explotación de dichas características curvas de brillo de termoluminiscencia en aplicaciones forenses han sido sugeridas.

**ANEXO N°4**  
**PLANOS.**

**ANEXO N°5**  
**DOCUMENTOS DIGITALES.**

# SECCIONES TIPO



Esc. 1:10



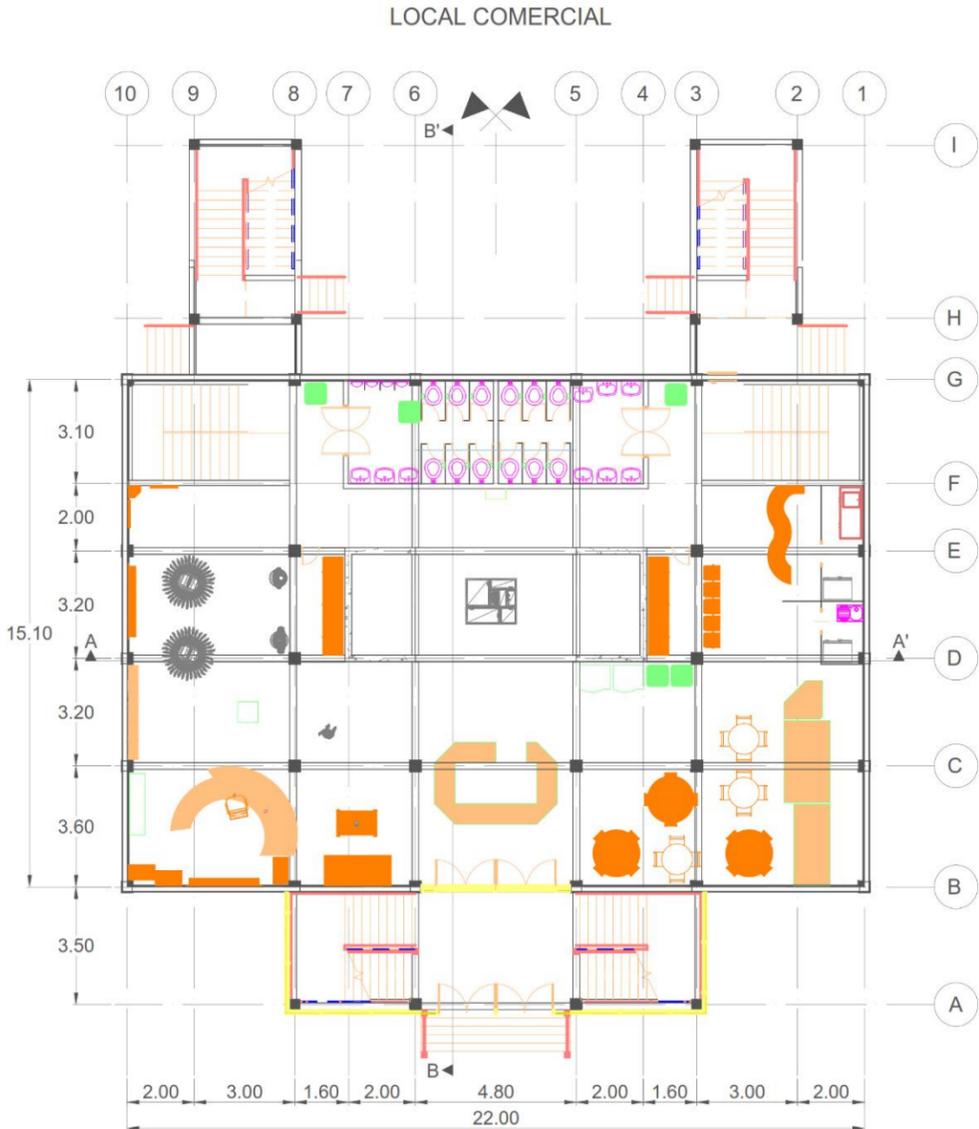
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL

Tutor: Ing. Miguel Muñoz Black  
Postulante: Emanuel Nao Mamani

PROYECTO DE GRADO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
"VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS EN  
SITUACIÓN DE INCENDIO"

Plano:  
1/4

# VISTA EN PLANTA



Esc. 1:200



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 INGENIERÍA CIVIL

Tutor: Ing. Miguel Muñoz Black  
 Postulante: Emanuel Nao Mamani

PROYECTO DE GRADO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
 "VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS EN  
 SITUACIÓN DE INCENDIO"

Plano:  
 2/4

# CORTES



Esc. 1:200



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL

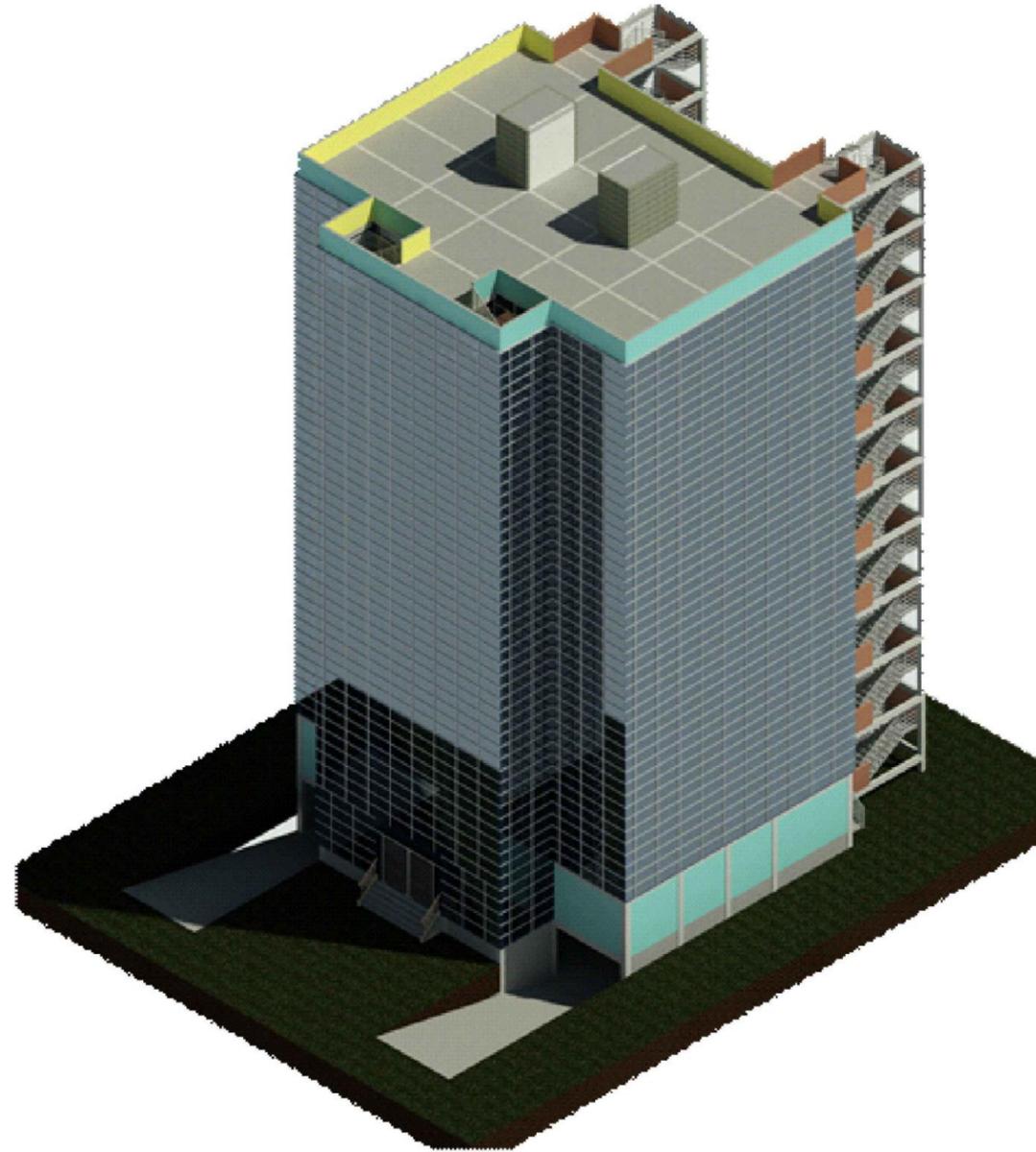
Tutor: Ing. Miguel Muñoz Black  
Postulante: Emanuel Nao Mamani

PROYECTO DE GRADO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
"VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS EN  
SITUACIÓN DE INCENDIO"

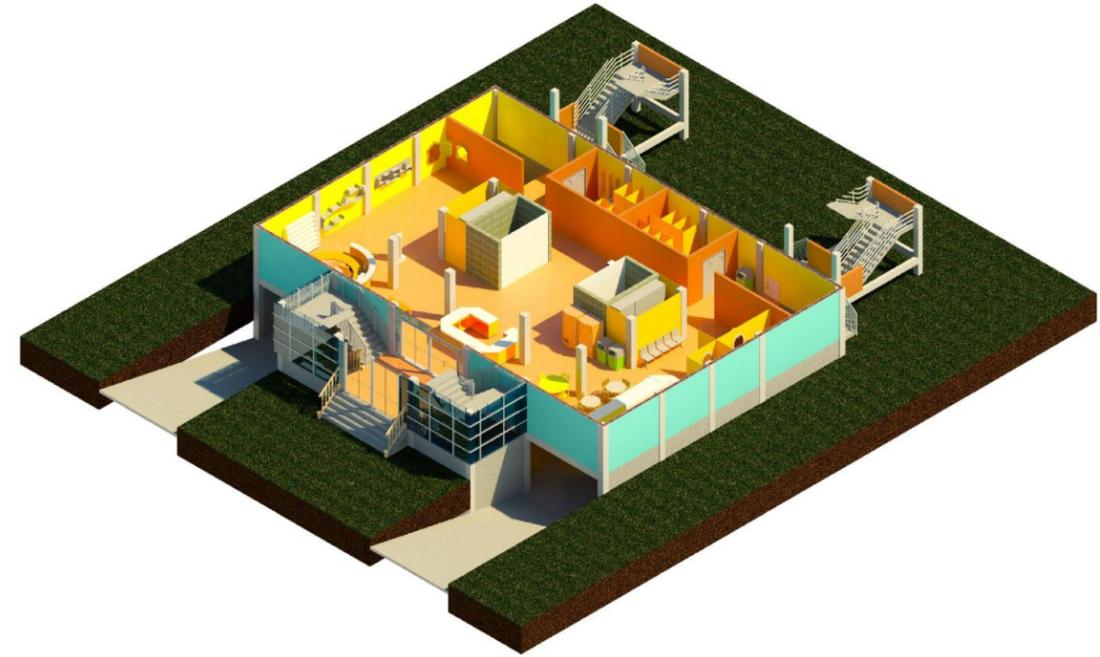
Plano:  
3/4

## VISTAS ISOMÉTRICAS

### EDIFICIO



### LOCAL COMERCIAL



### OFICINA

