

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE
OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS,
APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA
CONSTRUCCIÓN**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORAS:

Valeria Alejandra Angulo Huapaya

Yaniré Zuloaga García

ASESOR:

Mag. Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, Septiembre, 2023

INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN”**, de las autoras **Valeria Alejandra Angulo Huapaya** y **Yaniré Zuloaga García**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 17 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 02/10/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 03 de octubre del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

Resumen

En la presente investigación se aplicarán métodos de gestión para la etapa de diseño de un edificio de oficinas teniendo como herramienta el Modelamiento de Información para la Construcción (BIM), que hará posible analizar las mejoras obtenidas en la planificación de la construcción. Actualmente, se sigue utilizando una metodología tradicional que carece de comunicación entre los proyectistas de las diversas especialidades. Esto nos lleva a una pobre integración anticipada y que se ve reflejada en los trabajos rehechos durante la construcción. Es por esto que se busca herramientas que permitan optimizar y automatizar de manera eficiente durante el ciclo de vida del proyecto. Nuestro aporte será el diseño de la especialidad de estructuras y el planeamiento de su ejecución. Se tendrá el anteproyecto de un edificio de oficinas y realizaremos la estructuración y el predimensionamiento. Posteriormente, se diseñará la especialidad de estructuras haciendo uso de herramientas tecnológicas para el análisis estructural y modelado 3D del proyecto. Por otro lado, se tiene de antemano el diseño y modelo 3D de las demás especialidades y en la integración de estas se identificarán las incompatibilidades que pudieran generarse. Luego, se realizará el metrado de las partidas correspondientes a la especialidad de estructuras con el que se elaborará una sectorización por cada planta y luego un tren de actividades. Con esto se elaborará un diagrama de Gantt de la etapa de construcción del casco para compararlo con el diagrama de su ejecución real. De lo expuesto en este documento, nos llevará a concluir si la metodología BIM aplicada en la fase de diseño resulta eficiente o no.

Tabla de Contenidos

Resumen	i
Tabla de Contenidos	ii
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vii
Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Estado actual de ambas metodologías en el Perú	2
1.3. Problemática de la metodología tradicional	3
1.4. Beneficios de la implementación BIM	4
1.5. Objetivos	5
1.6. Metodología del Procedimiento	5
Capítulo 2. Marco teórico	7
2.1. Enfoque de la metodología tradicional de diseño con herramientas CAD	7
2.2. Metodología BIM	8
2.2.1. Definición de metodología BIM	8
2.2.2. Aplicación de la metodología BIM en la etapa de diseño del proyecto	9
2.2.3. Herramientas usadas: Revit y Naviswork	10
2.3. Filosofía Lean Construction	11
2.3.1. Sectorización	12
2.3.2. Tren de actividades	12
2.3.3. Buffers	12
2.4. Integración entre la metodología BIM y Lean Construction	13
2.5. Interoperabilidad entre Revit y SAP2000	15
Capítulo 3. Estructuración, pre dimensionamiento y modelo 3D	17
3.1. Descripción del proyecto	17
3.2. Criterio ingenieril	21
3.3. Estructuración	21
3.4. Pre dimensionamiento	22
3.4.1. Losa aligerada en 1 dirección	22
3.4.2. Losa maciza	23
3.4.3. Viga	23
3.4.4. Columnas y Muros de concreto armado	24
3.5. Modelo en SAP2000	28
3.5.1. Losas	29

3.5.2. Vigas	29
3.5.3. Columnas	30
3.5.4. Placas	30
Capítulo 4. Análisis de cargas de gravedad y Análisis sísmico	32
4.1. Cargas de gravedad	32
4.1.1. Carga muerta	32
4.1.2. Carga viva	33
4.2. Análisis sísmico	33
4.2.1. Parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030	33
4.2.2. Modos y periodos de vibración	35
4.2.3. Análisis estático	37
4.2.4. Análisis dinámico	39
4.2.5. Junta sísmica	41
4.3. Verificación de irregularidades	42
4.3.1. Irregularidad en altura	42
4.3.2. Irregularidad en planta	44
4.4. Combinaciones a usar	46
Capítulo 5. Diseño estructural	47
5.1. Diseño de columnas	47
5.1.1. Diseño por flexocompresión	47
5.1.2. Diseño por corte	51
5.2. Diseño de placas	54
5.2.1. Diseño por flexocompresión	54
5.2.2. Diseño por corte	57
5.3. Diseño de vigas	61
5.3.1. Diseño por flexión	61
5.3.2. Diseño por corte	64
5.3.3. Verificación de deflexiones:	69
5.4. Diseño de losas	72
5.4.1. Diseño de losas aligeradas	72
5.4.2. Diseño de losas macizas	76
Capítulo 6. Implementación de la Metodología BIM	80
6.1. Paso del SAP2000 al Revit	80
6.2. Modelos 3D en Revit de las demás especialidades	82
6.3. Detección de incompatibilidades en Naviswork	87
6.4. Elaboración de propuesta de Diagrama de Gantt	92
6.4.1. Sectorización	92

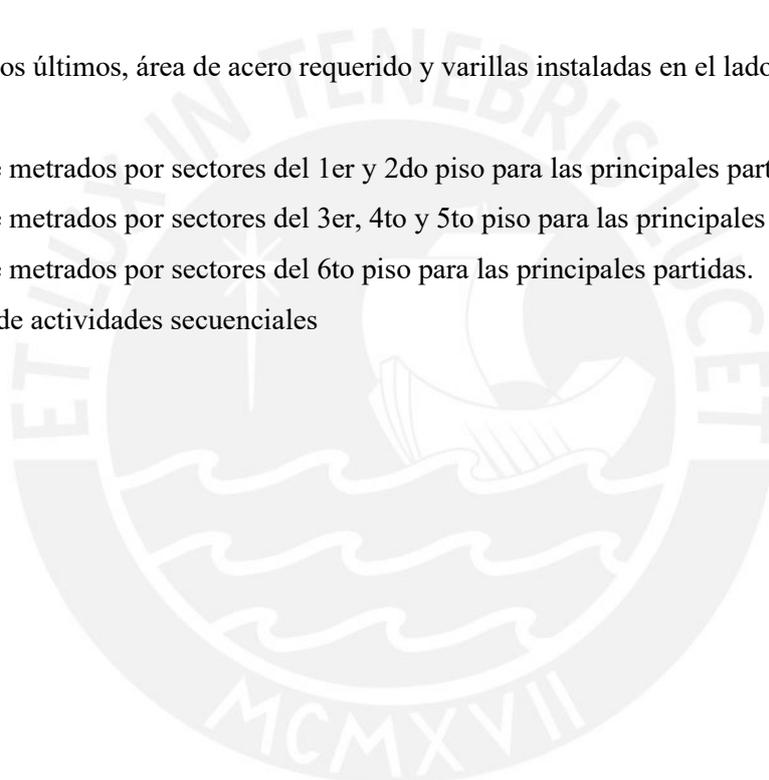
6.4.2. Tren de actividades	100
6.4.3. Diagrama de Gantt	101
Capítulo 7. Análisis y comparación de resultados	103
Capítulo 8. Conclusiones y Comentarios	107
8.1. Conclusiones	107
8.2. Comentarios	108
Bibliografía	111
Anexo 1. Planos de Estructuras	114
Anexo 2. Reporte de Interferencias de elementos verticales y tubos	122
Anexo 3. Reporte de Interferencias de vigas y tubos	123
Anexo 4. Cronograma Propuesto	129
Anexo 5. Cronograma Real	130



Índice de tablas

Tabla 1 Datos relevantes para el predimensionamiento	24
Tabla 2 Secciones obtenidas de los elementos verticales	26
Tabla 3 Pesos propios de los materiales	32
Tabla 4 Cargas vivas repartidas por área	33
Tabla 5 Parámetros sísmicos	35
Tabla 6 Modos y masas participativas del modelo	36
Tabla 7 Cuadro resumen	38
Tabla 8 Distribución de las fuerzas cortantes en cada piso	39
Tabla 9 Derivas Inelásticas en X	40
Tabla 10 Derivas Inelásticas en Y	40
Tabla 11 Cuadro resumen de fuerzas cortantes estáticas y dinámicas	41
Tabla 12 Valores para la junta sísmica	42
Tabla 13 Irregularidad de piso blando en X	42
Tabla 14 Irregularidad de piso blando en Y	42
Tabla 15 Masas por piso y Peso total	43
Tabla 16 Irregularidad de masa	43
Tabla 17 Irregularidad de geometría vertical	44
Tabla 18 Áreas transversales por piso en los ejes X y Y	45
Tabla 19 Áreas en planta por piso	45
Tabla 20 Verificación de irregularidad torsional	46
Tabla 21 Solicitaciones de carga en la columna C-4 para sismo en X.	48
Tabla 22 Solicitaciones de carga en la columna C-4 para sismo en Y.	48
Tabla 23 Cortantes últimas amplificadas obtenidas de multiplicar las solicitaciones sísmicas por 2.5	52
Tabla 24 Espaciamientos mínimos fuera de la zona de confinamiento de la columna C-4	53
Tabla 25 Longitudes máximas de la zona de confinamiento de la columna C-4	53
Tabla 26 Espaciamiento mínimo entre estribos en la zona de confinamiento de la columna C-4	53
Tabla 27 Solicitaciones en la placa PL-1	54
Tabla 28 Momentos últimos, nominales, acero en tracción y área de acero requerido a lo largo de la viga V-2 (de izquierda a derecha).	63
Tabla 29 Cálculo de varillas de acero a ser colocadas a lo largo de la viga V-2 (de izquierda a derecha).	63
Tabla 30 Cortantes de diseño obtenidas de amplificar las solicitaciones sísmicas por 2.5 en el 1er tramo	65

Tabla 31 Cortantes de diseño obtenidas de amplificar las sollicitaciones sísmicas por 2.5 en el 2do tramo	66
Tabla 32 Cálculo de espaciamiento de estribos en viga V-2.	68
Tabla 33 Cálculo de momentos de inercia de agrietamiento a lo largo del segundo tramo de la viga V-2.	69
Tabla 34 Momentos de carga muerta y viga en extremos y centro de luz del segundo tramo de la viga V-2.	69
Tabla 35 Momentos últimos, momentos nominales, área de acero requerido y varillas instaladas en una vigueta.	75
Tabla 36 Momentos últimos, área de acero requerido y varillas instaladas en el lado corto de un paño de losa maciza.	78
Tabla 37 Momentos últimos, área de acero requerido y varillas instaladas en el lado largo de un paño de losa maciza.	78
Tabla 38 Tabla de metrados por sectores del 1er y 2do piso para las principales partidas.	99
Tabla 39 Tabla de metrados por sectores del 3er, 4to y 5to piso para las principales partidas.	99
Tabla 40 Tabla de metrados por sectores del 6to piso para las principales partidas.	100
Tabla 41 Listado de actividades secuenciales	101



Índice de figuras

Figura 1. Metodología del procedimiento a usar en la presente tesis.	6
Figura 2. Principios Lean y funcionalidades BIM con mayor número de interacciones.	14
Figura 3. Elementos a seleccionar para el intercambio.	15
Figura 4. Cantidad de elementos seleccionados.	16
Figura 5. Arquitectura de planta del primer piso.	18
Figura 6. Arquitectura de planta del tercer piso.	19
Figura 7. Arquitectura de planta del sexto piso.	20
Figura 8. Predimensionamiento de losas aligeradas.	22
Figura 9. Predimensionamiento de losas macizas.	23
Figura 10. Predimensionamiento de vigas.	24
Figura 11. Predimensionamiento de columnas.	24
Figura 12. Predimensionamiento de muros de concreto armado.	24
Figura 13. Planta de estructuración con elementos verticales y horizontales predimensionados.	27
Figura 14. Cargas asignadas en losas.	29
Figura 15. Propiedades de un elemento columna.	30
Figura 16. Encofrado del primer piso en SAP2000.	31
Figura 17. Modelo del proyecto en SAP	31
Figura 18. Mapa del Perú con zonificación.	34
Figura 19. Espectro de aceleraciones.	35
Figura 20. Deformada modo 1 dirección X	36
Figura 21. Deformada modo 7 dirección X	37
Figura 22. Deformada modo 1 dirección Y	37
Figura 23. Deformada modo 16 dirección Y	37
Figura 24. Ejes locales C-4.	47
Figura 25. Diagrama de interacción de diseño de la columna C-4 según eje local en X.	49
Figura 26. Diagrama de interacción de diseño de la columna C-4 según eje local en Y.	49
Figura 27. Diagrama de interacción nominal de la columna C-4 según sismo en eje X.	50
Figura 28. Diagrama de interacción nominal de la columna C-4 según sismo en eje Y.	50
Figura 29. Esquema de columna C-4.	53
Figura 30. Ejes locales PL-1.	54
Figura 31. Diagrama de interacción de diseño de la placa PL-1 según eje local X.	55
Figura 32. Diagrama de interacción nominal de la placa PL-1 según eje local X.	56
Figura 33. Esquema de placa PL-1.	60
Figura 34. Diagrama de momentos flectores según carga muerta en viga V-2.	61

Figura 35. Diagrama de momentos flectores según carga viva en viga V-2.	61
Figura 36. Diagrama de momentos flectores según carga de sismo en X en viga V-2.	62
Figura 37. Diagrama de momentos flectores según carga de sismo en Y en viga V-2.	62
Figura 38. Diagrama envolvente de momentos flectores en viga V-2.	62
Figura 39. Diagrama envolvente de fuerzas cortantes en viga V-2.	64
Figura 40. Elevación de viga V-2.	71
Figura 41. Secciones de la viga V-2.	72
Figura 42. Distribución de cargas muertas asignadas en vigueta.	72
Figura 43. Distribución de cargas vivas asignadas en vigueta.	73
Figura 44. Diagrama de fuerzas cortantes últimas en vigueta.	73
Figura 45. Diagrama de momentos flectores últimos en vigueta.	73
Figura 46. Esquema de losa aligerada.	76
Figura 47. Esquema de losa maciza.	79
Figura 48. Selección de elementos a exportar.	80
Figura 49. Selección de elementos a importar en Revit.	81
Figura 50. Modelo 3D de estructuras en Revit.	82
Figura 51. Modelo 3D de instalaciones de agua contra incendios en Revit.	83
Figura 52. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de agua fría en Revit.	84
Figura 53. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de desagüe en Revit.	85
Figura 54. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de ventilación en Revit.	86
Figura 55. Modelo 3D de estructuras en Naviswork. (Fuente propia)	87
Figura 56. Modelo 3D compilado de todas las especialidades en Naviswork. (Fuente propia)	87
Figura 57. Ventana de “Clash Detective”. (Fuente propia)	89
Figura 58. Extracto de la tabla de incompatibilidades entre vigas y tuberías. (Fuente propia)	89
Figura 59. Interferencia de tubería de desagüe y viga. (Fuente propia)	90
Figura 60. Interferencia de tubería de desagüe y placa. (Fuente propia)	91
Figura 61. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 1° y 2° piso.	93
Figura 62. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 1° y 2° piso.	94
Figura 63. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 3°, 4° y 5° piso.	95
Figura 64. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 3°, 4° y 5° piso.	96
Figura 65. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 6° piso.	97
Figura 66. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 6° piso.	98
Figura 67. Tren de actividades para el primer piso.	101
Figura 68. Resumen de cronograma propuesto.	102
Figura 69. Cronograma propuesto para el proyecto.	104
Figura 70. Cronograma base del proyecto.	105

Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se explicará el estado de la metodología tradicional y el BIM en el Perú, así como la problemática del método tradicional y los beneficios de implementar el BIM.

1.1. Antecedentes

Todo proyecto de edificación cuenta con diversos involucrados durante sus etapas de diseño, construcción y posterior operación y mantenimiento. Típicamente el cliente contacta a los proyectistas (arquitectos, estructurales y demás especialidades) y que no necesariamente trabajan en conjunto. Hasta hace algunos años, se ha aplicado este flujo de trabajo disgregado, con escasa comunicación y tardía integración entre los involucrados, se ha logrado a lo largo de los años concluir proyectos de edificación (Huancachoque, 2017). Con el pasar de los años, se ha buscado mejorar el valor del producto final en el sector construcción. En esta búsqueda ha surgido un método de gestión y ejecución que busca integrar a todos los participantes desde la concepción del proyecto: La Entrega del Proyecto Integrado (IPD). El IPD propone la comunicación, integración e innovación de todos los especialistas que buscan ahorrar tiempo y dinero, enfocándolos hacia un objetivo común a través de una ganancia en conjunto. Además, fomenta a que se esfuercen en desarrollar un buen diseño generando una preocupación por el avance de los demás (Huancachoque, 2017). Asimismo, existe el concepto del Diseño Virtual y Construcción (VDC por sus siglas en inglés) que implica desarrollar el proyecto de manera virtual, lo cual permitirá que podamos visualizarlo y comprobarlo antes de llevarlo a cabo, desde su concepción hasta su posterior ejecución. Durante el ciclo de vida del proyecto, esta metodología busca lograr ahorros en tiempo, costo y mejoras en la calidad del producto. Otra de las ventajas de aplicar el VDC es que permite a los participantes comprender de manera didáctica y embeberse más en el proyecto, además representa una arquitectura e ingeniería clara y simplificada para el cliente.

Dentro de ambos conceptos mencionados se encuentra el Modelamiento de Información para la Construcción (BIM), una herramienta que nos ayudará a alcanzar las metas propuestas por el IPD y VDC de manera sencilla y eficiente. Con el fin de aprovechar los avances tecnológicos para automatizar procesos en el sector construcción, es que se analizará los posibles beneficios que traiga consigo la implementación de esta nueva metodología.

1.2. Estado actual de ambas metodologías en el Perú

A lo largo del tiempo, el procedimiento para realizar el diseño de los proyectos ha ido evolucionando. Inicialmente comenzó con un simple lápiz y papel hasta que, en el año 1965, se comercializa el primer sistema CAD que poco a poco fue expandiéndose en el mundo de la ingeniería aeroespacial y automovilística hasta llegar al sector de la construcción. (Agustí, 2016)

La metodología tradicional emplea principalmente los sistemas CAD para realizar los planos, ahorrando tiempo y ganando eficacia y calidad en los sistemas de representación. Asimismo, se buscaba atraer la atención de los clientes por lo que nace la representación en 3D para mejorar la calidad de detalle y de presentación (Agustí, 2016). Esta es desarrollada linealmente a pesar de que involucra una gran cantidad de variables, es decir, las especialidades son diseñadas independientemente sin considerar el desarrollo de otros involucrados (Agustí, 2016). Debido a esto se genera un enfoque desconectado en cuanto al proceso de gestión e integración del proyecto.

Con el avance de la tecnología han surgido nuevas herramientas que han dado lugar a una nueva forma de llevar a cabo un proyecto. El Modelamiento de Información para la Construcción (BIM) es una de ellas y en el Perú viene implementándose desde hace aproximadamente nueve años (Salas, 2014). Según el ingeniero especialista en BIM Christian Cabrera Mendoza, comenta que la implementación de esta metodología en el Perú ha sido un gran desafío para las empresas privadas (Editeca, 2018).

En el año 2014, grandes empresas peruanas como Cosapi, Marcan, Graña y Montero en su momento, entre otras, iniciaron implementando el BIM desde la fase de diseño en sus proyectos. Hasta el 2019, el desafío continuaba recayendo en implementar esta metodología para todo el desarrollo de un proyecto. Según Alejandro de León, gerente peruano de Autodesk, indica que, para poder sobrellevar una nueva tecnología, es necesario dejar de lado toda resistencia a lo nuevo e invertir en capacitaciones y recursos humanos (Salas, 2014).

El BIM en el Perú ha ido creciendo, ya que entidades como CAPECO han difundido y promovido los beneficios de implementar BIM, a través de charlas y capacitaciones. (Chavil y Farfán, 2016) Actualmente, en el Perú ya se cuenta con una Guía Nacional para la implementación de esta metodología en proyectos públicos, la cual se basa en la norma

internacional ISO 19650 *Gestión de la información a lo largo de todo el ciclo de vida de un activo construido utilizando el modelado de información para la edificación – BIM*. Con este documento se pretende mejorar la transparencia, eficiencia y calidad de los proyectos públicos (MEF, 2021). En resumen, la metodología BIM se está implementando con mayor fuerza tanto para el sector privado como público.

1.3. Problemática de la metodología tradicional

Como se mencionó anteriormente, la metodología tradicional de diseño es desarrollada linealmente. Las interferencias que se generan a causa del individualismo de los especialistas ocasionan modificaciones en el diseño del proyecto y, en consecuencia, en la documentación realizada hasta el momento, lo cual puede alargar el tiempo de compatibilización.

El orden natural del enfoque tradicional inicia con la toma de datos indispensables para la elaboración del anteproyecto, documento que explica las características principales del proyecto. Luego se procede a la elaboración de los planos, los cuales serán realizados en AutoCAD, si bien es cierto estos planos están referenciados al mismo proyecto, no están directamente conectados entre ellos, lo que significa que cualquier modificación debe realizarse en cada uno de los planos independientes.

Asimismo, se puede realizar también un modelo 3D para una mejor visualización gráfica del proyecto, sin embargo, este archivo no contiene información relevante de sus componentes más que datos de sus dimensiones y volumetría. Lo mismo sucede con la obtención de los metrados y presupuestos, ya que, si eliminamos algún elemento de los planos o se realiza alguna modificación, nuevamente nos encontraríamos con el mismo problema de esta metodología, debido a que tendríamos que actualizar manualmente cada uno de los documentos.

Dada la situación explicada anteriormente, los procesos se ven interrumpidos por una serie de modificaciones en la cual el entregable que ya se había realizado requerirá ser revisado y actualizado.

1.4. Beneficios de la implementación BIM

Algunos de los beneficios que más resaltan en la etapa de diseño según Eastman (2011) son los siguientes:

- Visualizaciones del diseño más precisas y tempranas: se puede diseñar el modelo 3D directamente haciendo uso de la herramienta tecnológica para el modelado, en lugar de modelarlo en base a los planos 2D. Con esto se podrá visualizar el diseño a lo largo de todo su proceso y así mitigar las modificaciones posteriores.
- Correcciones automáticas cuando se producen cambios en el diseño: en su mayoría, las herramientas tecnológicas usadas cuentan con el modelado paramétrico. Estos parámetros permiten actualizar las modificaciones realizadas por los proyectistas en todas las representaciones del proyecto, por ende, reduce el tiempo necesario para gestionar estos cambios. Esta ventaja también aplica al momento de realizar actualizar la información As built que es elaborado por los constructores.
- Obtención de planos 2D en cualquier etapa del diseño: es posible obtener rápidamente los cortes del proyecto en cualquier fase y vista. La ventaja es que reduce el tiempo de generación de planos en 2D, omisiones e incompatibilidades en este proceso.
- Participación temprana en conjunto de distintas disciplinas: las herramientas tecnológicas facilitan el trabajo colaborativo entre todos los diseñadores. El tener modelos 3D de cada especialidad, permite una mejor coordinación para el desarrollo del diseño además de que reduce los errores y omisiones. Por otro lado, permite mejorar el diseño previo a su construcción gracias a los aportes de todos los involucrados.
- Estimación del costo durante la etapa de diseño: gracias al seguimiento que se realiza al proyecto en su etapa de diseño es posible ir determinando las cantidades de los materiales que se incluyen. A partir de esto, se obtendrán estimaciones de costo más exactos y detallados.
- Detección de errores y omisiones antes de la construcción: es posible detectar los errores y las omisiones a partir del modelo 3D. Además, como los involucrados participan en conjunto durante la etapa de diseño, estos identifican fácilmente los

conflictos que pudiesen existir antes de llevar a cabo la construcción. En consecuencia, se reduciría significativamente la cantidad de RFI's u órdenes de cambio de diseño.

- Sincronización del diseño y planeamiento de la construcción: es posible planear la construcción haciendo uso del 4D que consiste en vincular el respectivo planeamiento con el modelo 3D. Esto resulta en una simulación del proceso de construcción que muestra cómo se desarrollará a lo largo del tiempo.
- Todos los beneficios mencionados anteriormente y sus resultados otorgan una mayor capacidad de análisis para los involucrados, lo cual influye en una mejor toma de decisiones bajo diferentes contextos, ya sea en la etapa de diseño, construcción o posterior operatividad y mantenimiento.

1.5. Objetivos

Objetivo general

- Analizar las mejoras obtenidas en la planificación de la construcción al aplicar la metodología BIM en la etapa de diseño.

Objetivos específicos

- Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas.
- Ejecutar la integración de las especialidades y, con esto, detectar y minimizar las incompatibilidades entre ellas.
- Desarrollar un Modelo 3D que incluya la representación de las especialidades de estructuras, instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas.
- Desarrollar un diagrama de Gantt para el proceso de construcción, luego compararlo con el diagrama de Gantt final de la ejecución real de la construcción.

1.6. Metodología del Procedimiento

A continuación, se detalla la metodología a desarrollar en el presente documento de tesis para alcanzar objetivo general planteado.



Figura 1. Metodología del procedimiento a usar en la presente tesis.

Capítulo 2. Marco teórico

En este capítulo se desarrollará los conceptos de la metodología tradicional y la metodología BIM. Nos explayaremos en esta última, explicando su aplicación durante la fase de diseño de un proyecto y la tecnología en el mercado existente para el desarrollo del BIM.

2.1. Enfoque de la metodología tradicional de diseño con herramientas CAD

Los inicios del diseño fueron muy básicos, los planos se realizaban a mano lo cual generaba demoras y la aparición de errores conforme se iba avanzando. Como se pretendía realizar un diseño preciso, a un costo menor y que se obtenga en tiempos cortos, nace una nueva tecnología llamada Dibujo Asistido por Computadora CAD, la cual puede explicarse como un diseño automatizado basado en programas de cálculo (Arrelos, 2010). Las aplicaciones de este programa fueron múltiples, siendo una de ellas la elaboración de nuevos proyectos en la ingeniería civil.

En la metodología tradicional que se basa en la generación de planos a partir del CAD, los planos arquitectónicos se tienen que dibujar uno a uno en AutoCAD, además de realizar el dibujo para principales acabados, elementos sanitarios a instalar y detalles constructivos. Si bien es cierto estos planos están referenciados al mismo proyecto, estos no están directamente conectados entre ellos, lo que significa que cualquier revisión y modificación debe realizarse en cada uno de los planos.

Este diseño, al ser realizado en AutoCAD solo permite que se obtengan dibujos en 2D en su mayoría y carece de información relevante sobre las características de sus componentes. Asimismo, a partir de estos planos puede generarse un modelo virtual que represente volumétricamente la edificación, sin embargo, al igual que los planos, no contendría información suficiente además de la geometría de los elementos.

Igualmente, en la metodología tradicional, la cuantificación de cada partida es calculada por el usuario de forma manual a partir de estos planos en CAD, midiendo distancias y áreas. Con la métrica resultante y los precios unitarios por partida, se arma el presupuesto del proyecto. Si eliminamos algún elemento, habría que actualizar manualmente cada uno de los documentos mencionados: planos, detalles, metrados, presupuestos, entre otros. Este reproceso

se traduce en una desventaja al correr riesgo de que la actualización sea omitida en alguno de los documentos además del tiempo que requiere actualizar cada uno de ellos.

Por otro lado, con esta metodología se hace una superposición de planos entre especialidades a manera de compatibilización entre ellas. Este proceso lo realiza una persona que hace compatibilizaciones entre arquitectura versus cada una de las especialidades de manera individual. Evidentemente se prioriza la compatibilización con la especialidad de arquitectura y no necesariamente se realiza una compatibilización entre las demás especialidades. Esta forma de "compatibilización" no mitiga del todo posibles interferencias, conllevando a encontrar interferencias en la etapa de ejecución.

Con todo lo expuesto anteriormente, podría inferirse que con la metodología tradicional el esfuerzo concentrado en la etapa de diseño es menor a la etapa de ejecución. La falta de una integración minuciosa entre especialidades no permite prever incompatibilidades en la etapa de diseño, en consecuencia, se tiene que dedicar más esfuerzo, tiempo e insumos en la etapa de ejecución.

2.2. Metodología BIM

La metodología BIM, Building Information Modeling como es conocida por sus siglas en inglés y como Modelamiento de Información para la Construcción en su traducción, es un método de trabajo que se desarrolla en un contexto colaborativo e integrado de todos los agentes involucrados, tales como cliente, arquitecto, proyectistas, constructores, proveedores, etc. A continuación, se definirá esta metodología, la ventaja de aplicarlo en la etapa de diseño y las herramientas más comunes usadas.

2.2.1. Definición de metodología BIM

Como se menciona anteriormente, el BIM promueve un entorno colaborativo entre los involucrados. Estos agentes entablan un flujo de comunicación transversal que alimenta a la representación digital de la edificación durante su ciclo de vida, es decir, desde su programación hasta su funcionamiento. Esta representación digital permite gestionar la información y procesos por los que pasa un proyecto tales como programación, diseño,

construcción y mantenimiento, además asegura la toma de decisiones de manera confiable. (Ministerio de Economía y Finanzas, 2021).

Gracias a las nuevas tecnologías disponibles es posible desarrollar un modelo geométrico tridimensional con la intervención de todos los involucrados del proyecto. Cada uno de ellos tiene la facilidad de agregar, editar y adquirir información del proyecto de manera sencilla y rápida. Este modelo está desarrollado en base a objetos parametrizados que almacenan la información en cada una de sus fases y representaciones, lo cual facilita la visualización y comprensión del proyecto de manera temprana para todos los diseñadores involucrados y constructores. (Eyzaguirre, 2015)

El correcto manejo de la información puede generar grandes beneficios, por ejemplo, se puede cuantificar los materiales a usar para cualquier especialidad, identificar partidas para la construcción, planificar y simular la construcción de manera eficiente, entre otros. Por lo mencionado anteriormente, este método resulta eficiente y tiene alta posibilidad de reducir los plazos y costos de ejecución del proyecto.

2.2.2. Aplicación de la metodología BIM en la etapa de diseño del proyecto

La metodología BIM propone elaborar el modelo tridimensional del proyecto desde sus inicios, es decir desde la concepción y diseño de este. Cada especialista podrá modelar su propio diseño en la herramienta 3D, como el Revit. Este trabajo debe ser en conjunto, por lo que se fomenta el uso de sistemas de trabajo centralizados que consiste en crear un modelo principal al cual todos puedan acceder en simultáneo y trabajen en un sub-proyecto (Eyzaguirre, 2015). Esta metodología tiene como finalidad que los involucrados tengan conocimiento de los avances y anticipar interferencias entre ellos de manera que se evitan re-diseños. Por otro lado, conforme se va ejecutando el diseño, se van compatibilizando las especialidades e identificando las interferencias entre cada una de ellas. Con esto se beneficia a la etapa de construcción que ejecutará un producto de mayor calidad y menor incertidumbre.

En consecuencia, todas estas ventajas otorgan una mayor capacidad de análisis para los involucrados, lo cual influye en una mejor toma de decisiones bajo diferentes contextos, ya sea en la fase de diseño, construcción o posterior operatividad y mantenimiento.

2.2.3. Herramientas usadas: Revit y Naviswork

Existen diferentes herramientas tecnológicas a elección de los profesionales para implementar la metodología BIM. Estas herramientas se pueden clasificar según las 7 dimensiones del BIM. En el caso del modelado 3D, las más conocidas son ArchiCAD, desarrollado por Graphisoft; Allplan, desarrollado por Nemetschek Group; y Revit, desarrollado por Autodesk. Por otro lado, para la coordinación e integración de los modelos 3D se tienen los softwares Synchro, desarrollado por Bentley; Solibri, desarrollado por Nemetschek Group; Bexel, Manager desarrollado por Bexel Consulting; y Naviswork, desarrollado por Autodesk. Los mencionados tienen características similares y que además de la revisión del diseño, permiten integrar el modelo con el tiempo (4D) y costos (5D). Para la presente tesis, nos enfocaremos en los softwares desarrollados por la casa Autodesk, que son Revit y Naviswork.

Revit

El Revit es un software para el modelado 3D de una infraestructura. En este software se puede realizar el diseño y almacenar información para su futura planificación. Es posible ingresar información como el material a usar, el tiempo que tomará su ejecución, la cuadrilla a realizar la actividad, la valorización de la partida, entre otros. Para la metodología BIM, esto es de gran aporte para la gestión de la información y el control (Autodesk, 2018).

Por otro lado, Revit permite una coordinación entre todas las representaciones del proyecto. Esto significa que los cambios realizados en cualquier representación se reflejarán automáticamente en todas sus elevaciones, plantas, secciones y planos. De esta premisa podemos definir el “modelado paramétrico” que abarca los números o características de los elementos. La ventaja de esta característica del Revit es que el usuario no tendrá que modificar cada una de las representaciones del proyecto cuando se produzca un cambio. En resumen, el Revit aporta una gran productividad y coordinación en la metodología BIM (Autodesk, 2018).

Naviswork

Esta herramienta tecnológica permite a los involucrados de arquitectura, estructuras, proyectistas y demás especialistas gestionar satisfactoriamente el proyecto a partir de los

modelos integrados (Autodesk, 2018). El Naviswork permite integrar los modelos 3D del proyecto además de realizar un recorrido virtual a través de este.

Algunas de las características más resaltantes son la detección de interferencias, que indica los cruces entre diseños de las especialidades, la animación y simulación del modelo y visualizar la construcción del proyecto previo a la realidad. A esto último llamamos la simulación 4D que representa la etapa de la construcción a lo largo del tiempo.

Resumiendo, esta plataforma permite analizar el proyecto, la detección de incompatibilidades, planificar y gestionar los proyectos en todas sus etapas. (Autodesk, 2018)

2.3. Filosofía Lean Construction

Un nuevo enfoque de gestión de proyectos en la construcción aparece con el Profesor Lauri Koskela al introducir el Lean Construction en los años 90. Este sistema nace a raíz del enfoque “Lean Manufacturing” introducido en los años 50 por la industria automovilística Toyota Motors, el cual según Vargas-Hernández, Muratalla-Bautista, y Jiménez-Castillo (2016) indican que es un sistema en el que prevalece prescindir o aminorar todas aquellas actividades que no otorgan un valor agregado al producto final.

A partir de los fundamentos teóricos desarrollados por el Ing. Koskela, según Porras Díaz, Sánchez Rivera, y Galvis Guerra (2014) proponen que, en el sector de la construcción, interpretemos la producción como la suma de trabajos que aportan valor. En ese sentido, el Lean Construction se centra en implementar sistemas de producción que aporten el máximo valor en cuanto a costo, tiempo y calidad.

En el Lean Construction los trabajos se van desarrollando en cada sector previamente definido con el fin de tener un avance balanceado. Estos sectores están programados para seguir una secuencia constructiva lógica y son recorridos hasta la culminación de cada etapa y por consiguiente del proyecto.

Esta filosofía propone mejorar a gran nivel la producción a través del uso de distintas herramientas. Para la presente tesis se harán uso de las herramientas sectorización, tren de actividades y buffers.

2.3.1. Sectorización

La sectorización es la equivalencia de los lotes de producción del Lean Manufacturing. Este proceso busca dividir los metrados totales de cada una de las actividades equitativamente y en relación a la planificación de la construcción. Esto se realiza con el fin de generar una cadena de producción equilibrada que permita contar un flujo continuo entre sectores. El número de sectores y las cantidades asignadas a cada uno deberán ser viable y realizables en un día.

El objetivo de la sectorización es optimizar los rendimientos de cada cuadrilla al dividir el trabajo por especialidad en partes más pequeñas balanceadas en capacidad y demanda, esto resultará en una curva de aprendizaje constante en el tiempo para cada cuadrilla y lo que posteriormente permitirá formar el tren de trabajo con un ritmo constante diario. Consecuentemente, todas las cuadrillas diariamente deberán producir las mismas cantidades, por ende, generar el mismo avance en el proyecto diario.

2.3.2. Tren de actividades

Esta estrategia es aplicable cuando previamente en la etapa de planificación se ha dividido el trabajo en partes equitativas con la sectorización. El tren de actividades es una herramienta que se basa principalmente en alimentar la curva de aprendizaje y en el sistema constructivo a partir de promover las actividades secuencial y repetitiva, similar a una línea de producción de fábrica, donde cada cuadrilla ejecutará el mismo trabajo día a día avanzando de manera secuencial entre los sectores definidos. Con esto se logrará contar un flujo de trabajo ordenado y continuo.

2.3.3. Buffers

Debido a que en el sector construcción siempre existe mucha variabilidad, se generan los buffers o colchones que permiten amortiguar los efectos que escapan de la variabilidad que afectan la secuencia y duración de las actividades programadas. Los buffers permiten tener más días para terminar las actividades programadas en la semana. Los buffers se diferencian en tres tipos:

Buffer de inventario

El buffer de inventario es típico de usarse en el sector construcción, ya que la mayoría de actividades requieren de insumos que en gran cantidad son subcontratados y provistos por terceros. En ese sentido, con el buffer de inventario se busca tener una contingencia al solicitar, o tener en stock mayor cantidad del material requerido, con el fin de que no repercuta en el inicio o continuación de una actividad.

Buffer de tiempo

Este buffer representa un tiempo extra que se puede utilizar para lograr completar actividades que tuvieron complicaciones en su desarrollo durante la semana y así no salirse del plazo programado. Para el presente proyecto los días sábados son los considerados buffers de tiempo.

Buffer de capacidad

Este buffer está relacionado a la no programación de partidas no críticas con el fin de que se realicen cuando el personal necesite un área de trabajo o donde colocar material que haya sobrado de otras partidas programadas. Esto permitirá que no se generen desperdicios ni pérdidas en el proyecto.

2.4. Integración entre la metodología BIM y Lean Construction

A continuación, se desarrollarán los conceptos Lean que se complementan con las herramientas BIM aplicadas en la presente investigación y viceversa según el paper publicado por Sacks, Koskela, Dave y Owen, (2010) llamado “The Interaction of Lean and Building Information Modelling in Construction”.

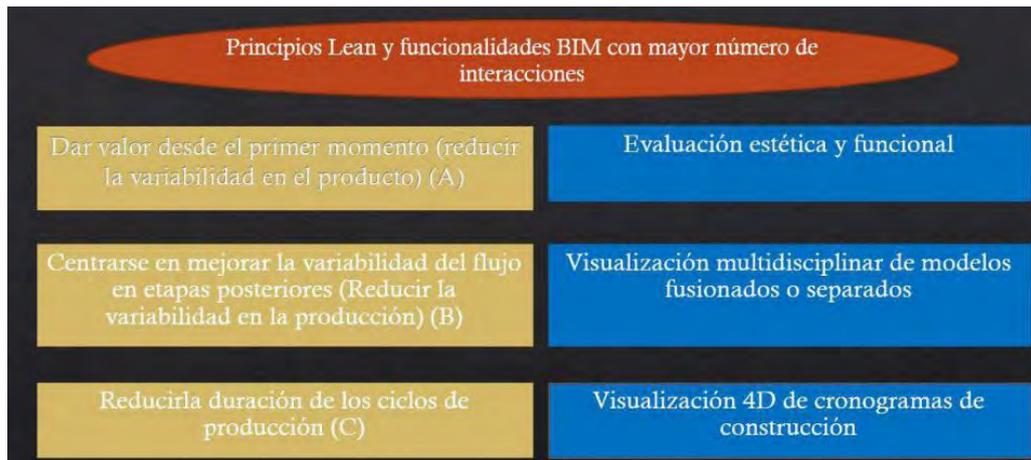


Figura 2. Principios Lean y funcionalidades BIM con mayor número de interacciones.

Tomado de Flores (2020) Interacción entre BIM y Lean Construction analizadas en proyectos de edificación.

- A) Reducción de improductivos y desperdicios durante la ejecución del producto
- B) Mejoras en el flujo de trabajo.
- C) Optimizaciones en las duraciones del flujo de trabajo.

Durante el diseño el cliente es el protagonista ya que es el encargado dar valor al producto. Esto se logra fácilmente entendiendo las necesidades del cliente, además de brindarle las mejores opciones en tiempo y costo. Gracias al BIM el cliente tiene acceso a una visualización en 3D que genera una mejor relación cliente producto. Hoy en día es complicado mostrar productos más complejos únicamente a un nivel 2D, incluso para los especialistas y conocedores profesionales.

Por otro lado, la facilidad de visualización y manipulación que otorga el BIM permite que se puedan realizar evaluaciones de alternativas mucho más rápidas, lo que permite optar por decisiones más acertadas. Esto disminuye la posibilidad de cambios significativos durante la etapa de construcción, ya que en la etapa de diseño se ha garantizado cumplir con todos los requerimientos exigidos por el cliente. Además, contribuye con el grado de confiabilidad del cronograma durante la planificación.

Asimismo, está la más conocida herramienta del BIM que es un detector de interferencias con el software Naviswork, la cual nos permite la integración multidisciplinaria de distintos modelos que al fusionarse detectan los conflictos entre una y otra especialidad con el fin de que puedan tomarse fácilmente las decisiones antes de su ejecución y acortar así los ciclos de ejecución posteriores.

Por último, tenemos la actualización en línea del producto, es decir cuando realizamos alguna actualización en el modelo, esta podrá verse en tiempo real en cualquier dispositivo dentro de la plataforma, ya que son modelos colaborativos en la nube.

2.5. Interoperabilidad entre Revit y SAP2000

Como parte de este estudio, se desarrollará el diseño estructural del proyecto ya mencionado, que luego será importado a la plataforma Revit para el modelamiento más detallado de la especialidad de estructuras. En este proceso será necesario que el intercambio de información se realice eficientemente sin pérdida de datos. Para esto, se investigó acerca del plugin CSiXRevit.

Este plugin puede ser instalado en la plataforma de modelado Revit y permite la interoperabilidad hacia el SAP2000, ETABS y SAFE. Específicamente, se puede lograr los siguientes intercambios según Computers and Structures, Inc., (2018):

- Exportar desde Revit hacia SAP2000, ETABS y/o SAFE para crear o actualizar un modelo.
- Importar desde SAP2000, ETABS y/o SAFE hacia Revit para crear o actualizar un modelo.

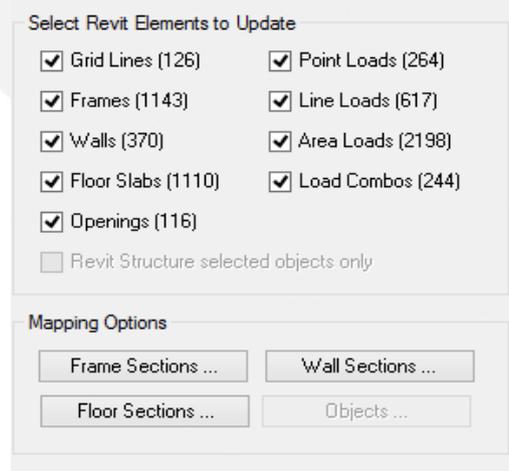


Figura 3. Elementos a seleccionar para el intercambio.

El uso del plugin permite un total control del intercambio de información, es decir, permite el mapeo de cada uno de los elementos en el proceso de importación. Una ventana indicará la cantidad de elementos que están siendo seleccionados.

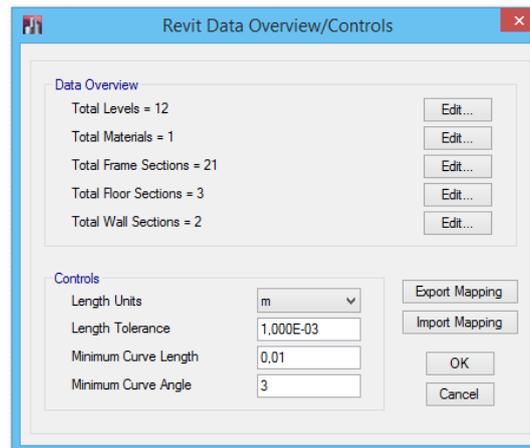


Figura 4. Cantidad de elementos seleccionados.

Es necesario mencionar que el formato que usan estos archivos para la interoperabilidad es .EXR. Existe también el formato IFC (Industry Foundation Classes), un formato neutro y no controlado por los productores de softwares. Podría ser posible realizar la interoperabilidad del proyecto con este formato, sin embargo, se prefiere trabajar con el formato EXR., ya que forma parte de todos los programas desarrollados por CSI y garantiza la fluidez del proceso.

Capítulo 3. Estructuración, pre dimensionamiento y modelo 3D

A continuación, se describirá el uso y los ambientes con los que cuenta la edificación a diseñar estructuralmente. También se detallarán los materiales con sus respectivas propiedades a considerar en el diseño estructural, los criterios para una correcta estructuración y predimensionamiento. Con el predimensionamiento elaborado, se modelará la edificación en el SAP2000 a fin de proseguir con el diseño.

3.1. Descripción del proyecto

El presente estudio se basa en el edificio de oficinas EF1100TECH2 que se encuentra ubicado en la Calle Las Camelias 160-170, Urbanización el Jardín, San Isidro-Lima. Este proyecto contempla dos sótanos y un semisótano destinados a 40 estacionamientos, un tercer sótano donde se ubican los cuartos de bombas y grupos electrógenos, seis pisos para uso de 9 oficinas y un séptimo piso de área común. Para el cálculo estructural, nos limitaremos a analizar del primer al sexto piso.

En el primer piso se encuentra la recepción a la cual se llega a través de una amplia escalera de 4.6m de ancho o mediante un elevador para discapacitados. Del lado izquierdo se encuentra un acceso de 3m de ancho hacia los estacionamientos ubicados en los sótanos. Por otro lado, se encuentra un acceso directo a la oficina 101 de dos niveles, siendo un área total de $504.5 m^2$. En el segundo piso se pueden encontrar las oficinas 201 y 202 de $70 m^2$ y $85.65 m^2$ respectivamente. El tercer y cuarto piso son similares en su distribución, con dos oficinas de $159 m^2$ y $122.60 m^2$ en cada nivel. A excepción del cuarto piso, el tercer nivel cuenta con una terraza de $29 m^2$. El quinto y sexto piso cuentan con solo una oficina en cada nivel de $281.50 m^2$ y $267 m^2$ respectivamente. La oficina del sexto piso cuenta con una terraza de $27.32 m^2$.

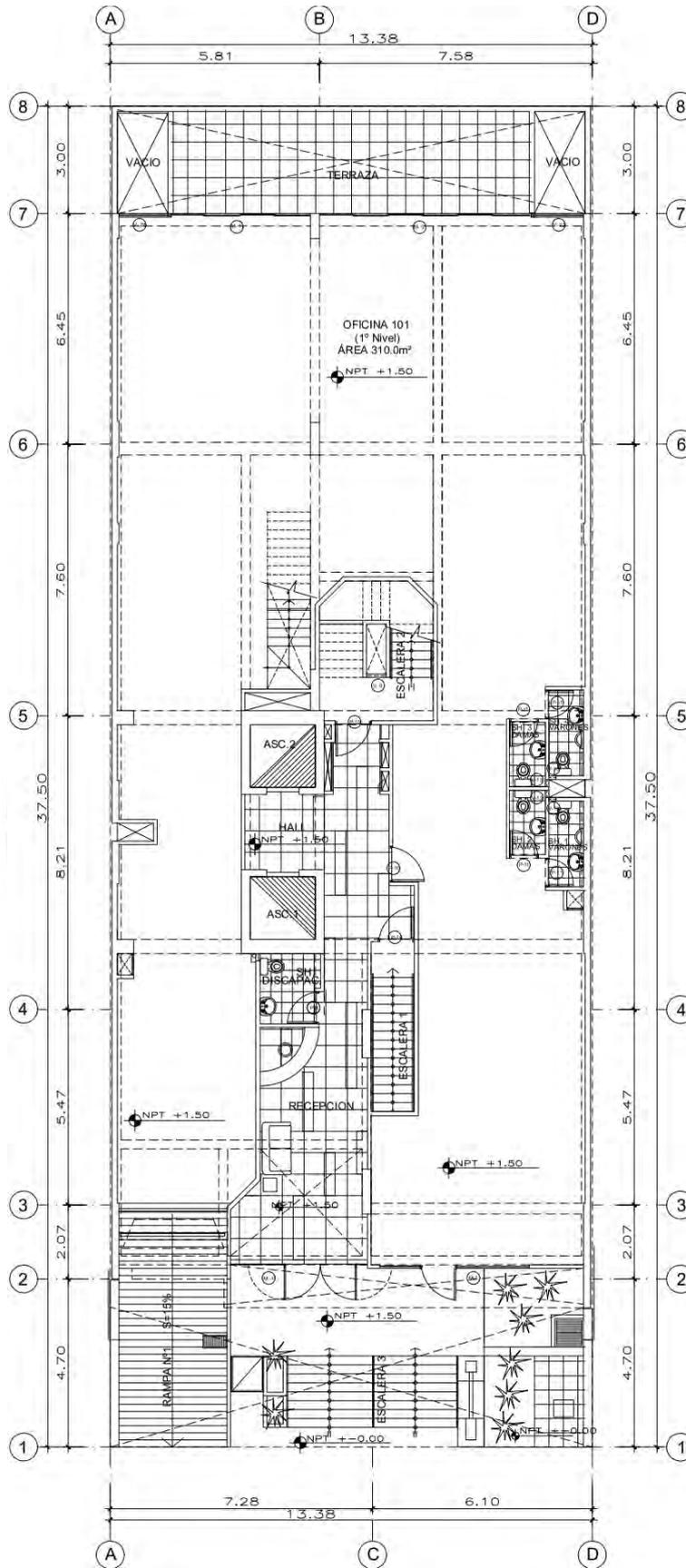


Figura 5. Arquitectura de planta del primer piso.

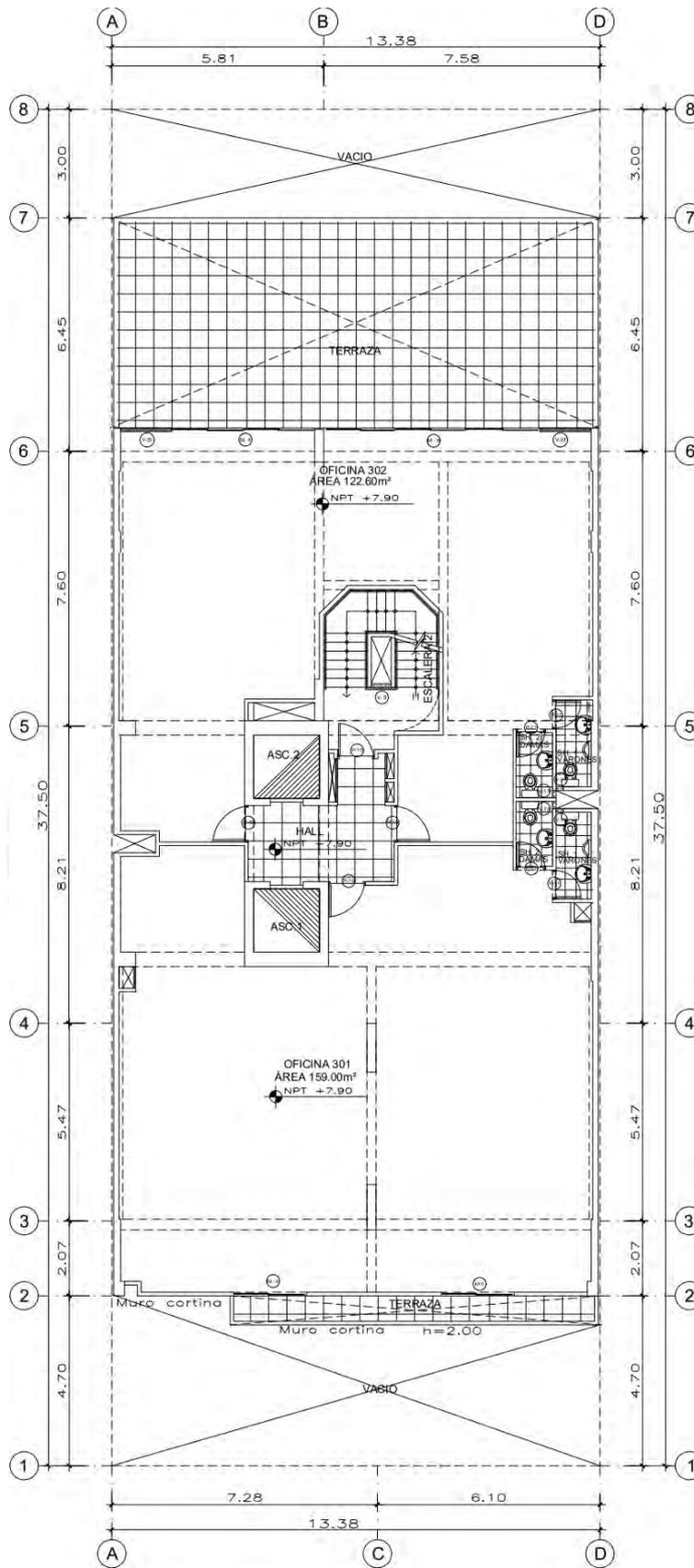


Figura 6. Arquitectura de planta del tercer piso.

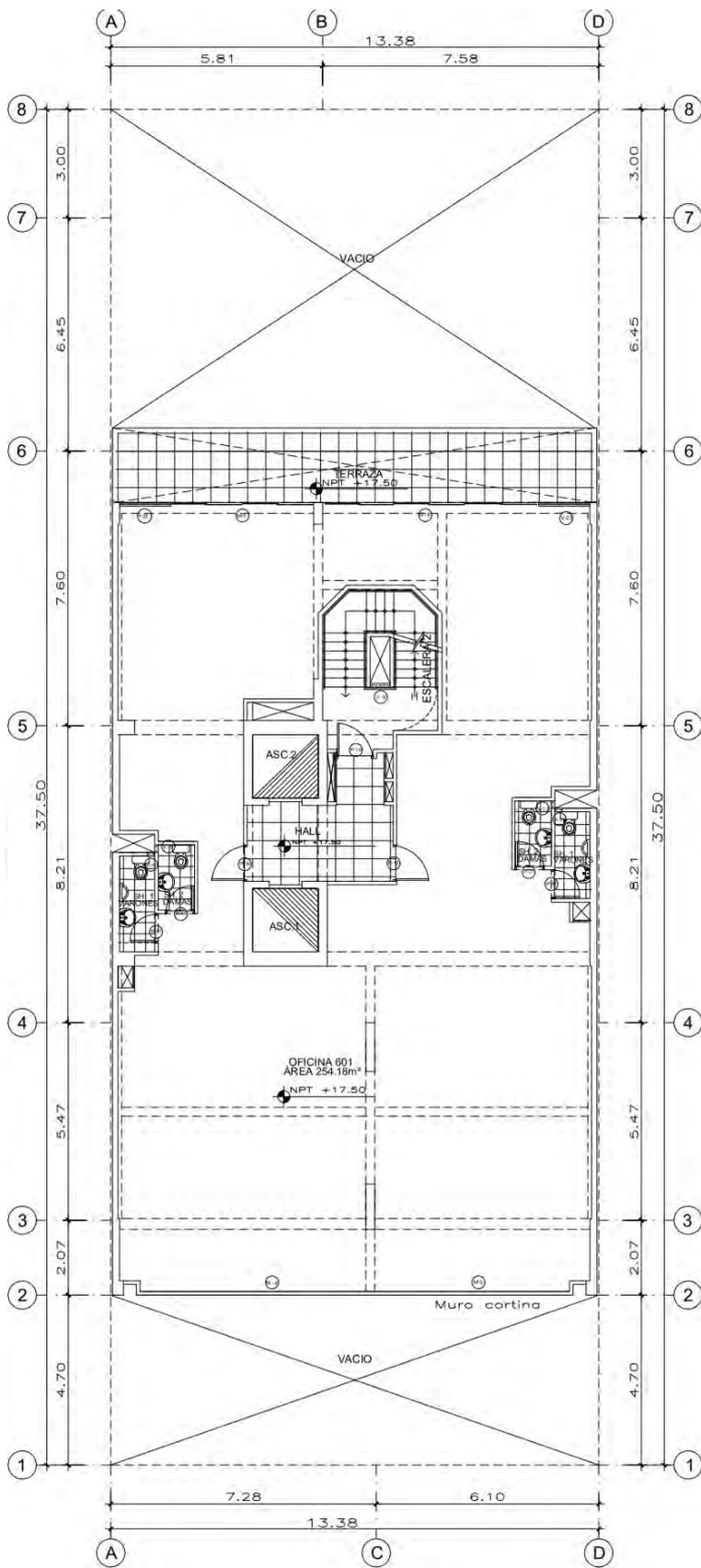


Figura 7. Arquitectura de planta del sexto piso.

A lo largo de todo el edificio, se cuenta con dos ascensores con capacidad para 8 personas. Además, se cuenta con una escalera de evacuación presurizada y construida con materiales ignífugos y cortafuegos.

3.2. Criterio ingenieril

La edificación está compuesta por columnas, placas, losas y vigas de concreto armado. Las propiedades mecánicas del concreto y el acero a considerar serán las siguientes:

Concreto

- Resistencia a la compresión ($f'c$) = 210 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_c) = 217371 kg/cm²
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15

Acero

- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_s) = 2 100,000 kg/cm²

Además, se usarán las normas peruanas para el diseño estructural del proyecto:

- Norma E.020: Cargas
- Norma E.030: Diseño Sismorresistente
- Norma E.060: Concreto Armado

3.3. Estructuración

Se ubican las columnas, vigas y muros en cada una de las plantas acorde a la distribución arquitectónica de manera que se mantenga la simplicidad de la estructura. Para esto, hay ciertos criterios a tener en cuenta para la estructuración según Blanco (1997):

- Simplicidad y simetría: La simplicidad de la estructura nos da la ventaja de idealizar el edificio de manera rápida y lo más cercano a la realidad posible. Mientras que la simetría disminuye la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez lo cual evita momentos torsionales sobre la estructura. Estos momentos pueden llegar a ser altamente destructivos.
- Uniformidad y continuidad: se busca que no haya un cambio brusco de rigidez de un piso a otro. Como un caso excepcional, se podrá optar por hacer reducciones de dicha sección.

- Rigidez Lateral: para evitar tener desplazamientos laterales altos, se puede robustecer la estructura en sus direcciones principales mediante muros de concreto o albañilería a fin de que aporten rigidez lateral.
- Diafragma rígido: se considera a las losas como diafragmas rígidos que permite que las fuerzas de sismo se distribuyan en las columnas y muros de concreto.

3.4. Pre dimensionamiento

Teniendo en cuenta la estructuración que se ha propuesto, procedemos a realizar el predimensionamiento detallando las dimensiones obtenidas para cada tipo de elemento estructural.

3.4.1. Losa aligerada en 1 dirección

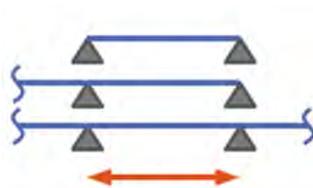
Se procederá a analizar los paños de losas entre los ejes A y D y los ejes 6 y 7 de la planta del primer piso de la estructura. Las dos losas a los extremos corresponden al caso de un extremo interno continuo. Siendo “L” la longitud a la cara de viga en cada paño y “h” la altura del paño.

- $h_1 = L/23.5 = 5.25\text{m}/23.5 = 0.22\text{m}$ (Extremo izquierdo)
- $h_2 = L/23.5 = 3.86\text{m}/23.5 = 0.16\text{m}$ (Extremo derecho)

La losa del medio corresponde al caso de ambos extremos continuos.

- $h_3 = L/25 = 3.15\text{m}/25 = 0.13\text{m}$

Para uniformizar el espesor en toda la planta se optó una losa de peralte igual a 25cm.



Losas Aligeradas de 1 dirección:

Simplemente apoyadas: $h=L/22$

Con un extremo continuo: $h=L/23.5$

Ambos extremos continuos: $h=L/25$

Fuente: Asmat, C.

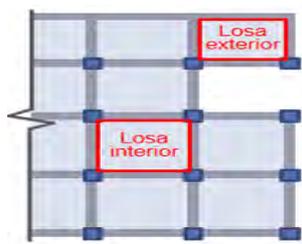
Figura 8. Predimensionamiento de losas aligeradas.

3.4.2. Losa maciza

Se analiza el paño de losa maciza ubicada entre los dos núcleos de ascensores considerándola como el caso de losa exterior para la aplicación de fórmulas. Este paño de losa cuenta con luces de 1.92m y 2.32m en los ejes X y Y respectivamente.

- Perímetro: 8.48m
- $h = \text{Perímetro}/130 = 8.48\text{m}/130 = 6.52\text{cm}$

Se pudo comprobar que al tener luces muy pequeñas sale un espesor bajo de 6.52cm, por lo que, para evitar posibles fisuras, una variación considerable en el fondo de las losas y garantizar un mejor comportamiento como diafragma rígido se optó por una losa maciza de 20cm de peralte



Losas Macizas:

Losas exteriores: $h = L_{\text{extrema}}/40$ o $\text{Perímetro}/130$

Losas interiores: $h = \text{perímetro}/150$

Fuente: Asmat, C.

Figura 9. Predimensionamiento de losas macizas.

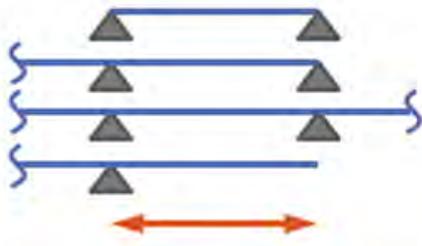
3.4.3. Viga

Se procederá a analizar la viga ubicada en el eje 6 de la planta del primer piso de la estructura. En ambos tramos de la viga se considera el caso de un extremo continuo.

Siendo "L" la longitud a la cara de columna en cada tramo y "h" la altura de la sección.

- $h_1 = L/13 = 5.20\text{m}/13 = 0.40\text{m}$ (Tramo izquierdo)
- $h_2 = L/13 = 7.21\text{m}/13 = 0.55\text{m}$ (Tramo derecho)

Para mantener la uniformidad en todo el peralte de la viga de un mismo pórtico principal se optó por utilizar el mayor peralte del predimensionamiento. Se obtuvo un valor de 55cm, pero se eligió un peralte de 60cm el cual será comprobado posteriormente.



Vigas de concreto armado:

Simplemente apoyadas: $h=L/12$ o $h=L/10$

Con un extremo continuo: $h=L/13$ o $h=L/11$

Ambos extremos continuos: $h=L/14$ o $h=L/12$

Volados: $h=L/7^*$ o $h=L/5$

*Sobrecarga ≤ 100 kg/

Fuente: Asmat, C.

Figura 10. Predimensionamiento de vigas.

3.4.4. Columnas y Muros de concreto armado

En el caso de las columnas, muros de concreto y albañilería, se considera:

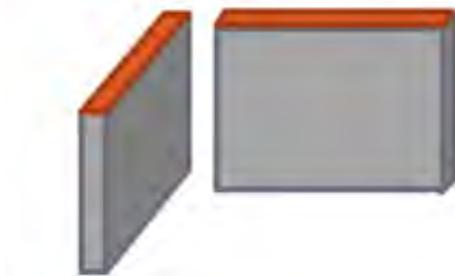


Columnas de concreto

$$A_{\text{columna}} = \frac{A_{\text{influencia}} \times (P/A) \times 1.5}{(0.60 \times f'c \times 10)}$$

Fuente: Asmat, C.

Figura 11. Predimensionamiento de columnas.



Muros de concreto armado

$$A_{\text{muros}} = \frac{A_{\text{edificio}} \times (P/A) \times S_a}{(1.50 \times \sqrt{f'c} \times 10)}$$

Fuente: Asmat, C.

Figura 12. Predimensionamiento de muros de concreto armado.

Se define:

$A_{\text{influencia}}$: suma de todas las áreas de influencia de la columna.

A_{edificio} : suma de áreas techadas del edificio por encima del nivel de terreno.

Además, se consideran los siguientes valores para el cálculo del predimensionamiento:

Tabla 1 Datos relevantes para el predimensionamiento

P	Peso total en servicio de la estructura (carga muerta más carga viva)	2328.51 Ton
Aedificio	Área techada total por encima del nivel de terreno	1984.67 m ²
Sa	Espectro de pseudoaceleraciones	1.84 m/s ²
f'c	Resistencia a la compresión del concreto	210 kg/cm ²

Se procederá a analizar la columna ubicada en la intersección del eje 6 y el eje B de la estructura.

$$A_{\text{influencia}} (\text{Encofrado 1 y 2}) = 45.22\text{m}^2$$

$$A_{\text{influencia}} (\text{Encofrado 3, 4 y 5}) = 27.49\text{m}^2$$

$$A_{\text{influencia}} (\text{Encofrado 6}) = 20.92\text{m}^2$$

$$A_{\text{influencia total}} = 193.83\text{m}^2$$

Siendo el $A_{\text{influencia}}$ de la columna en mención igual a 193.83m^2 y utilizando los datos de la Tabla 1, se proceden a reemplazar los datos en la siguiente fórmula:

$$A_{\text{columna}} = \frac{A_{\text{influencia}} \times (P/A) \times 1.5}{(0.60 \times f'_c \times 10)}$$

$$A_{\text{columna}} = \frac{193.83 \times (2383.78/1984.67) \times 1.5}{(0.60 \times 210 \times 10)}$$

$$A_{\text{columna}} = 0.28 \text{ m}^2$$

Se optó por considerar una columna de sección $0.25\text{m} \times 1.00\text{m}$ la cual representa 0.25m^2 de área. Si bien es cierto el área elegida es menor al área calculada del predimensionamiento, se hará la verificación en la etapa de diseño para comprobar si la sección propuesta cumple con los requerimientos.

Para el predimensionamiento de los muros, se procederán a reemplazar los resultados de la Tabla 1 en la fórmula indicada para calcular el área total de muros:

$$A_{\text{muros}} = \frac{A_{\text{edificio}} \times (P/A) \times S_a}{(1.50 \times \sqrt{f'_c} \times 10)}$$

$$A_{\text{muros}} = \frac{1984.67 \times (2328.51/1984.67) \times 1000 \times 1.84}{(1.50 \times \sqrt{210} \times 10)}$$

$$A_{\text{muros}} = 1.97 \text{ m}^2$$

Luego de hallar el área necesaria que serían los 1.97m^2 , se eligió colocar un área de muros igual a 7.79m^2 para tener un adecuado control de los desplazamientos laterales y además obedecer a los requerimientos arquitectónicos.

A continuación, se presentará la distribución de los elementos estructurales de toda la planta, así como también las secciones obtenidas a partir de las fórmulas de predimensionamiento anteriormente mencionadas. Las dimensiones de los elementos se mantienen en los siguientes niveles.

Tabla 2 Secciones obtenidas de los elementos verticales

Elemento	Base (m)	Altura (m)
C1	0.25	0.40
C2	0.25	0.70
C3	0.30	0.40
C4	0.25	1.00
C5	0.25	1.20
Placa 1	0.25	6.25
Placa 2	0.25	6.48
Placa 3	0.25	7.00



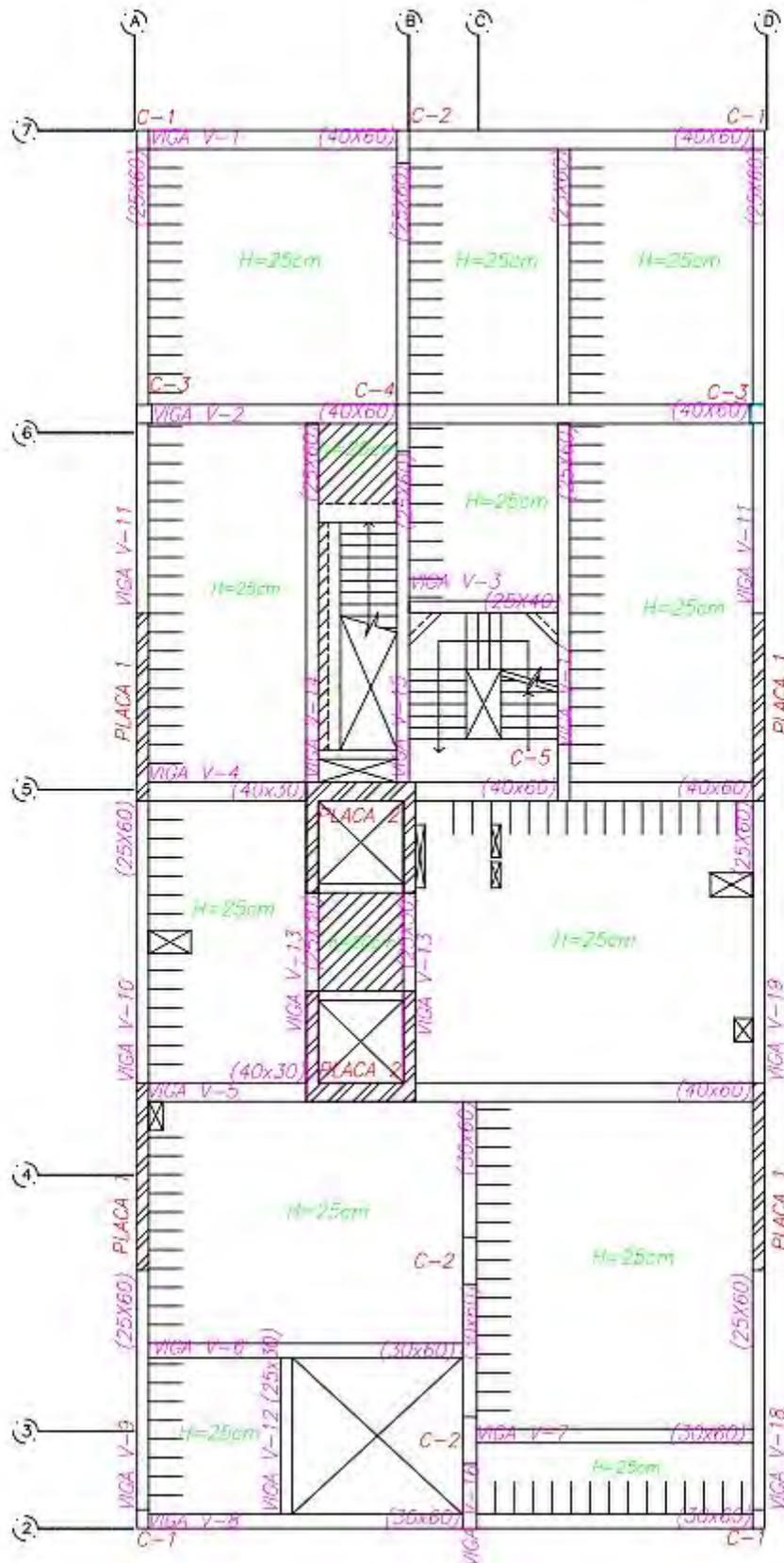


Figura 13. Planta de estructuración con elementos verticales y horizontales predimensionados.

3.5. Modelo en SAP2000

El SAP2000 es una de las diversas herramientas usadas en el modelado, análisis y dimensionamiento estructural que se basa en elementos finitos y con gráficos 3D. Algunas de las estructuras que se pueden estudiar son puentes, complejos industriales, estructuras marítimas, entre otras. Se pueden considerar materiales como el concreto armado, acero estructural o perfiles de aluminio y además, es posible considerar cargas de sismo, viento, móviles o de olas. Esta herramienta cuenta con la facilidad de analizar los tipos de estructuras en mención gracias al poder de cálculo y fiabilidad en sus resultados. (Computers and Structures, Inc., 2018)

Con el fin de ejecutar el análisis modal y posterior análisis sísmico del proyecto, se escogió el programa de computación SAP2000 con el cual se realizó un modelo tridimensional. Asimismo, se tuvo en cuenta las consideraciones estipuladas por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

Para el modelo se tomaron en cuenta 6 plantas y una base empotrada. A cada uno de los niveles se les asignó tres grados de libertad que corresponden a dos de traslación y uno de rotación, además de asignar como diafragma rígido a cada nivel.

El peso sísmico de la estructura se determinó a partir de los elementos verticales y horizontales dibujados y de las cargas de gravedad colocadas manualmente, considerando para cada nivel el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga actuante. Este porcentaje es calculado según la categoría de la edificación, al presente caso de estudio le corresponde un porcentaje de 25%, ya que pertenece a la categoría C al ser un edificio destinado para oficinas. De lo explicado, las masas calculadas son aplicadas en el centroide de las plantas.

Para el encuentro entre las vigas con las columnas o las placas se consideró la longitud total del nudo infinitamente rígida, lo que influyó en el análisis al aportarle mayor rigidez a las vigas, lo que generaría que reciban mayores fuerzas y momentos y por ende menores deformaciones laterales. Esto se logró en el programa al asignarle al *rigid zone factor* un valor igual a 1.

A continuación, se detallan las propiedades del material usado, definiciones y consideraciones de cada elemento estructural.

3.5.1. Losas

Las losas son elementos área que se consideran como diafragmas rígidos, es decir, sólo tendrán desplazamientos en su plano y tienen la finalidad de recibir y transferir las cargas hacia los elementos de contorno. Para conceptualizar estas características en el modelo estructural, se asigna al elemento el tipo *Shell-thin* para que resista fuerzas y momentos paralelos y perpendiculares a su plano. Las cargas asignadas en las losas serán del tipo *Uniform to Frames* para distribuirlas correctamente hacia las vigas y no hacia los nudos de la losa. Asimismo, se le asignará *One Way* o *Two Way* dependiendo si trabaja en una o dos direcciones la losa. Por último, se considera un espesor despreciable, ya que el valor del peso propio de la losa será asignado como una carga.



Figura 14. Cargas asignadas en losas.

3.5.2. Vigas

Las vigas son consideradas elementos lineales resistentes a esfuerzos por flexión, axial y cortante. En el modelo fueron definidas como elementos *frame*, ya que ninguna viga presentaba un peralte considerablemente grande en el que la sollicitación por fuerzas de corte sea mucho más importante. Se colocó rótulas (*releases*) donde las vigas se apoyaban en elementos que no cumplieran con las dimensiones mínimas para que el fierro tenga una suficiente longitud de anclaje. Además, para una mejor visualización de los diagramas de fuerzas y momentos, se

modificaron los valores de *length offset* para que los valores se muestren desde la cara de los elementos verticales.

3.5.3. Columnas

Las columnas son creadas como un elemento *frame*, tienen como finalidad recibir y distribuir hacia la cimentación las fuerzas del sismo y gravedad. Presentarán deformaciones laterales debido a las cargas sísmicas; sin embargo, no pueden sufrir deformaciones en su altura. Esta deformación δ se determina a partir de la siguiente expresión: PL/EA , teniendo como denominador la multiplicación del módulo de elasticidad del material y el área de la sección (EA). Por lo que, si se quiere minimizar el valor de la deformación, se debe tener un $EA = \infty$. Para contemplar esta característica particular del elemento, en el modelo se aplica en sus propiedades un factor de área igual a 1000.

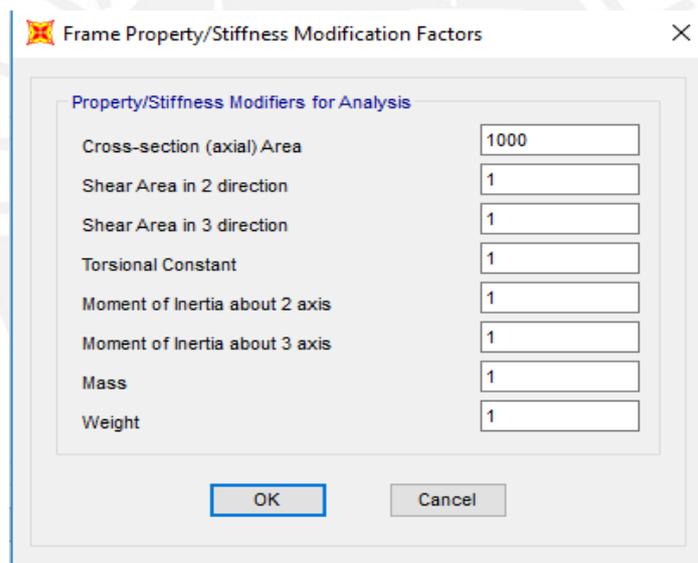


Figura 15. Propiedades de un elemento columna.

3.5.4. Placas

Para idealizar las placas en el modelo, se consideró como el ensamble de un elemento *frame* y brazos rígidos conectados a las vigas. En la propiedad del elemento *frame* se asignará la sección de la placa y el brazo rígido tendrá una sección igual a la viga con la que se conecta. El brazo rígido es de un material con una elasticidad muy grande, para que la rigidez sea similar a la de una placa. A continuación, se detallan las propiedades del material para los brazos rígidos.

- Peso específico = 0
- Módulo de elasticidad (E_b)= $20 \cdot E$ acero= $42\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson (ν)= 0.15

Se muestra el encofrado del primer piso modelado.

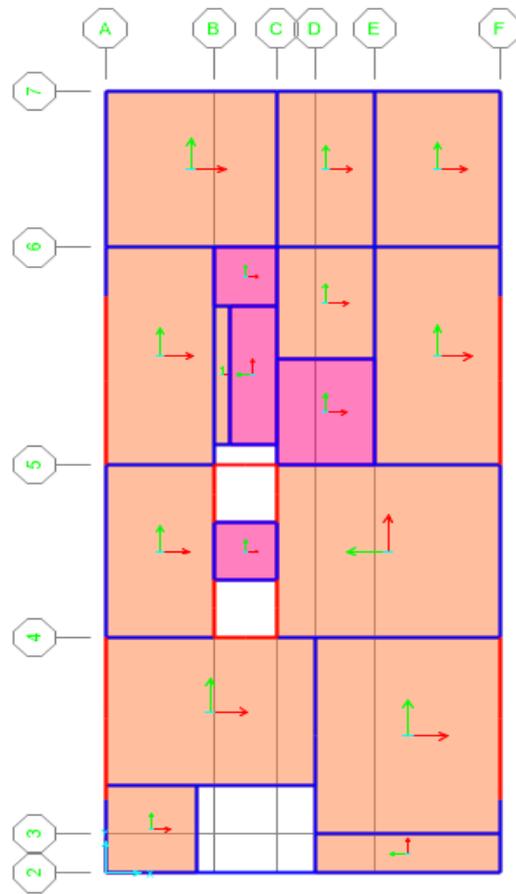


Figura 16. Encofrado del primer piso en SAP2000.

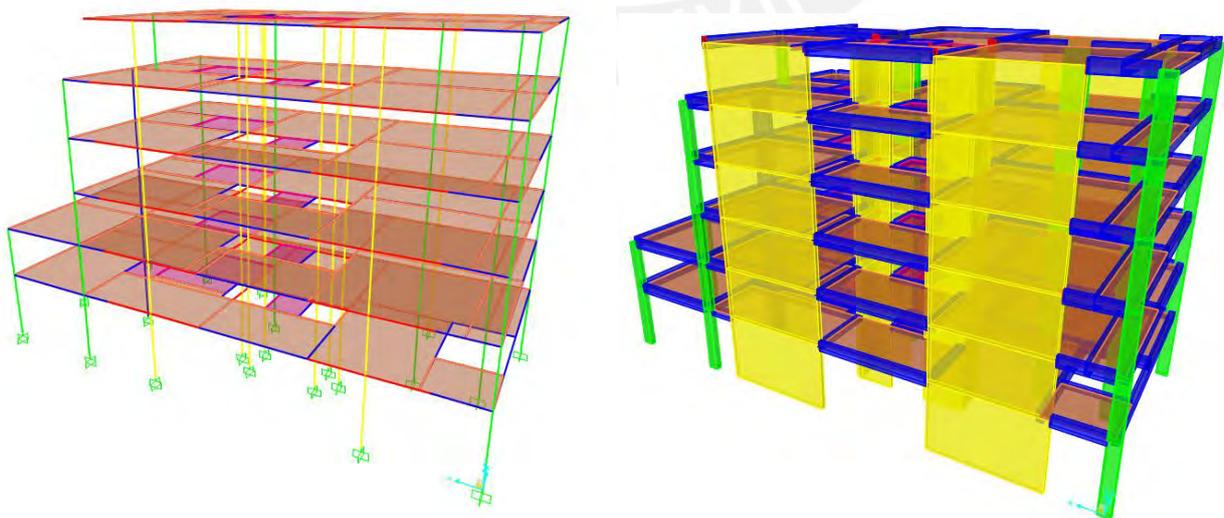


Figura 17. Modelo del proyecto en SAP

Capítulo 4. Análisis de cargas de gravedad y Análisis sísmico

En este capítulo se detallarán las cargas a aplicar en cada nivel según el material y el uso que tendrán. Además, se realizará el análisis sísmico que servirá para verificar el comportamiento inicial del análisis estructural.

4.1. Cargas de gravedad

Es necesario conocer las cargas que se aplicarán sobre los elementos estructurales para desarrollar su diseño. Como primer paso, se definirán las cargas de gravedad que se dividen en cargas muertas y cargas vivas. Las primeras en mención comprenden el peso unitario de los materiales, mientras que las cargas vivas corresponden a la carga repartida que habrá en cada ambiente según el uso que se le dará. Se detallan las cargas muertas y vivas a usar para este proyecto.

4.1.1. Carga muerta

En base a la norma E.020, se considerará los siguientes pesos propios de los materiales:

Tabla 3 Pesos propios de los materiales

Material	Peso Unitario
Concreto armado de grava	2400 kgf/m ³
Tabiquería	1350 kgf/m ³
Revoque de mortero de cemento	2000 kgf/m ³
Aligerado de 25 cm	350 kgf/m ²

Nota. Tomado de “Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas”, por RNE, 2006.

Siguiendo los pesos unitarios mostrados en la Tabla 3, asignamos las cargas muertas para cada encofrado. En los encofrados del primer al quinto piso los pesos a considerar son la losa aligerada y el acabado que es un revoque de mortero de cemento de 5cm. Los valores correspondientes son 350 kg/m² y 100 kg/m² respectivamente, resulta de un valor total de 450 kg/m². En el caso del encofrado de la azotea, sexto piso, la única carga a considerar será el peso propio de la losa de 350 kg/m², para este encofrado no se considera un piso terminado. Además, donde se tienen losas macizas de 20cm se considera una carga muerta de 480 kg/m².

4.1.2. Carga viva

La carga viva se selecciona en función de la ocupación o uso clasificado por la norma E.020. En este caso, se hace uso de las cargas repartidas correspondientes a oficinas.

Tabla 4 Cargas vivas repartidas por área

Ocupación o uso	Carga repartida (kgf/m ²)
Oficina	250
Corredores y escaleras	400
Techo	100
Tabiquería móvil	100

Nota. Tomado de “Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas”, por RNE, 2006.

De manera similar a la asignación de cargas muertas, nos guiamos de las cargas repartidas mostradas en la Tabla 4. En los encofrados del primer al quinto piso la carga viva a considerar en su mayoría es 250kgf/m² ya que la ocupación es de oficinas. Además, en las zonas de pasillos y escaleras corresponde una carga de 400 kg/m². En el caso del encofrado de la azotea, sexto piso, se asigna una carga viva de 100kgf/m² ya que corresponde a un techo.

4.2. Análisis sísmico

El análisis sísmico consiste en diseñar bajo la aplicación de cargas externas consecuentes de efectos sísmicos y que la estructura las resista. Es de vital importancia realizar este análisis en todas las estructuras que se diseñan para evitar posibles colapsos.

4.2.1. Parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030

Nos basamos en la norma Sismorresistente E.030 para determinar el espectro de diseño y la cortante basal.

Factor de zona: Z

Es la probabilidad del 10% de que en un rango de 50 años la aceleración máxima del suelo sea excedida, dicho valor es representado como una parte de la aceleración de la gravedad. De acuerdo a la Tabla N° 1 “Factores de zona Z” de la Norma E.030 (2018) y a la locación de este proyecto, en el distrito de San Isidro, al edificio estudiado le corresponde la zonificación 4. Por ende, el valor de **Z** será **0.45**.



Figura 18. Mapa del Perú con zonificación.

Parámetros de sitio: S , T_P y T_L

El perfil de suelo descrito por el informe de Mecánica de Suelos del terreno ubicado en Calle Las Camelias N° 160-170 es de tipo S1. En base a esto podemos calcular lo siguiente:

- Factor de suelo: S .
De la tabla N° 3 de la Norma E.030 (2018): $S=1.00$
- Períodos T_P y T_L
De la tabla N° 4 de la Norma E.030 (2018): $T_P=0.40$ segundos
 $T_L=2.50$ segundos

Factor de uso: U

El proyecto en estudio, al ser destinado a oficinas, se encuentra en la categoría C según la Tabla N° 5 de la Norma E.030 (2018). Para esta categoría corresponde un U de **1.0**.

Factor de amplificación sísmica: C

Es el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo y será calculado según el periodo de la estructura.

$$\begin{array}{ll}
 T < T_P & C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T_L < T & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

Coefficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas: R_o

De la tabla N°7 de la Norma E.030 (2018) se ubica el sistema estructural correspondiente al proyecto y se tiene como valor $R_o=6$.

La configuración estructural es necesaria para realizar correctamente los análisis dinámico y estático además de que es gran influyente para calificarla como regular o irregular. De ser una estructura irregular, el coeficiente R_o se vería afectado por los factores de irregularidad correspondientes. Optaremos por asumir una estructura regular y luego del análisis se procederá a verificar cada una de las irregularidades.

En la Tabla 5 se presentan los parámetros sísmicos y en la Figura 19 se grafica el espectro de aceleraciones obtenido según estos parámetros.

Tabla 5 *Parámetros sísmicos*

Parámetro sísmico	Factor
Z	0.45
U	1
S	1
$R_x=R_y$	6

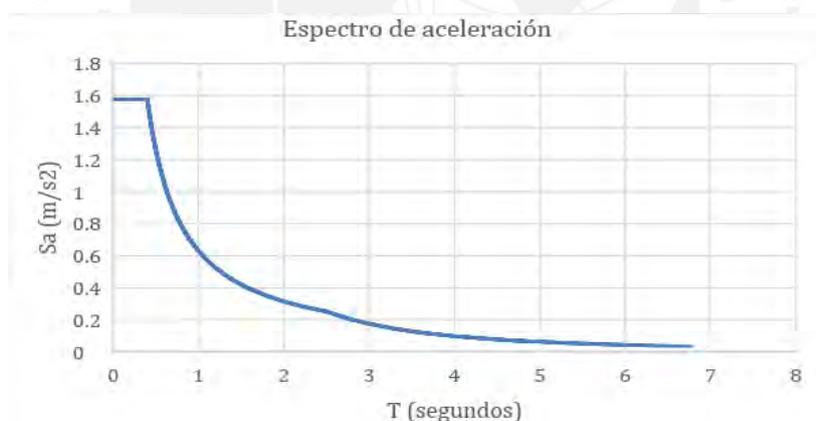


Figura 19. Espectro de aceleraciones.

4.2.2. Modos y periodos de vibración

Se procedió a realizar un análisis modal traslacional, con el cual podemos simular los movimientos sísmicos que sufriría la estructura en cada una de sus direcciones y a partir de estos resultados obtendremos los períodos fundamentales de vibración del edificio.

La cantidad de modos se definieron según la cantidad de plantas de la edificación. Se consideran dos modos de desplazamientos y uno de giro por planta. Como se tienen 6 plantas, se tendrá un total de 18 modos.

En la Tabla 6 se muestran los modos y períodos de vibración para los ejes X, Y y Z.

Tabla 6 *Modos y masas participativas del modelo*

Eje	Modo	Periodo (seg)	% Masa participativa X
X	1	0.33	90.36
	7	0.11	7.29
Y	1	0.23	81.72
	16	0.07	3.84

De la tabla 6 se escogen los modos predominantes de la estructura, que son los dos primeros para cada dirección, ya que cuentan con mayor factor de masa participativa. Para el primer modo se ve que predomina un 90.36% para la dirección X y un 81.72% para la dirección Y. Asimismo, en la dirección Y hay una mayor rigidez por la orientación de las placas, es por esto que el mayor período figura en la dirección X.

Los modos fundamentales de traslación y sus respectivos periodos en ambas direcciones se utilizarán para determinar la cortante aplicada en la base de la estructura en el análisis estático.

$$T_{xx} = 0.33 \text{ seg.}$$

$$T_{yy} = 0.23 \text{ seg.}$$

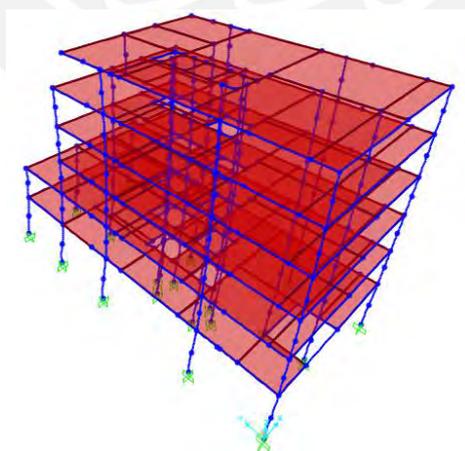


Figura 20. Deformada modo 1 dirección X

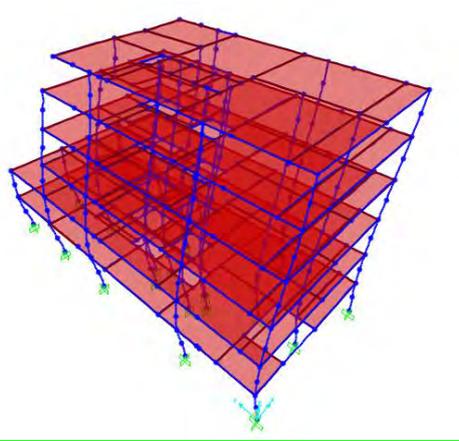


Figura 21. Deformada modo 7 dirección X

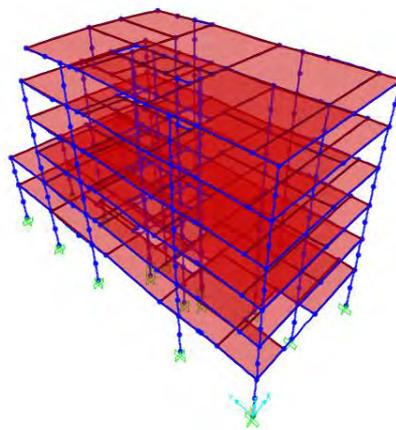


Figura 22. Deformada modo 1 dirección Y

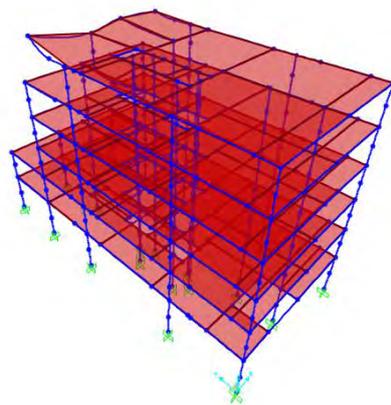


Figura 23. Deformada modo 16 dirección Y

4.2.3. Análisis estático

De acuerdo a la Norma Peruana Sismorresistente E.030, se calcula la fuerza cortante basal de la estructura para cada una de sus direcciones a partir de los parámetros sísmicos y del peso sísmico total de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * P$$

V: Fuerza cortante total de la base

P: Peso sísmico total de la estructura

Tabla 7 Cuadro resumen

Sistema estructural	Muros estructurales	
Z	0.45	
U	1.00	
T (seg)	X	Y
	0.33	0.23
Tp	0.40	
Tl	2.50	
C	2.50	
S	1.00	
Ro	6.00	
Ia	1.00	
Ip	1.00	
R	6.00	
ZUCS/R	0.19	
C/R	0.42	
K	1.00	
P (ton)	1939.23	

Reemplazando en la fórmula indicada al inicio de esta sección, se hallaron los siguientes valores de cortante estática.

$$V(x) = 363.61 \text{ ton}$$

$$V(y) = 363.61 \text{ ton}$$

Para calcular la fuerza cortante aplicada en cada uno de los pisos se utilizarán las siguientes fórmulas, además se presentarán los valores respectivos en la Tabla 8.

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (H_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j * (H_j^k)}$$

V: Fuerza Cortante en la base

P: Peso sísmico respectivo en cada piso i

H: Altura acumulada hasta el piso i

n: Número de pisos del edificio

k: Exponente relacionado al período fundamental de vibración de la estructura en la dirección considerada.

$$T \leq 0.5 \text{ s}, k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ s}, k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

Tabla 8 Distribución de las fuerzas cortantes en cada piso

	Masa (ton*s ² /m)	P (ton)	H (m)	Eje X			Eje Y		
				P*(H^k)	α_i	Fx(ton)	P*(H^k)	α_i	Fy(ton)
6° Piso	22.17	217.51	20.2	4,393.70	0.20	72.96	4,393.70	0.20	72.96
5° Piso	31.82	312.20	17.0	5,307.40	0.24	88.14	5,307.40	0.24	88.14
4° Piso	32.17	315.62	13.8	4,355.56	0.20	72.33	4,355.56	0.20	72.33
3° Piso	32.41	317.99	10.6	3,370.69	0.15	55.98	3,370.69	0.15	55.98
2° Piso	38.52	377.92	7.4	2,796.61	0.13	46.44	2,796.61	0.13	46.44
1° Piso	40.57	397.99	4.2	1,671.56	0.08	27.76	1,671.56	0.08	27.76
		1939.23		21,895.52			21,895.52		

4.2.4. Análisis dinámico

Es necesario calcular las derivas inelásticas para el obtener el análisis dinámico. Estas derivas se pueden determinar multiplicando los desplazamientos resultantes del análisis lineal elástico por un porcentaje del coeficiente de reducción. Estamos asumiendo una estructura regular por lo que este porcentaje será 75%. En el caso de obtener irregularidades posteriormente, ya sea en planta o altura, el porcentaje del coeficiente de reducción cambiaría a 85% y se tendrá que hacer el análisis nuevamente.

Las derivas inelásticas no deberán exceder el valor de 7‰ correspondiente a estructuras de concreto armado, en base a lo que indica la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2018).

Del modelo se obtuvieron los desplazamientos en los extremos de cada planta, por lo que para cada uno de los pisos se hallaron los desplazamientos relativos en ambos extremos y con esto las derivas. En las Tablas 9 y 10 se detallan las derivas resultantes en las direcciones X y Y.

Tabla 9 *Derivas Inelásticas en X*

Piso	Extremo	Desp. Relativos Elásticos ($x10^{-3}m$)	Desp. Relativos Inelásticos ($x10^{-3}m$)	Derivas (%)
6°	Mínimo	0.69	3.11	0.97
	Máximo	0.69	3.11	0.97
5°	Mínimo	1.11	5.00	1.56
	Máximo	1.41	6.35	1.98
4°	Mínimo	1.50	6.75	2.11
	Máximo	1.93	8.69	2.71
3°	Mínimo	1.82	8.19	2.56
	Máximo	2.35	10.58	3.30
2°	Mínimo	2.08	9.36	2.93
	Máximo	3.16	14.22	4.44
1°	Mínimo	2.96	13.32	3.17
	Máximo	4.02	18.09	4.31

Tabla 10 *Derivas Inelásticas en Y*

Piso	Extremo	Desp. Relativos Elásticos ($x10^{-3}m$)	Desp. Relativos Inelásticos ($x10^{-3}m$)	Derivas (%)
6°	Mínimo	0.17	0.77	0.24
	Máximo	0.67	3.02	0.94
5°	Mínimo	0.29	1.31	0.41
	Máximo	0.84	3.78	1.18
4°	Mínimo	0.42	1.89	0.59
	Máximo	1.05	4.73	1.48
3°	Mínimo	0.53	2.39	0.75
	Máximo	1.20	5.40	1.69
2°	Mínimo	0.60	2.70	0.84
	Máximo	1.20	5.40	1.69
1°	Mínimo	0.71	3.20	0.76
	Máximo	1.05	4.73	1.13

De lo mostrado, se aprecia que ninguna de las derivas excede el valor de 7% establecido por la Norma E.030 (2018), por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos de rigidez exigidos.

Por otro lado, según la Norma Sismorresistente E.030, la fuerza cortante dinámica en la base no podrá ser menor que el 80% de la fuerza cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares, como es el caso en la presente tesis. A continuación, se muestra un cuadro resumen con los valores:

Tabla 11 *Cuadro resumen de fuerzas cortantes estáticas y dinámicas*

Vbasal X (ton)	363.61
Vbasal Y (ton)	363.61
Vdinámica X (ton)	323.61
Vdinámica Y (ton)	318.46
80%*Vbasal X (ton)	290.89
80%*Vbasal Y (ton)	290.89
Factor de escala en eje X	1.0
Factor de escala en eje Y	1.0

A partir de la Tabla 11, comprobamos que en ambas direcciones la fuerza cortante dinámica es mayor, por lo que no es necesario escalar el efecto sísmico mediante un factor.

4.2.5. Junta sísmica

De acuerdo a la Norma E.030 (2018), toda estructura debe mantener un distanciamiento mínimo de las edificaciones aledañas a fin de evitar interacción alguna entre ellas durante un movimiento sísmico. A separación se le conoce como junta sísmica (s).

Para calcular el valor de la junta sísmica se considerarán tres criterios, mencionados a continuación:

1. El valor de la junta sísmica será mínimo:

$$(s = 0.006 * H) \geq 0.03 \text{ m}$$

Siendo H la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado a evaluar s.

2. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la sumatoria de los desplazamientos máximos adyacentes.
3. La Norma Sismorresistente establece un retiro mínimo de 2/3 de los desplazamientos máximos en cada dirección y/o s/2, medido respecto del límite de propiedad.

En la tabla 12 se presentan los valores calculados:

Tabla 12 Valores para la junta sísmica

H (m)	19.20	
Desplazamiento máx X (m)	5.49×10^{-2}	
Desplazamiento máx Y (m)	2.70×10^{-2}	
s(cm)	3.00	$s \geq 0.03m$
	11.52	$0.006 * H$
	3.66	$2/3 * \text{Despl max X}$
	1.80	$2/3 * \text{Despl max Y}$
	5.76	$1/2 * s$

Por lo tanto, se concluye que el edificio tendrá una junta sísmica de 6cm en ambas direcciones.

4.3. Verificación de irregularidades

Como se mencionó en la sección 4.2. y tomando los resultados del análisis sísmico, procederemos a verificar las irregulares en planta y altura para comprobar que lo asumido previamente es correcto y que nos encontramos ante una estructura regular.

4.3.1. Irregularidad en altura

- Irregularidad de piso blando

Tabla 13 Irregularidad de piso blando en X

Piso	Fuerza cortante de sismo (ton)	Desplazamiento Relativo del CM ($\times 10^{-3}m$)	Rigidez K (ton/m)	$\frac{K_i}{K(i+1)}$	$\frac{K_i}{K_{prom}(di)}$
6°	48.32	2.11	22900.47		
5°	119.78	3.93	30478.37	1.33	
4°	183.52	5.98	30688.96	1.01	
3°	236.97	7.64	31017.02	1.01	1.11
2°	287.89	9.44	30496.82	0.98	0.99
1°	323.61	12.96	24,969.91	0.82	0.81

Tabla 14 Irregularidad de piso blando en Y

Piso	Fuerza cortante de sismo (ton)	Desplazamiento Relativo del CM ($\times 10^{-3}m$)	Rigidez (ton/m)	$\frac{K_i}{K(i+1)}$	$\frac{K_i}{K_{prom}(di)}$
6°	67.13	1.51	44,456.95		
5°	144.61	2.14	67,574.77	1.52	
4°	209.74	2.74	76,547.45	1.13	
3°	259.58	3.41	76,123.17	0.99	1.21
2°	298.84	3.59	83,242.34	1.09	1.13
1°	318.46	3.51	90,729.34	1.09	1.15

Para cada entrepiso se obtuvo la rigidez lateral y se comprobó que en ninguno de los casos la relación entre la rigidez lateral de un entrepiso y el inmediato superior es menor que 0,7. Asimismo, para el primer, segundo y tercer entrepiso la relación entre su rigidez y el promedio de los 3 entrepisos superiores tampoco es menor que 0,8.

- Irregularidad de piso débil

El edificio presenta reducciones en planta a medida que se va alejando de la base, por lo que se tendrá mayor o igual cantidad de elementos verticales en los pisos inferiores. En consecuencia, la resistencia a corte por efectos del sismo irá disminuyendo en cada planta conforme se sube. Se concluye entonces que el piso a analizar siempre tendrá igual o mayor resistencia que el entrepiso inmediato superior, por lo que queda descartada la irregularidad de piso débil.

- Irregularidad de Masa

Se presenta en la Tabla 15 las masas de cada piso que fueron determinadas considerando la totalidad de la carga muerta y solo el 25% de la carga viva. En la Tabla 16 se presenta la relación de masas entre un piso y su inmediato superior.

Tabla 15 Masas por piso y Peso total

Masas (kgf*s²/m)						
1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	6° Piso	Peso total(ton)
40 570.0	38 524.0	32 415.0	32 173.0	31 825.0	22 172.0	1939.23

Tabla 16 Irregularidad de masa

Pisos	Cociente
1°/2°	1.05
2°/3°	1.19
3°/4°	1.01
4°/5°	1.01
5°/6°	1.44

Luego de realizar el cálculo, se verifica que no hay presencia de la irregularidad de masa, según lo mostrado en la Tabla 16, ya que ninguno de los pisos presenta una masa superior en 1.5 veces a la del piso contiguo.

- Irregularidad de geometría vertical

El edificio presenta una reducción en el eje Y del segundo al tercer piso y del quinto al sexto como se muestra en la Tabla 17. Se calculará el ratio entre estos cambios para determinar si existe una irregularidad geométrica.

Tabla 17 *Irregularidad de geometría vertical*

Segundo piso Y (m)	Tercer piso Y (m)	Ratio	
29.80	23.95	1.24	Regular
Quinto piso Y (m)	Sexto piso Y (m)	Ratio	
23.95	21.98	1.09	Regular

Se comprueba que no se presenta esta irregularidad, ya que la relación entre un piso y otro no supera el 1.3.

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Todos los elementos verticales mantienen su área transversal constante, así como su posición por lo que esta irregularidad queda descartada.

4.3.2. Irregularidad en planta

- Esquinas entrantes

No se evidencian esquinas entrantes en ninguna de las plantas quedando descartada esta irregularidad.

- Discontinuidad del diafragma

En la Tabla 18 se calcula el área transversal total, libre y neta del diafragma para los encofrados del 1°, 2° y 3°. En el caso de la Tabla 19, se están calculando las áreas total y libre en planta para los mismos encofrados. Se entiende como áreas libres las zonas del ascensor, escalera, ductos y otras aberturas. Además, no se analizan los encofrados del 4°, 5° y 6° por tener una geometría similar a la del 3° encofrado. Para considerar a la estructura sin discontinuidad de diafragma, ésta debe tener un área neta transversal mayor al 25% al área total y a su vez, el área libre en planta debe ser menor al 50% del área total.

Tabla 18 Áreas transversales por piso en los ejes X y Y

Piso	Eje	Área total transversal	Área libre transversal	Área neta transversal	$\frac{\text{Área neta transversal}}{\text{Área total transversal}} \%$
1°	X	42.50	28.57	13.93	32.78
	Y	95.36	39.01	56.35	59.09
2°	X	42.50	15.42	27.08	63.72
	Y	95.36	12.80	82.56	86.58
3°	X	42.50	15.42	27.08	63.72
	Y	76.64	12.8	63.84	83.30

Tabla 19 Áreas en planta por piso

Piso	Área total	Área libre	$\frac{\text{Área libre}}{\text{Área total}} \%$
1°	395.74	38.67	9.77
2°	395.74	18.98	4.80
3°	318.05	18.98	5.97

Como se detalla en la Tabla 18, el área neta transversal en cada una de las plantas supera al 25% del área total transversal. Por otro lado, en la Tabla 19, las aberturas consideradas como área libre no exceden el 50% del área total del diafragma. Con ambas conclusiones, queda descartada esta irregularidad.

- Sistemas no paralelos

El edificio presenta elementos resistentes a las fuerzas laterales paralelas entre sí en ambos ejes por lo que se descarta esta irregularidad.

- Irregularidad torsional

Verificaremos la irregularidad torsional solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso excede el 50% del valor máximo permisible 7‰, que es 3.5‰. De ser el caso, se calculará la división entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento relativo promedio cuyo resultado debe ser menor a 1.3 para no presentar dicha irregularidad.

De las Tablas 9 y 10, donde se detallan los desplazamientos relativos, observamos que solo en la dirección X se excede el valor de 3.5‰, con lo cual se verificará la irregularidad torsional en esa dirección.

Tabla 20 Verificación de irregularidad torsional

Piso	Desp. relativos inelásticos máximos ($\times 10^{-3}\text{m}$)	Desp. relativos inelásticos mínimos ($\times 10^{-3}\text{m}$)	Desp. relativos inelásticos promedios ($\times 10^{-3}\text{m}$)	Desp. máximo/Desp. Promedio
Piso 6	3.11	3.11	3.11	1.00
Piso 5	6.35	5.00	5.68	1.12
Piso 4	8.69	6.75	7.72	1.13
Piso 3	10.58	8.19	9.39	1.13
Piso 2	14.22	9.36	11.79	1.21
Piso 1	18.09	13.32	15.71	1.15

Se obtuvieron las relaciones entre los desplazamientos máximos y promedio de cada entrepiso, y se comprobó que en ninguno de los casos la relación es mayor que 1,3, por lo cual se descarta la irregularidad torsional en la dirección X.

4.4. Combinaciones a usar

Rigiéndonos bajo la norma E.060, se usarán combinaciones de carga que son influenciadas por cargas muertas, vivas y de sismo. De todas estas se obtendrán envolventes para el cálculo estructural.

$$1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$$

$$1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$0.90\text{CM} \pm \text{CS}$$

$$\text{CM} + \text{CV}$$

Capítulo 5. Diseño estructural

En esta sección se desarrollarán los diseños para cada tipo de elemento estructural que conforma la edificación en estudio: columnas, placas, vigas, losas aligeradas y losas macizas. Estos diseños se realizarán según lo normado por el documento de Concreto Armado E.060.

5.1. Diseño de columnas

Para el diseño de estos elementos se consideran que son sometidos a efectos de flexocompresión y fuerzas cortantes bidireccionales en simultaneo, generados por cargas de gravedad y cargas de sismo. Tienen como principal función transmitir las cargas de las vigas hacia la cimentación, además de controlar las derivas de la estructura. Las combinaciones y criterios a considerar serán todas las mencionadas en el inciso 4.4.

Se considerará como ejemplo el diseño de la columna C-4 con una sección de $.25 \times 1.00\text{m}$, que en planta se encuentra en el cruce ejes B y 6.

5.1.1. Diseño por flexocompresión

Se muestran las solicitaciones para los diferentes combos resultantes del análisis realizado en SAP2000:

Cabe resaltar que los valores positivos de carga axial P_u representan compresión y los valores negativos tracción, además la dirección de los momentos y cortantes será de acuerdo a la siguiente imagen:

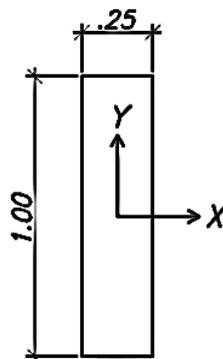


Figura 24. Ejes locales C-4.

Tabla 21 *Solicitaciones de carga en la columna C-4 para sismo en X.*

Combinación	Pu (ton)	Muy (ton.m)	Vux (ton)
1.4CM+1.7CV	290.03	1.54	-1.09
0.9CM+CS	134.13	3.94	-1.99
0.9CM-CS	129.08	2.59	1.04
1.25(CM+CV)+CS	248.03	4.56	-2.44
1.25(CM+CV)-CS	242.99	1.97	0.60

Tabla 22 *Solicitaciones de carga en la columna C-4 para sismo en Y.*

Combinación	Pu (ton)	Mux (ton.m)	Vuy (ton)
1.4CM+1.7CV	290.03	1.54	-1.09
0.9CM+CS	132.39	6.03	-1.71
0.9CM-CS	130.82	6.75	2.28
1.25(CM+CV)+CS	246.30	5.43	-1.25
1.25(CM+CV)-CS	244.73	7.34	2.74

Según se indica en la norma E.060, el porcentaje de área de acero para una columna debe encontrarse en el rango de 1% y 6%. En caso la cuantía sea mayor al 4%, se deberán indicar procedimientos constructivos. En base a eso, determinaremos las áreas de acero máxima y mínima:

$$As_{min} = 0.01 * 25 * 100 = 25cm^2$$

$$As(4\%) = 0.04 * 25 * 100 = 100cm^2$$

$$As_{máx} = 0.06 * 25 * 100 = 150cm^2$$

Además, cumpliendo con un espaciamiento máximo de 15cm entre varillas verticales, se establece una configuración de 14 varillas. Se colocan 14 ϕ 5/8", lo cual es equivalente a una cuantía de 1.11%.

En base a esto, realizaremos el análisis de la columna guiándonos del diagrama de interacción para sus respectivos ejes locales X e Y.

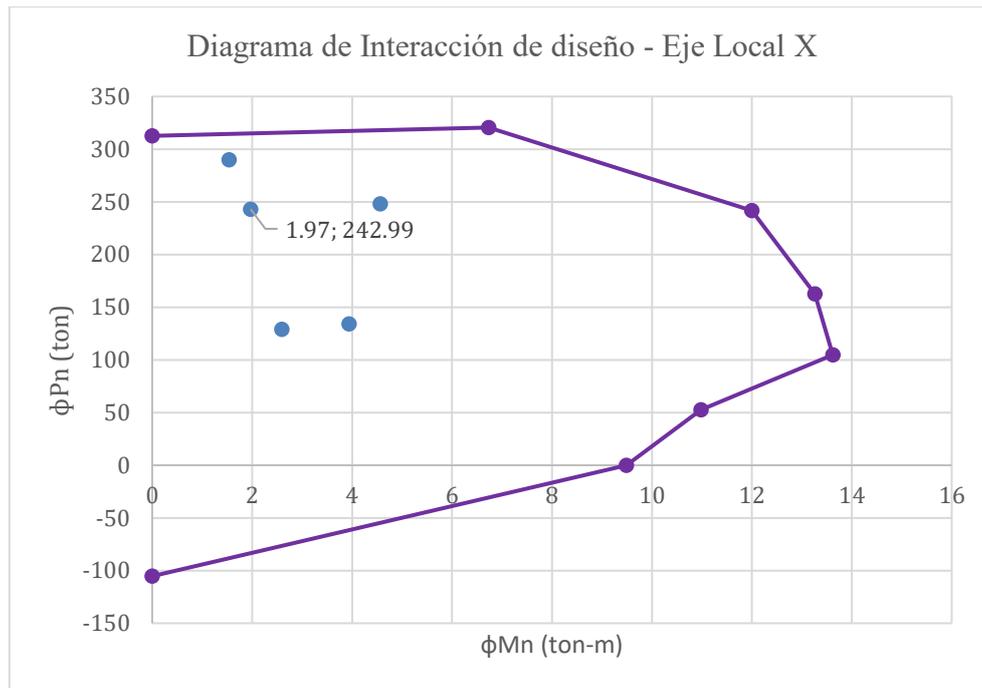


Figura 25. Diagrama de interacción de diseño de la columna C-4 según eje local en X.

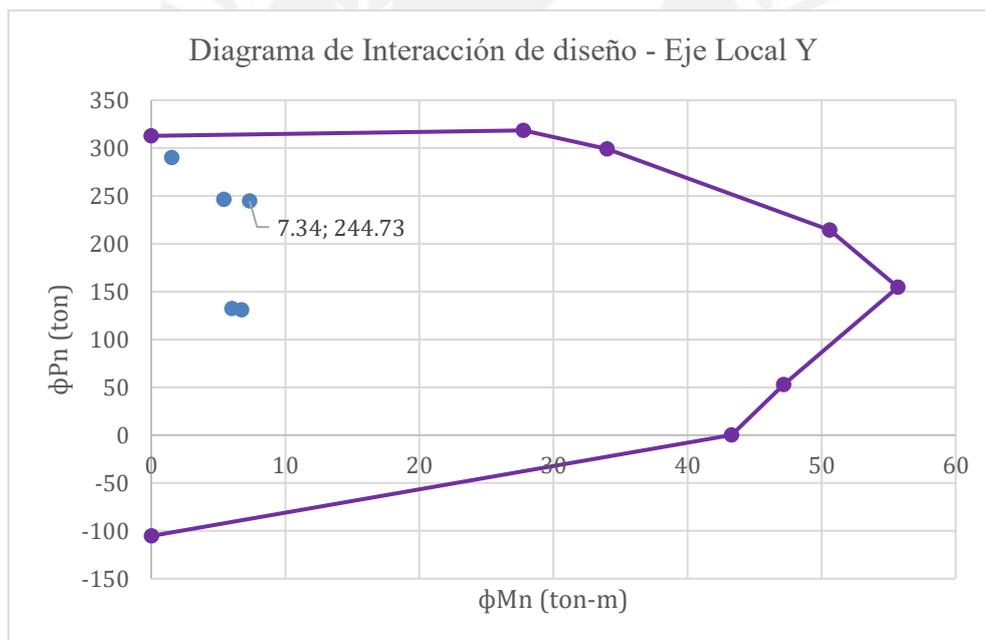


Figura 26. Diagrama de interacción de diseño de la columna C-4 según eje local en Y.

La curva continua indica la máxima resistencia de diseño por flexión y axial que puede alcanzar la sección, los puntos dispersos son las solicitaciones axiales y de flexión correspondientes a cada combinación que se enlistan en la Tabla 21 y Tabla 22. Todos los puntos están al interior de la gráfica para ambos casos, por lo que la distribución de aceros mencionada anteriormente es correcta.

De manera similar a los diagramas de interacción de diseño mostrados anteriormente, se muestran los diagramas de interacción nominal correspondiente a cada dirección de la columna.

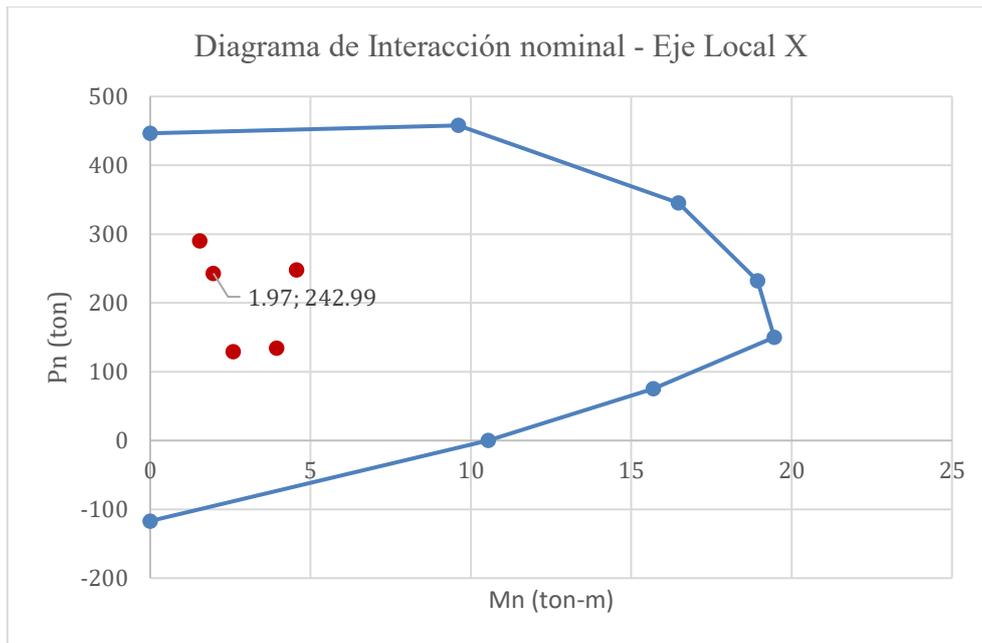


Figura 27. Diagrama de interacción nominal de la columna C-4 según sismo en eje X.

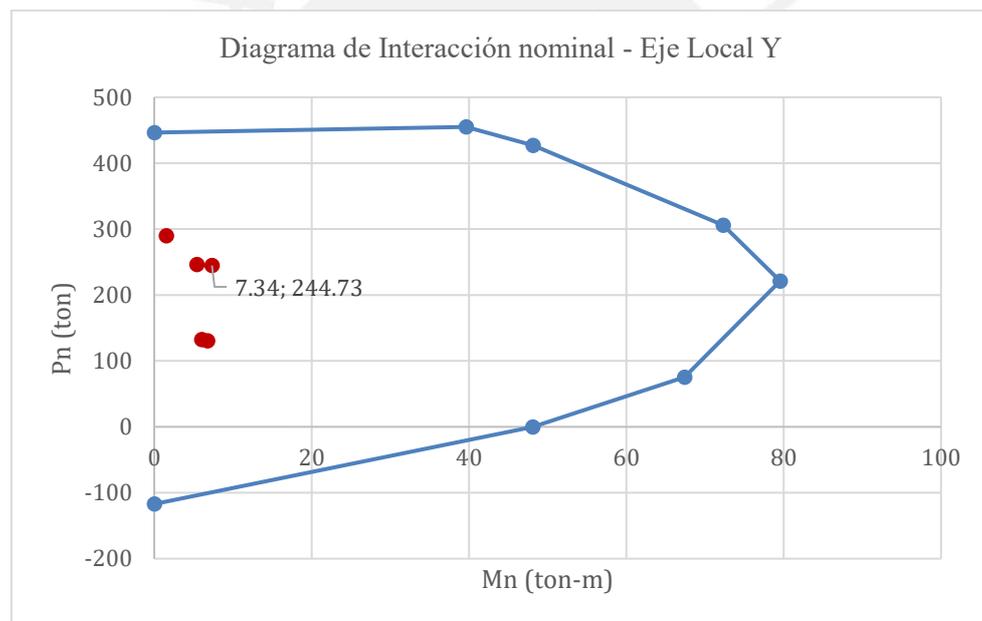


Figura 28. Diagrama de interacción nominal de la columna C-4 según sismo en eje Y.

Estos diagramas nominales están relacionados a la resistencia nominal por flexión y carga axial. En este caso, los puntos dispersos corresponden a las solicitaciones de las Tablas 21 y 22, divididas entre el factor de reducción de resistencia (ϕ) igual a 0.9.

5.1.2. Diseño por corte

De las tablas 21 y 22 se tienen las cortantes últimas a la que está ejercida la columna, que luego se comparará con la resistencia del concreto por cortante para esta sección. Si esta cortante resulta ser mayor a la resistencia del concreto, entonces se requerirán estribos.

$$\begin{aligned}V_{ux} &= 2.44 \text{ ton} \\V_{uy} &= 2.74 \text{ ton}\end{aligned}$$

Determinamos también el aporte del concreto a la resistencia por corte en ambos sentidos en base a la fórmula planteada en la norma de concreto E.060. Los datos de P_u asociados al mayor valor de fuerza cortante última hallado para cada dirección X e Y respectivamente.

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) * b_w * d \\ \phi V_{cx} &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{248.03 * 1000}{140 * 25 * 100}\right) * 25 * 94 \\ \phi V_{cx} &= 26.21 \text{ ton} \\ \phi V_{cy} &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{244.73 * 1000}{140 * 25 * 100}\right) * 100 * 19 \\ \phi V_{cy} &= 21.08 \text{ ton}\end{aligned}$$

Como se ve, la resistencia por corte del concreto es superior a los valores de cortante últimos en ambos sentidos. Se continuará con el análisis de corte por capacidad ya que al ser este un elemento que resiste fuerzas sísmicas, debe cumplir ciertos parámetros indicados en el numeral 21.4 de la norma E.060. Calcularemos la cortante por capacidad obtenida de los momentos nominales restringidos en cada extremo. Dichos valores de momento están relacionados a la fuerza axial P_u que resulte en el mayor momento nominal y esto se hallará intersecando cada uno de los P_u de las combinaciones de las Tablas 21 y 22 con el diagrama de interacción nominal; además, se comparará con el cortante máximo en ambos sentidos resultante de las combinaciones de diseño con una carga de sismo amplificada por 2.5.

$$V_{\text{capacidad}} = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n}$$

Siendo h_n la altura libre de la columna, 3.60m, y M_n , los momentos nominales superiores e inferiores.

En nuestro caso, el valor de M_n será el mayor valor obtenido del diagrama de interacción nominal, siendo 18.7 ton-m para el sentido en X y 78 ton-m para el sentido en Y. A cada uno le corresponde un valor de P_u de 242.99 ton y 244.73 ton respectivamente.

Por lo tanto, sustituyendo los valores en la fórmula, se tienen los siguientes resultados de V_u por capacidad en cada sentido:

$$V_u \text{ capacidad } x = 10.39 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ capacidad } y = 43.33 \text{ ton}$$

La norma también hace mención que se deben comparar estos valores por capacidad con las mayores cortantes última amplificadas obtenidas de multiplicar por 2.5 a las cargas de los sismos. Estos valores se muestran a continuación:

Tabla 23 Cortantes últimas amplificadas obtenidas de multiplicar las solicitaciones sísmicas por 2.5

Combinación	Vu (sis x) ton	Vu (sis y) ton
0.9CM+2.5CS	-4.26	-4.70
0.9CM-2.5CS	3.32	5.28
1.25(CM+CV)+2.5CS	-4.71	-4.25
1.25(CM+CV)-2.5CS	2.87	5.73

El V_u de diseño sísmico a utilizar para cada dirección será el menor valor de los dos casos mencionados anteriormente. (Diseño por capacidad y del mayor valor de amplificar en 2.5 a las cargas sísmicas):

$$V_u \text{ diseño sis } x = -4.71 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ diseño sis } y = 5.73 \text{ ton}$$

Se toma un valor de cortante de diseño sísmico V_u para ser comparado con la resistencia por corte resultante del concreto. Para esto, se tiene como valores de V_u de diseño sísmico de -4.71 ton y 5.73 ton, ya que cumplen con las indicaciones de sección 21.4 de la norma de concreto. Evidentemente, la resistencia por corte ϕV_c es mayor al V_u de diseño sísmico, por lo que no sería necesario la aplicación de estribos. Sin embargo, estos estribos deben ser colocados para una mejor instalación y agarre del acero durante su armado en obra. Se procederá a colocar un espaciamiento de estribos que cumpla con los requisitos dados en el acápite 21.4.5 de la norma E.060.

Para la zona fuera del confinamiento, el espaciamiento no deberá exceder las siguientes pautas:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.

- La menor dimensión de la sección.
- 48 veces el diámetro del estribo instalado.
- 30cm.

Tabla 24 Espaciamientos mínimos fuera de la zona de confinamiento de la columna C-4

S (m)	
16 ϕ barra long.	0.25
Menor dim.	0.25
48 ϕ estribo	0.46
30cm	0.30

En el caso de la zona de confinamiento, se determina primero su longitud L_o y el espaciamiento S_o respectivo. Se aplica lo indicado en el Capítulo 21 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

La longitud de la zona de confinamiento “ L_o ” será el mayor valor de:

- Un sexto de la altura libre.
- La mayor dimensión de la sección.
- 50cm

Tabla 25 Longitudes máximas de la zona de confinamiento de la columna C-4

Longitud L_o (m)	
$l_n/6$	0.60
Mayor dim.	1.00
50cm	0.50

El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento “ S_o ” será el mínimo de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal con menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección.
- 10cm.

Tabla 26 Espaciamiento mínimo entre estribos en la zona de confinamiento de la columna C-4

Espaciamiento S_o (m)	
8 ϕ barra long.	0.13
1/2 Base	0.13
10cm	0.10

De estas consideraciones y con un estribo de $\phi 3/8$ ”, se tiene un espaciamiento de 10cm.

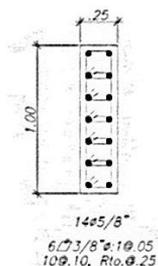


Figura 29. Esquema de columna C-4.

5.2. Diseño de placas

Las placas se diseñan de manera similar a las columnas, estas también resisten cargas laterales de sismo y fuerzas axiales con la excepción de que debido a la gran rigidez que poseen reciben mayores fuerzas cortantes y momentos flectores generados por las fuerzas sísmicas. Al reducir los desplazamientos laterales se asegura la operatividad de la estructura, además de disminuir el daño de los elementos no estructurales.

Se tomará como ejemplo el diseño de la placa PL-1 con una sección de 0.25x6.25m, que se encuentra ubicada en la intersección del eje 4 y el eje D.

5.2.1. Diseño por flexocompresión

Seguidamente, se muestran las solicitaciones de cargas para las diferentes combinaciones:

Cabe resaltar que los valores positivos de carga axial P_u representan compresión y los valores negativos tracción, además la dirección de los momentos y cortantes será de acuerdo a la siguiente imagen:

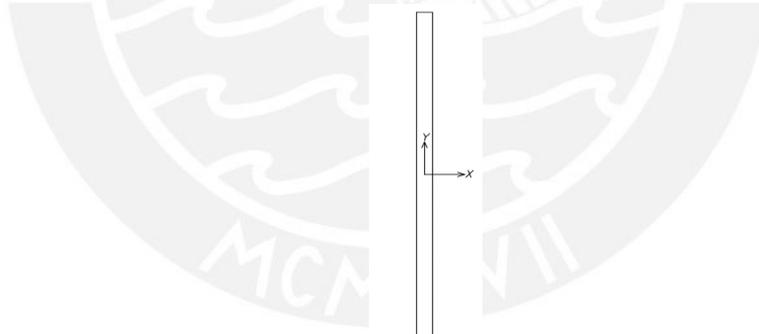


Figura 30. Ejes locales PL-1.

Tabla 27 Solicitaciones en la placa PL-1

Combinación	P_u (ton)	M_{ux} (ton-m)	V_{uy} (ton)
0.9CM+SX	179.21	160.96	-29.53
0.9CM-SX	169.31	170.68	28.19
0.9CM+SY	175.05	282.00	-52.01
0.9CM-SY	173.46	291.72	50.66
1.4CM+1.7CV	343.58	12.97	-0.572
1.25CM+1.25CV+SX	300.30	155.09	-29.44
1.25CM+1.25CV-SX	290.40	176.55	28.27
1.25CM+ 1.25CV+SY	296.14	276.13	-51.92
1.25CM+1.25CV-SY	294.55	297.59	50.75

Siendo este elemento el que cuenta con mayor inercia en el eje x, se realizarán los análisis para las solicitaciones sísmicas en el sentido Y.

Las secciones de los núcleos se determinarán con $0.15L$, siendo $0.25 \times 0.60\text{m}$ en cada extremo. El refuerzo transversal en esta zona será como mínimo 1%. Debido a que los núcleos son los que influyen más en el diagrama, se recomienda colocar una cuantía de 1.5%, por lo que se usarán 10 barras de $5/8''$ de diámetro. En la zona central del muro se colocará una cuantía mínima de 0.25% que equivale a colocar barras de $3/8''$ espaciadas cada 20cm.

Con esta configuración de acero y con las solicitaciones obtenidas de las combinaciones, podemos armar el diagrama de interacción de diseño de la placa.

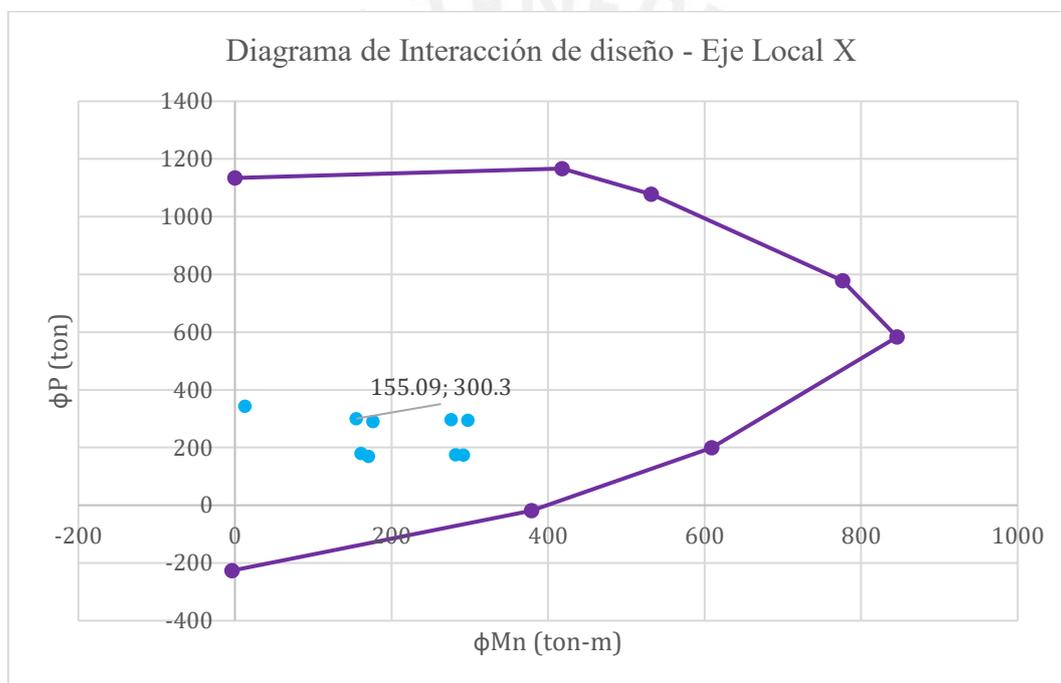


Figura 31. Diagrama de interacción de diseño de la placa PL-1 según eje local X.

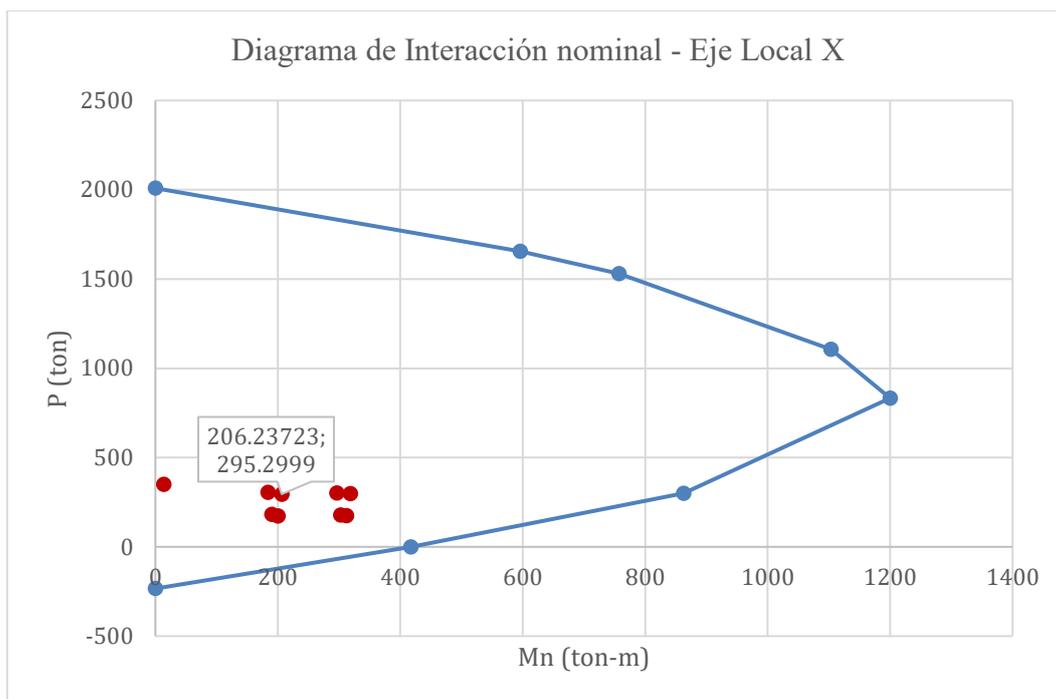


Figura 32. Diagrama de interacción nominal de la placa PL-1 según eje local X.

La curva indica las solicitaciones máximas de momento y carga axial últimos que puede alcanzar la sección, mientras que los puntos al interior son las solicitaciones de las combinaciones que se presentaron anteriormente. Concluimos que, al estar al interior de la curva, la distribución de acero asumida es correcta, ya que la función principal de dicho elemento es la de soportar las fuerzas cortantes y momentos flectores derivados de las cargas sísmicas, mientras que las solicitaciones por cargas axiales serán las menos predominantes en el diseño.

Asimismo, se procederá a verificar si son necesarios los elementos confinados en los bordes de acuerdo al P_u y M_u según el acápite 21.9.7.5 de la norma E.060. Se calculará el esfuerzo de compresión máximo incluyendo los efectos sísmicos y se verificará que no sobrepase a $0.2f'_c$.

En este caso la combinación sería la que corresponda al mayor valor para el esfuerzo de compresión, obtenido de reemplazar los P_u y M_u correspondientes a cada combinación que incluya efectos sísmicos. La combinación asociada al mayor esfuerzo de compresión es $1.25CM + 1.25CV + SX$, por lo que el valor de P_u es 300.30ton, del M_{ux} es 155.09 ton.m y el área es de 10000cm^2 , con estos valores calcularemos el esfuerzo σ :

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{MxY}{I} = \frac{300.30 \times 1000}{10000} + \frac{155.09 \times 1000 \times 200}{1333333333.33} = 30.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.2f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

En teoría no se requiere tener elementos confinados en los bordes; sin embargo, se optará por colocarlos, de manera que la placa tenga un adecuado comportamiento inelástico a flexión.

5.2.2. Diseño por corte

Determinaremos el valor de la resistencia por corte del concreto mediante:

$$Vc = Acw(\alpha c \sqrt{f'c})$$

El valor de αc se determinará según la fracción resultante entre la altura total y la longitud de la placa. Si esta relación es menor a 1.5 entonces αc será 0.80; si la relación es mayor a 2, entonces será 0.53; mientras que hay una variación lineal entre 0.80 y 0.53 para relaciones entre 1.5 y 2.

La placa tiene una altura de 20.2m y una longitud de 4.00m, por lo tanto, tiene una relación de 5.05. El valor de αc será 0.53.

El Acw es el área de concreto que aporta cortante. Reemplazando entonces sería $b \times l$ donde l es el peralte efectivo ($0.80 \times \text{Largo total}$).

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0.85 * 25 * 0.80 * 400 * (0.53 * \sqrt{210}) \\ \phi Vc &= 52.23 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se realizará el diseño a corte con un Vu por capacidad de flexión del elemento según el refuerzo real que se va a utilizar. Asimismo, se debe tomar en consideración que la razón Mn/Mu no debe superar el coeficiente de reducción R que obtuvimos según el análisis sísmico:

$$\begin{aligned} \frac{Mn}{Mu} &< R = 6 \\ Vu \text{ capacidad} &= Vu * \frac{Mn}{Mu} \end{aligned}$$

El Vu está asociado al combo del mayor valor Mn obtenido del diagrama de interacción al intersectar cada Pu . A partir de los datos obtenidos, el combo asociado al mayor valor de Mn es $1.25(CM+CV)+CSY$ al cual le corresponde un Pu igual a 296.14 Ton, un Mu igual a 276.13 Ton.m y un Vu igual a 51.92 Ton. Con esos valores se intersecó en el Diagrama de Interacción y se obtuvo un Mn igual 870 Ton.m. A continuación, se procedió a calcular la cortante por capacidad:

$$\frac{Mn}{Mu} = \frac{870}{276.13} = 3.15 < R = 6$$

$$Vu \text{ capacidad} = 51.92 * \frac{870}{276.13} = 163.58 \text{ ton}$$

Esta fuerza Vu de capacidad considerando la resistencia real a flexión del elemento debe ser aplicada hasta una altura mínima. Según la norma E.060 puede limitarse hasta una cierta elevación partiendo de la base del muro, que se determinará a partir del mayor valor de las siguientes consideraciones:

- Longitud total del muro = 4.00m.
- La altura de los dos primeros pisos = 7.4m.
- $\frac{Mu}{4Vu} = \frac{276.13}{4 \times 51.92} = 1.33\text{m}.$

El mayor valor es 7.4m por lo que se realizará esta amplificación de la cortante hasta el segundo piso. A partir del tercer piso solo será necesario considerar la cortante última resultante de los combos de diseño.

La resistencia del acero Vs se calculará mediante:

$$Vs = \frac{Vu \text{ capacidad} - \phi Vc}{\phi}$$

$$Vs = \frac{163.58 - 52.23}{0.85} = 131 \text{ ton}$$

Además, se debe comprobar que el cortante nominal Vn sea inferior al Vn límite definido por la norma:

$$Vn \text{ lim} = 2.6 * \sqrt{210} * bw * d$$

$$Vn \text{ lim} = 2.6 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 400 = 301.42 \text{ ton}$$

$$Vn = Vc + Vs = \frac{52.23}{0.85} + 131 = 192.45 \text{ ton}$$

$$\therefore Vn \leq Vn \text{ lim}$$

Determinando la cuantía horizontal:

$$\rho h = \frac{Vs}{fy * bw * l}$$

$$\rho h = \frac{131 * 1000}{4200 * 25 * 0.8 * 400} = 0.0039 > 0.0025 \text{ cuantía mínima}$$

Calculando el área de acero horizontal necesaria para 1m:

$$Ash = 0.0039 * 25 * 100 = 9.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Usando varillas horizontales de 1/2" de diámetro colocadas en 2 capas de acero con un espaciamiento de 20cm, se logra cumplir con lo requerido.

Para la verificación de la cuantía vertical final, se procederá a utilizar la siguiente fórmula:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{20.2}{4.00} \right) * (0.0039 - 0.0025) = 0.00072$$

El ρ_v al ser menor que la cuantía mínima se mantiene con el armado propuesto inicialmente de 3/8" @ 20cm para el armado vertical.

Para el refuerzo transversal de los núcleos, se seguirán las indicaciones dadas por el Capítulo 21 de la norma E.060:

- Al tener varillas longitudinales de 3/4", se usarán estribos de 3/8" de diámetro.
- El espaciamiento será como máximo el menor de los siguientes valores:
 - o 10db longitudinal = 15.88cm
 - o Menor magnitud de la sección transversal del núcleo = 25cm
 - o 25cm

Por lo tanto, se tendrán espaciamientos de 20cm. Si bien el espaciamiento colocado es ligeramente mayor al límite, al no requerir elementos confinados se optó por colocar el mismo espaciamiento que el refuerzo del alma con la intención de coincidir con el espaciamiento del resto de barras horizontales y facilitar el armado del elemento en obra.

De la misma manera, se procedió a realizar el diseño de los siguientes pisos, con lo cual nos queda el detalle de la placa:

5.3. Diseño de vigas

El diseño de estos elementos está principalmente regido por el diseño a flexión y cortante, que considera cargas de gravedad y cargas de sismo. Las combinaciones y criterios a considerar serán todas las mencionadas en el inciso 4.4.

Las vigas transmiten todas las cargas de las losas hacia otras vigas o directamente a las placas y columnas. Además, aumentan la rigidez lateral a la estructura y mayor resistencia a los esfuerzos generados por el sismo, ya que forman pórticos conjuntamente con los elementos verticales.

Se diseñará la viga V-2 emplazada en el eje 6 del primer piso, con una sección de 40x60cm.

5.3.1. Diseño por flexión

Del programa SAP2000, obtenemos los diagramas de momento flector para las cargas muertas, vivas y de sismo en X y Y, los cuales se muestran a continuación:

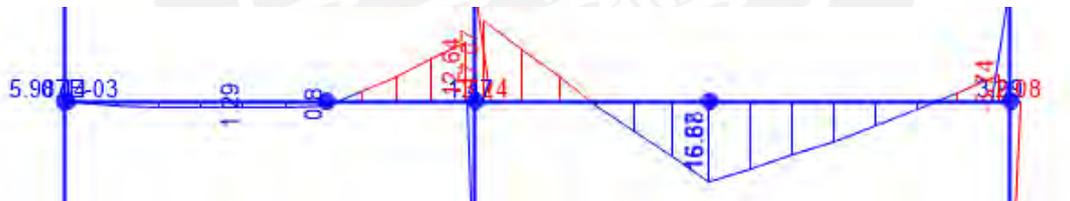


Figura 34. Diagrama de momentos flectores según carga muerta en viga V-2.

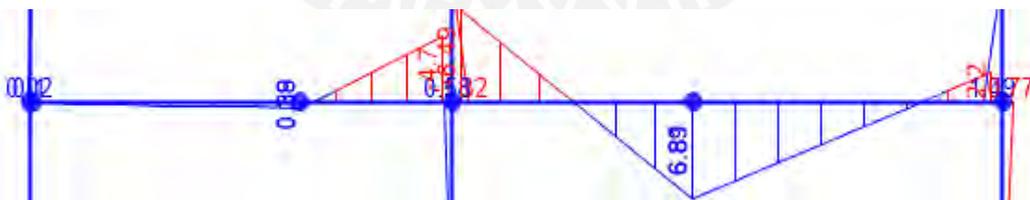


Figura 35. Diagrama de momentos flectores según carga viva en viga V-2.

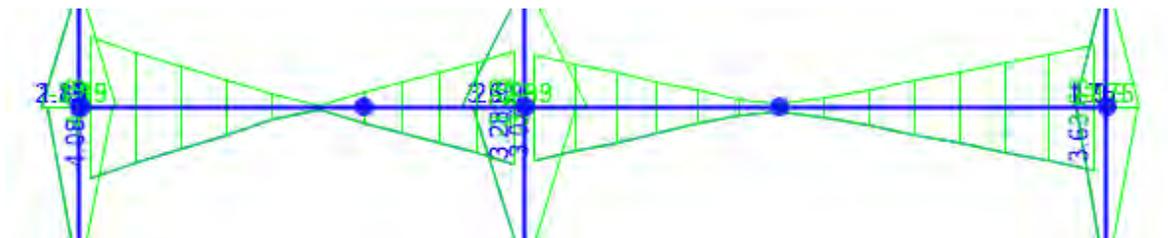


Figura 36. Diagrama de momentos flectores según carga de sismo en X en viga V-2.

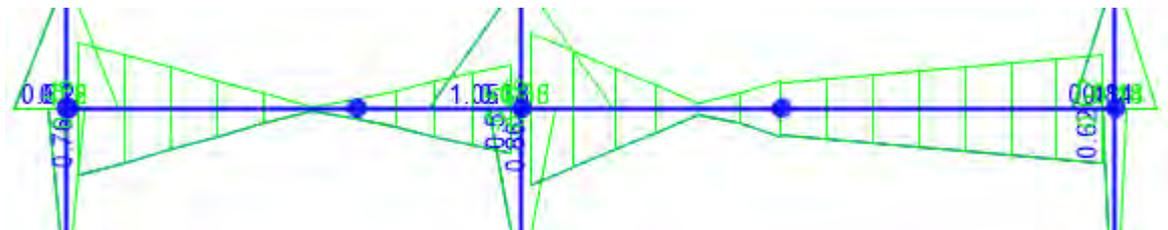


Figura 37. Diagrama de momentos flectores según carga de sismo en Y en viga V-2.

Haciendo uso de las combinaciones, obtenemos el diagrama de momento flector envolvente.

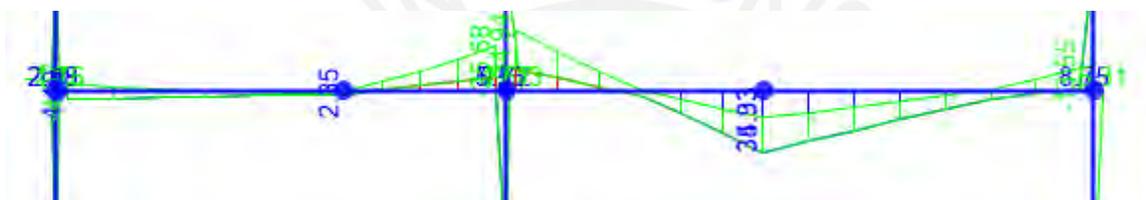


Figura 38. Diagrama envolvente de momentos flectores en viga V-2.

Con los momentos últimos a cara de columnas obtenidos de la figura anterior, se resuelve el momento nominal de la sección. Posterior a esto, determinaremos el área de acero requerido “As” para contrarrestar este momento.

Para el lado izquierdo del primer tramo:

b: Ancho de la sección 40cm

d: Longitud desde el borde del elemento en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción. 54cm

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4.06}{0.9} = 4.51 \text{ ton} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mn}{0.85f'c * b}} = 1.18 \text{ cm}$$

$$As = 0.85 * \frac{f'c * a * b}{fy} = 2.01 \text{ cm}^2$$

En consecuencia, se exponen los momentos negativos y positivos a cara de columnas para los dos tramos de la viga.

Tabla 28 Momentos últimos, nominales, acero en tracción y área de acero requerido a lo largo de la viga V-2 (de izquierda a derecha).

Tramo	Mu (Ton-m)	Mn (Ton-m)	Acero en tracción	As (cm ²)
1°	-4.06	-4.51	Capa superior	2.01
	2.36	2.62	Capa inferior	1.16
	-25.68	-28.53	Capa superior	13.59
2°	-34.94	-38.82	Capa superior	19.11
	35.33	39.26	Capa inferior	19.35
	-13.55	-15.06	Capa superior	6.90

Además, se debe determinar las áreas de acero mínimo y máximo para esta sección. El acero mínimo se calculará a partir de la siguiente fórmula:

$$A_{smín} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d = 5.22 \text{ cm}^2$$

bw: Ancho del alma de la sección, en este caso al ser una sección rectangular el bw es igual al b (ancho de la sección).

La cuantía máxima será el 75% del acero requerido para una falla balanceada.

cb: La menor longitud medida desde el centro de una barra hacia el plano más cercano de la sección.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria del concreto

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia

$$cb = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} = \frac{0.003 * 54}{0.0021 + 0.003} = 31.76 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = 0.85 * \frac{f'c * 0.85 * cb * b}{f_y} = 45.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.75 * A_{sb} = 34.42 \text{ cm}^2$$

Con estos valores mínimos y máximos se procederá a diseñar el acero positivo y negativo requerido.

Tabla 29 Cálculo de varillas de acero a ser colocadas a lo largo de la viga V-2 (de izquierda a derecha).

Tramo	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	As (cm ²)	#3/4"	#1"	As Instalado (cm ²)	Mn - As instalado (Ton-m)
1°	5.22	34.42	2.01	3	-	8.52	18.43
	5.22	34.42	1.16	3	-	8.52	
	5.22	34.42	13.59	7	-	19.88	40.21
2°	5.22	34.42	19.11	7	-	19.88	40.21
	5.22	34.42	19.35	7	-	19.88	
	5.22	34.42	6.90	3	-	8.52	18.43

5.3.2. Diseño por corte

De manera similar, obtenemos el diagrama envolvente de fuerzas cortantes del programa SAP2000.

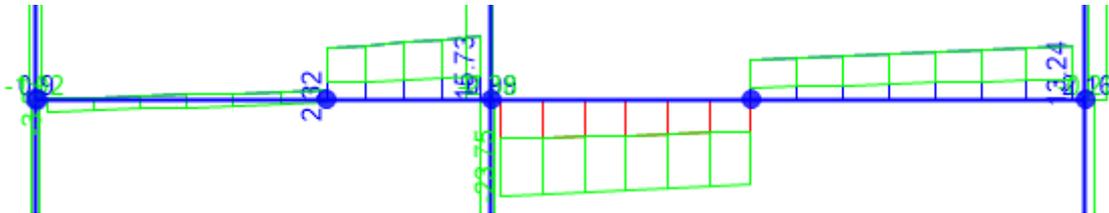


Figura 39. Diagrama envolvente de fuerzas cortantes en viga V-2.

Del diagrama obtenemos las cortantes de diseño a “d” de la cara del lado izquierdo y derecho de ambos tramos de la viga que luego se compararán con la resistencia del concreto por cortante para esta sección. Si la cortante de diseño resulta ser mayor a la resistencia del concreto, entonces se requerirán estribos.

1er tramo:

- El valor de V_u a “d” de la cara del extremo izquierdo:

$$V_{ui1} = 2.68 \text{ ton}$$

- El valor de V_u a “d” de la cara del extremo derecho:

$$V_{ud1} = 15.01 \text{ ton}$$

2do tramo:

- El valor de V_u a “d” de la cara del extremo izquierdo:

$$V_{ui2} = 23.31 \text{ ton}$$

- El valor de V_u a “d” de la cara del extremo derecho:

$$V_{ud2} = 12.80 \text{ ton}$$

Además, al ser esta viga un elemento que forma parte de un sistema de muros, se debe realizar el diseño sísmico según el Capítulo 21. Se calculará la fuerza cortante de diseño de acuerdo a los requisitos indicados en el numeral 21.4 de la norma E.060. Para cada uno de los 4 nudos calcularemos la cortante por capacidad relacionada a la suma del cortante obtenido de los momentos nominales restringidos en cada extremo y el cortante isostático resultante de las cargas de gravedad amplificadas por 1.25; y además se calculará el cortante máximo resultante

de las combinaciones de diseño con una carga de sismo amplificada por 2.5 en cada uno de los nudos.

1er tramo:

- Cortante por capacidad izquierdo

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + 1.25(\text{VisostáticaCM} + \text{VisostáticaCV})$$

$$V_{ui1} = \frac{18.43 + 18.43}{5.21} + 1.25(3.44 + 0.93) = 12.54 \text{ ton}$$

- Cortante por capacidad derecho

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + 1.25(\text{VisostáticaCM} + \text{VisostáticaCV})$$

$$V_{ud1} = \frac{18.43 + 40.21}{5.21} + 1.25(5.46 + 1.8948) = 20.45 \text{ ton}$$

2do tramo:

- Cortante por capacidad izquierdo

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + 1.25(\text{VisostáticaCM} + \text{VisostáticaCV})$$

$$V_{ui} = \frac{18.43 + 40.21}{7.22} + 1.25(9.85 + 3.52) = 24.83 \text{ ton}$$

- Cortante por capacidad derecho

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + 1.25(\text{VisostáticaCM} + \text{VisostáticaCV})$$

$$V_{ud} = \frac{18.43 + 18.43}{7.22} + 1.25(8.52 + 2.92) = 19.41 \text{ ton}$$

- Cortantes resultantes a “d” de la cara de las combinaciones con carga de sismo amplificadas por 2.5 para cada tramo.

1er tramo:

Tabla 30 Cortantes de diseño obtenidas de amplificar las solicitaciones sísmicas por 2.5 en el 1er tramo

Combinación	Vui (ton)	Vud (ton)
0.9CM+2.5CS	4.41	9.84
0.9CM-2.5CS	2.78	3.51
1.25(CM+CV)+2.5CS	4.84	15.84
1.25(CM+CV)-2.5CS	2.35	9.51

2do tramo:

Tabla 31 Cortantes de diseño obtenidas de amplificar las solicitaciones sísmicas por 2.5 en el 2do tramo

Combinación	Vui (ton)	Vud (ton)
0.9CM+2.5CS	12.84	8.02
0.9CM-2.5CS	7.77	3.54
1.25(CM+CV)+2.5CS	22.21	13.07
1.25(CM+CV)-2.5CS	17.13	8.59

De acuerdo al numeral 21.4.3 de la norma E.060, la cortante de diseño Vu a escoger no debe ser inferior a la menor obtenida en los puntos anteriores (capacidad y amplificación sísmica por 2.5), perteneciendo los menores valores para ambos tramos de la viga a los casos hallados al amplificar el sismo por 2.5. Para el primer tramo en el extremo izquierdo un valor de cortante de diseño de 4.84 ton y de 15.84 ton para el extremo derecho. Asimismo, para el segundo tramo en el extremo izquierdo se tiene un valor de 22.21 ton y de 13.07 ton para el extremo derecho.

Además, se hará una comparación con las cargas máximas obtenidas de las combinaciones últimas con la finalidad de saber cuál es el valor predominante en el diseño por cortante para cada tramo. Se puede verificar que para el primer tramo las cortantes máximas de diseño en ambos extremos son 4.84 ton y 15.84 ton ambas correspondientes al caso de sismo amplificado, mientras que en el segundo tramo las cortantes máximas de diseño en ambos extremos son 23.31 ton y 13.07 ton correspondientes al caso de cargas de gravedad y al caso de sismo amplificado respectivamente. Por lo tanto, las cortantes de diseño para el primer y segundo tramo serán las siguientes:

1er tramo:

Vui diseño: 4.84 ton
Vud diseño: 15.84 ton

2do tramo:

Vui diseño: 23.31 ton
Vud diseño: 13.07 ton

Continuaremos el cálculo de espaciamiento de estribos con el mayor valor de cortante de diseño obtenido para cada tramo en el análisis anterior los cuales son 15.84 ton para el primer tramo y 23.31 ton para el segundo tramo. Para esto determinamos primero la resistencia del concreto por cortante correspondiente a la sección en análisis.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 14.10 \text{ ton}$$

Al ser mayor los dos V_u de diseño de cada tramo que el ϕV_c será necesario calcular la resistencia nominal a cortante considerando el aporte del refuerzo perpendicular al eje longitudinal de la viga “ V_s ”, la cual nos dará el espaciamiento requerido entre dichos estribos de refuerzo, y el cual a su vez no debe exceder del valor máximo indicado por la norma E.060 (num. 11.5.7.9).

$$V_s = \frac{V_u \text{ diseño} - \phi V_c}{\phi}$$

1er tramo:

$$V_{s1} = \frac{15.84 - 14.10}{0.85} = 2.05 \text{ ton}$$

2do tramo:

$$V_{s2} = \frac{23.31 - 14.10}{0.85} = 10.84 \text{ ton}$$

$$V_s \text{ máx} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 65.73 \text{ ton}$$

$$\therefore V_s \leq V_s \text{ máx}$$

Con los valores anteriores de V_s y siendo menores al valor máximo, se procede a determinar los espaciamientos máximos del refuerzo por cortante para cada tramo considerando un diámetro de 3/8” para los estribos:

A_v : área de refuerzo por cortante ubicados a una distancia s .

$$s_1 = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 54}{2.05 * 1000} = 157.10 \text{ cm}$$

$$s_2 = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 54}{10.84 * 1000} = 29.71 \text{ cm}$$

Por lo tanto, al haber calculado los espaciamientos a partir de los valores máximos de cortante por diseño para cada tramo, refleja de forma implícita que el espaciamiento en otras posiciones de la viga utilizando valores de cortantes menores será mayor al hallado anteriormente.

Según la Norma E0.60 el espaciamiento máximo entre estribos a lo largo de la viga es $d/2$, el cual es 27 cm.

$$d/2 < s \text{ máx} = 32.73 \text{ cm}$$

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento se tendrá un espaciamiento de **25 cm**.

Se deberá verificar también las indicaciones dadas por la norma en el Capítulo 21 referente al diseño sismo resistente. Para una estructura de Muros Estructurales, como es el caso, la norma indica las siguientes limitaciones de espaciamiento de estribos:

- El primer estribo deberá estar situado a 10cm como máximo desde la cara de la columna o placa.
- La zona de confinamiento será dos veces el peralte del elemento, medidos desde la cara del apoyo hacia el interior.
- Para estribos de confinamiento, no exceder del menor valor de:
 - o $d/4$, sin ser necesario que sea menor de 15cm
 - o 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - o 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento.
 - o 30cm.
- En todo el elemento, los estribos no deben estar espaciados a más de $0.5d$.

Con todo lo anterior mencionado, tenemos espaciamientos de:

Tabla 32 *Cálculo de espaciamiento de estribos en viga V-2.*

Zona de confinamiento (m)		Zona de no confinamiento
1.20		
Espaciamiento en zona de confinamiento (cm)		Espaciamiento máximo permitido (cm)
$d/4 \geq 15\text{cm}$	15	27
$10\phi_{lm}$	19.05	
$24\phi_{estribo}$	22.86	Espaciamiento colocado (cm)
300mm	30	25

Por lo tanto, el primer estribo será colocado a 5cm de la cara del apoyo, el espaciamiento para estribos de confinamiento será de 15 cm en una longitud de 1.20 m y el resto del elemento será confinado cada 25cm, cumpliendo con los requisitos de la norma y con lo requerido por fuerza cortante.

Finalmente, el armado de estribos será el siguiente:

$$\Phi 3/8": 1@.05, 8@.15, Rto.@.25$$

5.3.3. Verificación de deflexiones:

Se ejecuta la verificación de deflexiones, al centro de la luz de la viga del segundo tramo al ser el más largo con 7.22m. Calcularemos la inercia efectiva de agrietamiento promedio para este tramo según la fórmula mostrada a continuación, la cual depende de las condiciones de apoyo del elemento. Para el presente caso, el elemento tiene ambos extremos continuos.

$$I_{e \text{ prom.}} = \frac{I_{e \text{ izq.}} + 2 \times I_{e \text{ centro}}}{3}$$

Se muestra el cálculo de las inercias de agrietamiento en las tres secciones teniendo como datos relevantes el área de acero en tracción (A_s) y el área de acero en compresión (A_s'). Según esto, se obtendrá la ubicación del eje neutro (c) y así el valor del momento inercia (I_e).

Tabla 33 Cálculo de momentos de inercia de agrietamiento a lo largo del segundo tramo de la viga V-2.

Sección	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	c (cm)	I_e (cm ⁴)
Izquierdo (-)	19.88	8.52	18.12	314,803.58
Derecho (-)	14.2	8.52	15.80	243,244.05
Centro (+)	19.88	8.52	18.12	314,803.58

Con los valores de inercia calculados en la Tabla 33, podemos determinar el valor de la inercia de agrietamiento promedio, siendo $I_{eprom} = 314,803.58 \text{ cm}^4$.

Para obtener la deflexión inmediata en el centro de la luz de un tramo continuo, usaremos la fórmula mostrada a continuación.

$$\Delta_{\phi} = \frac{5L^2}{48 E_c I_{eprom}} [M_{\text{centro}}^+ - 0.1(M_{\text{izq}} + M_{\text{der}})]$$

Se tiene como datos la luz libre del elemento que es 7.22 m, el módulo de elasticidad del concreto 217,370.7 kg/cm², la inercia promedio de la sección transformada agrietada y los momentos en los extremos y centro del tramo que se muestran en la Tabla 34.

Tabla 34 Momentos de carga muerta y viga en extremos y centro de luz del segundo tramo de la viga V-2.

Carga	M_{izq} (ton-m)	M_{centro} (ton-m)	M_{der} (ton-m)
CM	17.07	16.56	5.74
CV	6.49	6.85	2.20

Por consiguiente, a partir de la fórmula y datos mencionados anteriormente, obtenemos las siguientes deflexiones inmediatas correspondientes a carga muerta y viva. Se muestra también, el valor de la deflexión para un 30% de carga viva que se prevé como permanente.

$$\begin{aligned} D_i \text{ cm} &= 1.13\text{cm} \\ D_i \text{ cv} &= 0.47\text{cm} \\ D_i \text{ 30\%cv} &= 0.14\text{cm} \end{aligned}$$

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, se obtendrán multiplicando λ por las deflexiones inmediatas obtenidas anteriormente, donde λ se obtiene de la siguiente fórmula.

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 * \rho'}$$

El valor de ρ' es la cuantía calculada con el A_s' en el centro de la luz y ε es un factor en función del tiempo, para este caso se analizará para un tiempo de 5 años a más, por lo que ε toma el valor de 2.

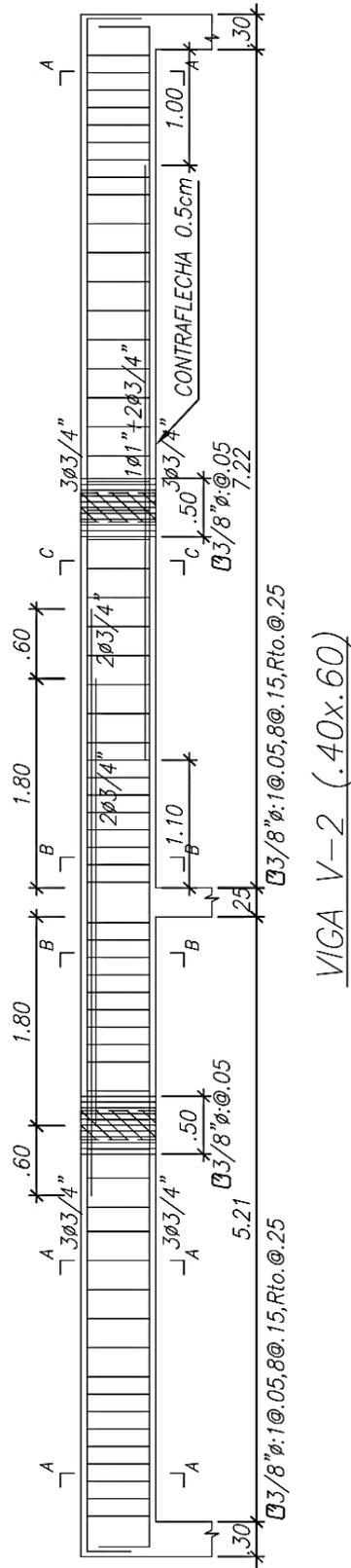
$$\begin{aligned} \rho' &= 0.39\% \\ \lambda &= 1.67 \end{aligned}$$

Con lo cual se obtiene el valor de las deflexiones diferidas.

$$\begin{aligned} D_d \text{ cm} &= 1.89\text{cm} \\ D_d \text{ 30\%cv} &= 0.24\text{cm} \end{aligned}$$

La deflexión límite según la norma E.060 será $L/360$ y de acuerdo a esto la deflexión considerada es la inmediata debido a la carga viva. Según esto, el valor límite es 2.01 cm siendo mayor a la deflexión inmediata de carga viva que es 0.47 cm. Por tanto, para el correcto control de las deformaciones en el tramo de la viga evaluada no será necesario aplicar una contraflecha, ya que no se excede la deflexión máxima permisible.

De manera similar, se ha procedido a realizar los diseños de cada viga que conforman el edificio, determinando la necesidad o no de dar contraflechas para un correcto control de las deformaciones admisibles.



VIGA V-2 (.40x.60)

Figura 40. Elevación de viga V-2.

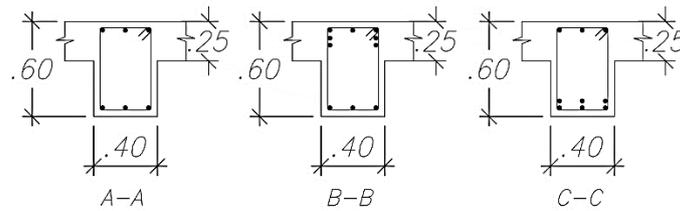


Figura 41. Secciones de la viga V-2.

5.4. Diseño de losas

Para la presente tesis se utilizaron aligerados convencionales de 25cm y losas macizas de 20cm, las cuales resisten únicamente cargas verticales y, además, transmiten las cargas horizontales del sismo, ya que trabajan como diafragmas rígidos.

5.4.1. Diseño de losas aligeradas

Se tomarán como ejemplo las losas ubicadas entre los ejes A y D y los ejes 6 y 7. Estas pertenecen a la planta del primer piso. Los apoyos extremos e interiores son vigas de 25cm de espesor.

Las losas aligeradas son elementos que trabajan en una sola dirección, por ello, para el diseño se idealizó una vigueta en el programa SAP2000. Se asignaron cargas por metro lineal, considerando un ancho de vigueta de 0.40m. Se consideró un tipo de sección estándar con todas sus propiedades.

A continuación, se muestra el metrado de cargas para las viguetas del aligerado ubicadas entre los ejes A y D. Dado que son 3 paños continuos, se idealiza como una viga con 4 apoyos.

Carga muerta – CM

- Peso propio = $350 * 0.4 = 140$ kg/ml
- Piso terminado = $100 * 0.4 = 40$ kg/ml

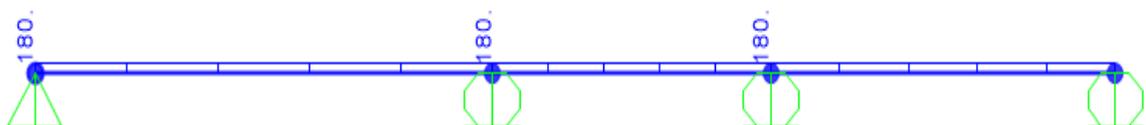


Figura 42. Distribución de cargas muertas asignadas en vigueta.

Carga viva – CV

- Sobrecarga en oficinas = $250 * 0.4 = 100$ kg/ml
- Tabiquería móvil = $100 * 0.4 = 40$ kg/ml

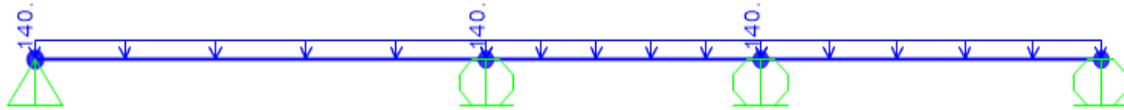


Figura 43. Distribución de cargas vivas asignadas en vigueta.

Carga última

- $W_u = 1.4CM + 1.7CV = 490$ kg/ml

Por consiguiente, se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector para el aligerado considerando la carga última.

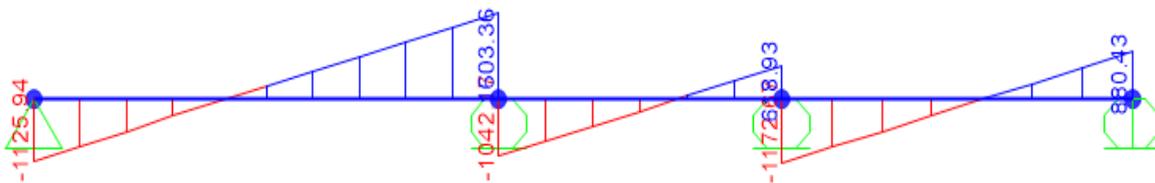


Figura 44. Diagrama de fuerzas cortantes últimas en vigueta.

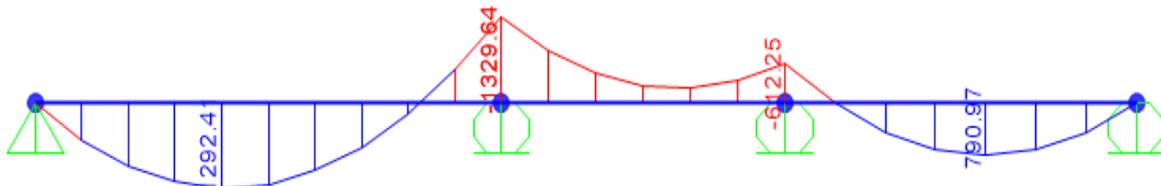


Figura 45. Diagrama de momentos flectores últimos en vigueta.

Con los diagramas obtenidos, se procede a realizar el diseño por flexión y cortante del aligerado considerando los momentos a la cara de la viga de apoyo y las cortantes a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de los apoyos.

Diseño por flexión

Para el refuerzo mínimo negativo, la norma estipula que la sección debe tener acero de refuerzo para resistir al menos un momento de $1.2M_{cr}$ (Momento de agrietamiento), como se indica a continuación:

f_r : Módulo de rotura del concreto

I_g : Momento de Inercia de la sección de concreto sin refuerzo

d: Distancia desde el borde del elemento en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción. 22cm

bw: Ancho del alma de la sección. 10cm

$$1.2 * M_{cr-} = 1.2 * f_r * \frac{I_g}{y \text{ (a la fibra en tracción)}} = 1.2 * 29 * \frac{22708.33}{8.75} = 0.752 \text{ ton.m}$$

Por lo tanto, la cantidad de refuerzo mínimo se determina con la siguiente expresión:

$$A_{smín-} = \frac{1.2 * M_{cr-}}{0.9 * f_y * 0.95 * d} = 1.143 \text{ cm}^2$$

Mientras que el refuerzo mínimo positivo se determina con la siguiente expresión:

$$A_{smín+} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c} * bw * d}{f_y} = 0.531 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo máximo, tanto positivo como negativo, la norma E.060 indica que la sección no debe tener un refuerzo mayor al 75% del A_{sb} (área de acero balanceado), la cual se obtiene de la siguiente manera:

cb: Menor distancia medida del centro de una barra a la superficie más cercana del concreto.

ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria del concreto

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia

h ala: Altura total del ala. 5cm

b: Ancho del Ala. 40cm

$$cb = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} = \frac{0.003 * 22}{0.0021 + 0.003} = 12.94 \text{ cm}$$

$$A_{sb+} = \frac{0.85 * f'_c * ((0.85 * cb - h \text{ ala}) * bw + (h \text{ ala} * b))}{f_y} = 11.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx+} = 0.75 * A_{sb+} = 8.288 \text{ cm}^2$$

$$A_{sb-} = \frac{0.85 * f'_c * bw * 0.85 * cb}{f_y} = 4.675 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx-} = 0.75 * A_{sb-} = 3.506 \text{ cm}^2$$

De la Figura 45 se obtuvieron los momentos para el diseño por flexión y se determinó la cantidad de acero necesario mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{Mu}{\phi} = Mn = As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Para el ejemplo se consideró el primer tramo del cual se obtuvo un momento positivo igual a $Mu^+ = 1.292 \text{ ton.m}$, al reemplazar en las ecuaciones se obtuvieron los siguientes valores:

$$a = \frac{As * 4200}{0.85 * f'c * 40}$$

$$\frac{1.292}{0.9} = Mn = As * 4200 * (22 - \frac{a}{2})$$

Para $Mu^+ = 1.292 \text{ ton.m}$ se obtuvo un $a = 0.934 \text{ cm}$ y un área de acero requerido igual a $As^+ = 1.588 \text{ cm}^2$.

A continuación, se muestran en la Tabla 35 los momentos obtenidos para cada tramo de vigueta, así como el acero colocado en cada sección:

Tabla 35 *Momentos últimos, momentos nominales, área de acero requerido y varillas instaladas en una vigueta.*

Tramo	Mu (ton.m)	Mn (ton.m)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	As instalado
1° Tramo	0.124	0.137	0.088	0.149	0.71	1φ3/8"
	1.292	1.436	0.934	1.588	2	1φ3/8"+ 1φ1/2"
	-1.146	-1.274	3.526	1.498	2	1φ3/8"+ 1φ1/2"
2° Tramo	-1.217	-1.352	3.765	1.600	2	1φ3/8"+ 1φ1/2"
	-0.552	-0.614	1.622	0.689	0.71	1φ3/8"
3° Tramo	-0.484	-0.538	1.415	0.601	0.71	1φ3/8"
	0.791	0.879	0.567	0.964	1.42	2φ3/8"
	0.092	0.102	0.065	0.110	0.71	1φ3/8"

Diseño por cortante

Se evaluará que el valor del cortante solicitante (Vu) a una distancia "d" de la cara de la viga de apoyo en cada uno de los extremos de los tramos, sea menor o igual que la resistencia del concreto por cortante, pues esta tomará al cortante en su totalidad. Mediante la siguiente expresión se determina la capacidad de corte del concreto:

$$\phi Vc = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * d * bw = 1.579 \text{ ton}$$

Para el ejemplo, se consideró el primer tramo del cual se obtuvo un valor de cortante igual a $V_u = 0.957 \text{ ton}$. Debido a que $\phi V_c \geq V_u$, no será necesario colocar ensanches.

Para el corte del acero negativo se utilizó la fórmula $L/5$ y para el acero positivo $L/6$, siendo L la luz libre de cada paño en la dirección del armado de acero.

A continuación, se muestra en la Figura 46 el diseño de la losa aligerada.

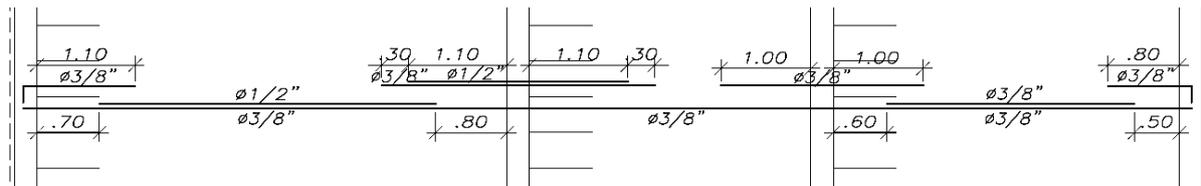


Figura 46. Esquema de losa aligerada.

5.4.2. Diseño de losas macizas

Para el diseño de losas macizas en dos direcciones se utilizó el método de coeficientes, el cual está estipulado en la Norma E-060. A manera de ejemplo se realizará el diseño de la losa maciza de 20cm de espesor ubicada entre los dos núcleos de ascensores.

Este paño de losa cuenta con luces de 1.92m y 2.32m en los ejes X y Y respectivamente. Tiene como relación de lados 1.21, por tanto, se corrobora que trabaja en dos direcciones al ser menor a 2.

A continuación, se muestra el metrado de cargas para secciones de 1m de ancho:

Carga muerta – CM

- Peso propio = $2.4 * 0.20 = 0.48 \text{ ton/m}^2$
- Piso terminado = 0.1 ton/m^2

Carga viva – CV

- Sobrecarga en oficinas = 0.25 ton/m^2
- Tabiquería móvil = 0.1 ton/m^2

Carga última

- $W_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.239 \text{ ton/m}^2$

En este método, los momentos por flexión son determinados de la siguiente manera:

$M_a = C_a \times w_u \times A^2$ - En dirección de la menor longitud del paño

$M_b = C_b \times w_u \times B^2$ - En dirección de la mayor longitud del paño

C_a y C_b : Coeficientes expresados en la Tabla 13.1 de la Norma E.060 (2009) para cada dirección, siendo A y B la menor y mayor longitud respectivamente.

Para este paño, se tiene el caso 5 de la Tabla 13.1 de la Norma E.060 (2009), el cual considera empotramientos en dos de sus lados y apoyos en los otros lados. De esta manera se obtuvieron los siguientes momentos y se realizó el diseño por flexión. Los resultados se presentan en las siguientes tablas.

Se realizó el diseño por flexión y se determinó la cantidad de acero necesario mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{M_u}{\phi} = M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

M_u : Momento último obtenido de la Tabla 36

d : Distancia desde el borde del elemento en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción. 17cm

b : Ancho de la sección del elemento 100cm

Para el ejemplo se consideró el lado más corto de 1.92m del cual se obtuvo un momento negativo igual a $M_u^- = 0.453 \text{ ton.m}$, al reemplazar en las ecuaciones se obtuvieron los siguientes valores:

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * f'_c * 40}$$

$$\frac{0.453}{0.9} = M_n = A_s * 4200 * \left(17 - \frac{a}{2}\right)$$

Para $M_u^- = 0.453 \text{ ton.m}$ se obtuvo un $a = 0.167 \text{ cm}$ y un área de acero requerido igual a $A_s^- = 0.708 \text{ cm}^2$.

El acero mínimo total en la sección para un metro lineal se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

Debido a que son dos capas sería 1.8cm² de acero mínimo en cada capa superior e inferior. El acero mínimo serían 3/8@39cm, sin embargo, se colocarán a un espaciamiento de 25cm por lo que se cumple el acero mínimo.

A continuación, se muestran en la Tabla 36 y Tabla 37 los momentos últimos obtenidos por metro lineal de la losa maciza, así como el acero colocado en cada sección:

Tabla 36 *Momentos últimos, área de acero requerido y varillas instaladas en el lado corto de un paño de losa maciza.*

Diseño por flexión del lado corto A = 1.92m			
Lado corto	Ma (ton.m/m)	As (cm²/m)	Φ colocado
Mu-	0.453	0.708	Φ3/8"@.25
Mu+	0.2	0.312	Φ3/8"@.25
Mu-	0.453	0.708	Φ3/8"@.25

Tabla 37 *Momentos últimos, área de acero requerido y varillas instaladas en el lado largo de un paño de losa maciza.*

Diseño por flexión del lado largo B = 2.32m			
Lado largo	Mb (ton.m/m)	As (cm²/m)	Φ colocado
Mu-	0	0	Φ3/8"@.25
Mu+	0.11	0.172	Φ3/8"@.25
Mu-	0	0	Φ3/8"@.25

Para las longitudes de corte de acero se tomó el mismo criterio que el utilizado para las losas aligeradas.

Diseño por cortante

Se evaluará que el valor del cortante solicitante (V_u) a una distancia “d” de la cara de la viga de apoyo en cada uno de los extremos de los tramos, sea menor o igual que la resistencia del concreto por cortante, pues esta tomará al cortante en su totalidad. Mediante la siguiente expresión se determina la capacidad de corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * d * bw = 11.10 \text{ ton}$$

d: Distancia desde el borde del elemento en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción. 17cm

bw: Ancho del alma de la sección. 100cm

Para el ejemplo, se obtuvo un valor de cortante último a “d” de la cara a partir de la siguiente expresión:

$$V_u = W_u * \left(\frac{A}{2} - d\right) * \left(1 - 0.5 * \frac{A}{B}\right) = 1.239 * 0.79 * 0.5862 = 0.57 \text{ ton/m.}$$

Debido a que $\phi V_c \geq V_u$, si cumple el diseño por cortante. Si no cumpliera al no poder colocarse estribos de refuerzo por cortante, se deberá aumentar el peralte de la losa.

Wu: Carga última ton/m²

A: Lado corto del paño a analizar. 1.92m

B: Lado largo del paño a analizar. 2.32m

A continuación, se presenta el diseño final para la losa maciza.

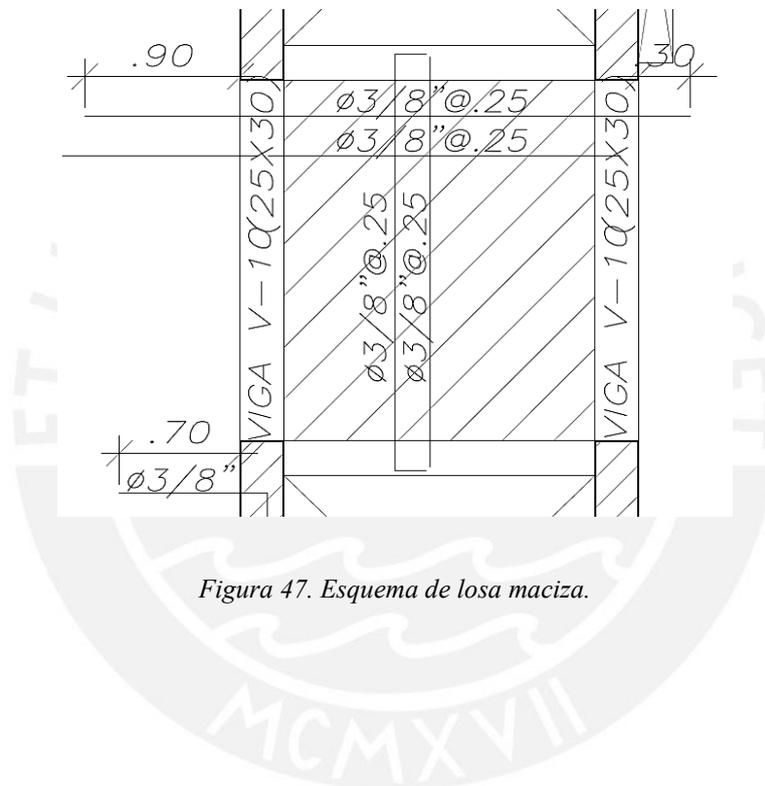


Figura 47. Esquema de losa maciza.

Capítulo 6. Implementación de la Metodología BIM

En este capítulo se presenta una de las ventajas de implementar esta metodología en los proyectos, que es la interoperabilidad entre el Revit y el SAP2000, mencionado anteriormente en la sección 2.3. de esta tesis. También se presentan los modelos tridimensionales en Revit de las especialidades agua, desagüe y ventilación. Finalmente, se consolidarán los modelos de estructuras e instalaciones para obtener el Reporte de Interferencias en el software Naviswork.

6.1. Paso del SAP2000 al Revit

Como se vio anteriormente, en este proyecto se trabajó el análisis sísmico en el programa SAP2000, por lo que se importará lo modelado en este programa para crear un nuevo proyecto en Revit. A este proceso le denominamos interoperabilidad, como fue mencionado en el Capítulo 2, ya que permite un intercambio de información fluido y rápido.

Como primer paso, se selecciona la opción de exportar en el SAP2000 en formato “Revit .exr File...”.

Aparecerá una ventana dándonos las opciones de información a exportar. En este caso, se selecciona “Line objects”, que vienen a ser las columnas, placas y vigas, y “Floor area objects”, que vienen a ser las losas.

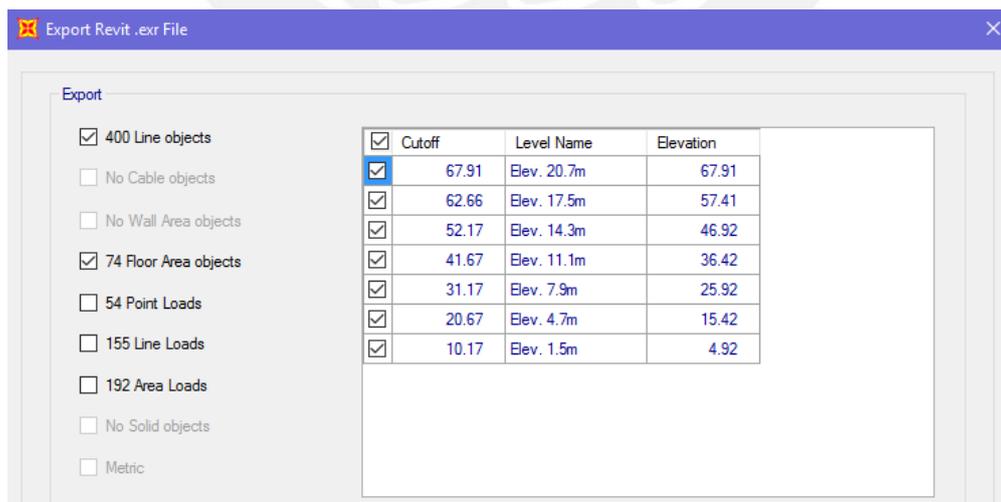


Figura 48. Selección de elementos a exportar.

Una vez guardado el archivo en formato .exr, se abre el programa Revit y en la pestaña “Add-ins” se seleccionará la opción “External Tools” seguido de “Import to Create New Revit

Project from ETABS SAFE or SAP2000". Con esto se importará toda la información seleccionada anteriormente. Es necesario indicar que se está creando un nuevo proyecto; en caso se requiera actualizar el modelo, se deberá seleccionar "*Import to Update Existing Revit Project from ETABS SAFE or SAP2000*".

Aparecerá una ventana para seleccionar el archivo .exr guardado. Una vez seleccionado el archivo, nos dará la opción de seleccionar la información a importar. De igual manera, se seleccionará solo las columnas, placas, vigas y losas nombrados como "Frame" y "Floor Slabs".

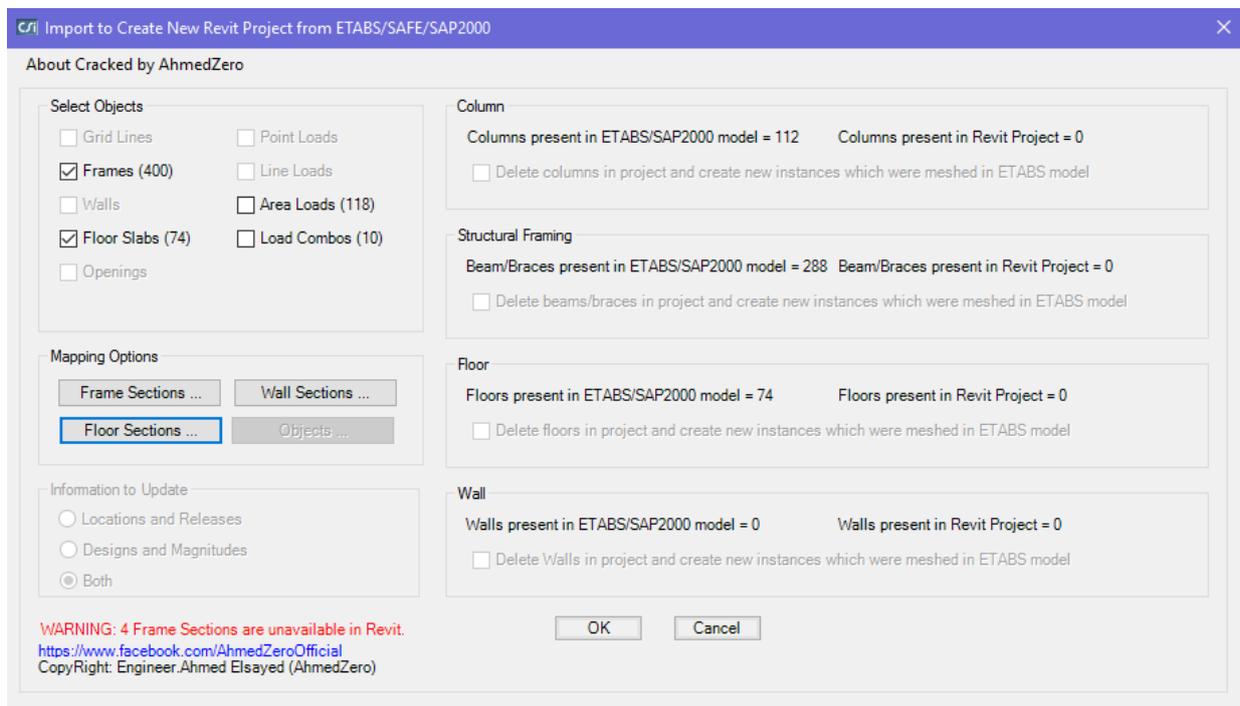


Figura 49. Selección de elementos a importar en Revit.

Automáticamente iniciará el proceso de intercambio de información. Este proceso duró un par de minutos para este caso de estudio; para proyectos de mayor envergadura y que involucran una mayor cantidad de elementos a importar, puede que requiera mayor tiempo. Sin embargo, se debe reconocer la rapidez de esta interoperabilidad para obtener una visualización en el programa Revit sobre el tiempo que se puede invertir para crear el mismo modelo a partir de planos independientes.

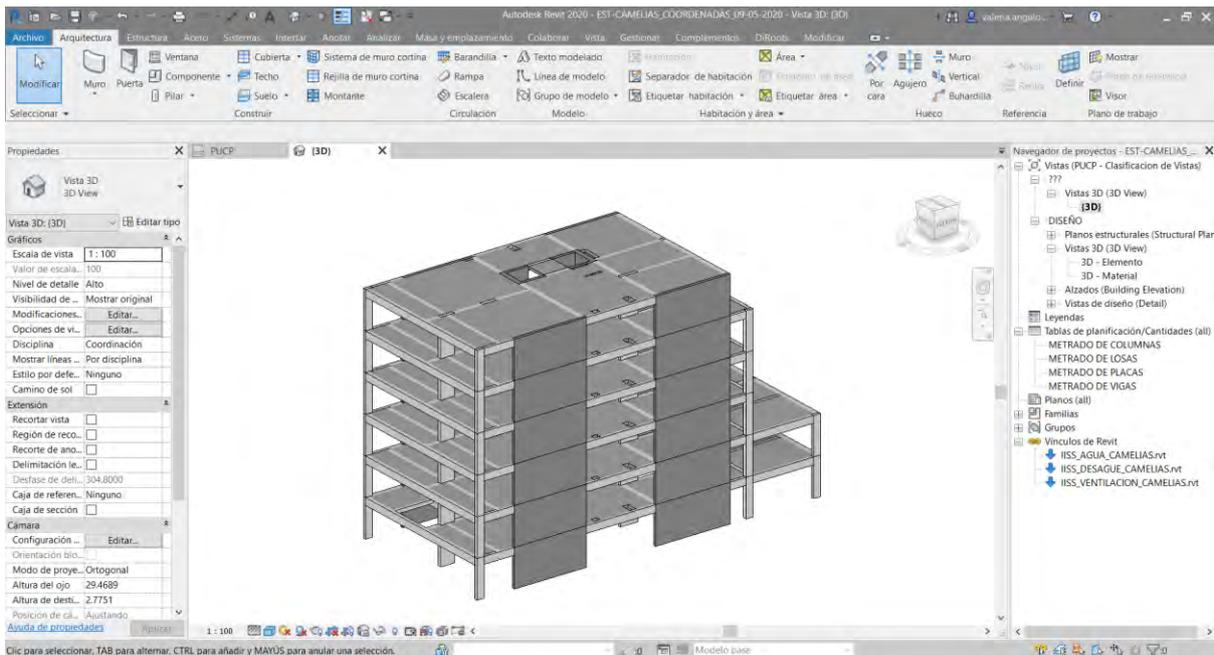


Figura 50. Modelo 3D de estructuras en Revit.

6.2. Modelos 3D en Revit de las demás especialidades

Como parte de esta tesis, se tiene de antemano el diseño de instalaciones eléctricas y sanitarias. Esta última especialidad comprende el sistema de agua contra incendios, agua, desagüe y ventilación.

A continuación, se presenta a detalle cada una de estas.

- Instalaciones de agua contra incendios: se realizó el modelo de esta red que comprende todos los puntos de rociadores y también los gabinetes contra incendios. (Figura 51)
- Instalaciones de agua fría: este modelo comprende las redes de distribución a todos los puntos, principalmente de los servicios higiénicos, y las redes alimentadoras. (Figura 52)
- Instalaciones de desagüe: se incluyen los montantes principales y las redes recolectoras de los servicios higiénicos. (Figura 53)
- Instalaciones Sanitarias – Ventilación: estas son las tuberías que se conectan a las redes de desagüe. (Figura 54)

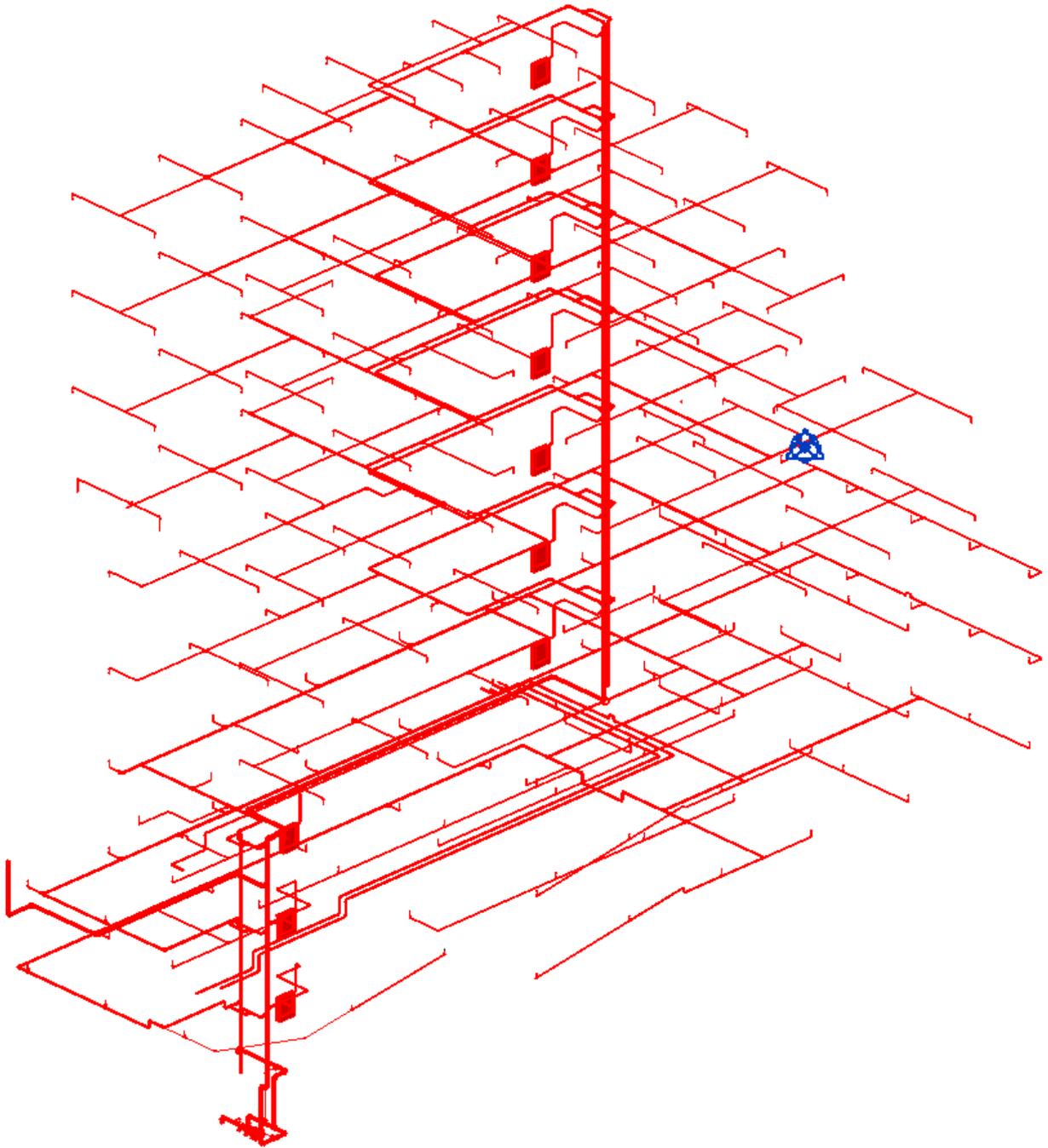


Figura 51. Modelo 3D de instalaciones de agua contra incendios en Revit.

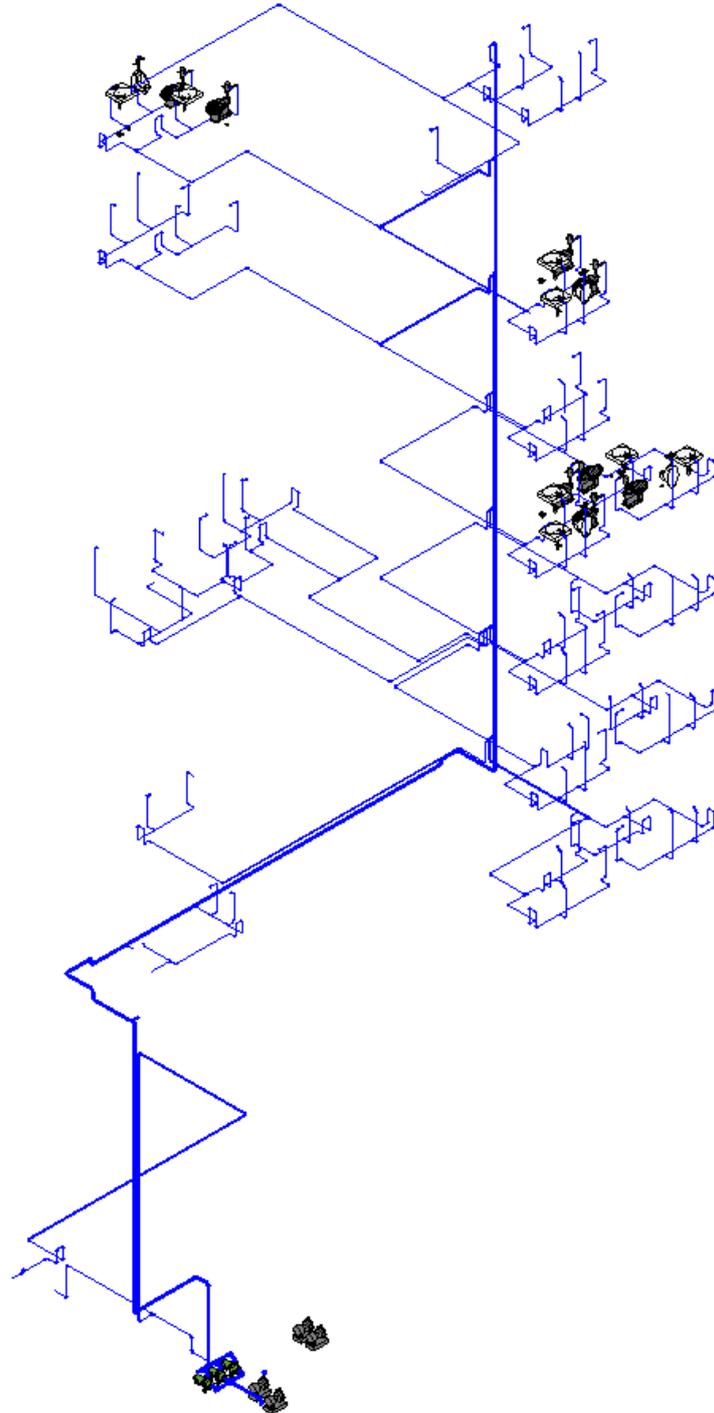


Figura 52. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de agua fría en Revit.

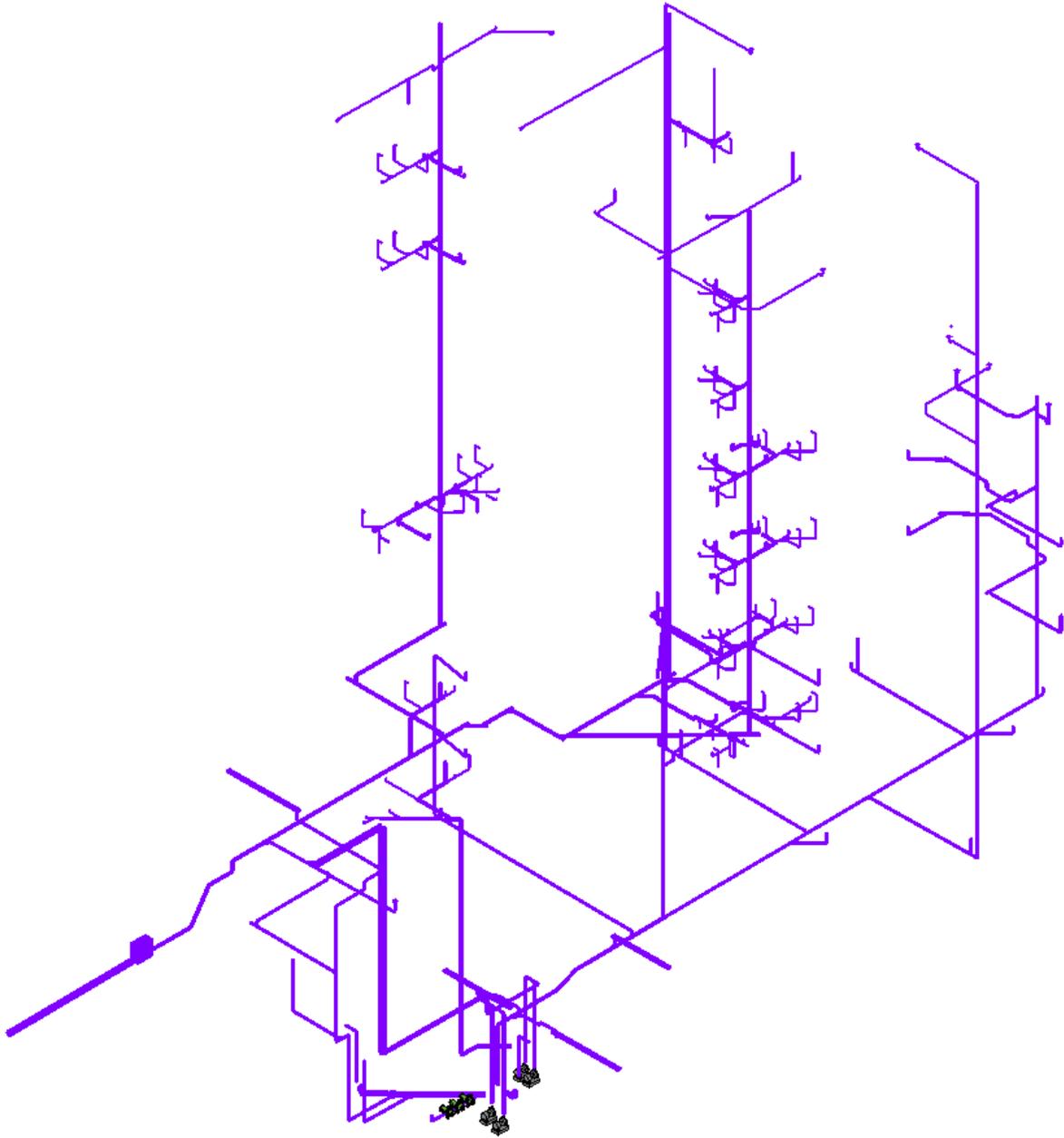


Figura 53. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de desagüe en Revit.

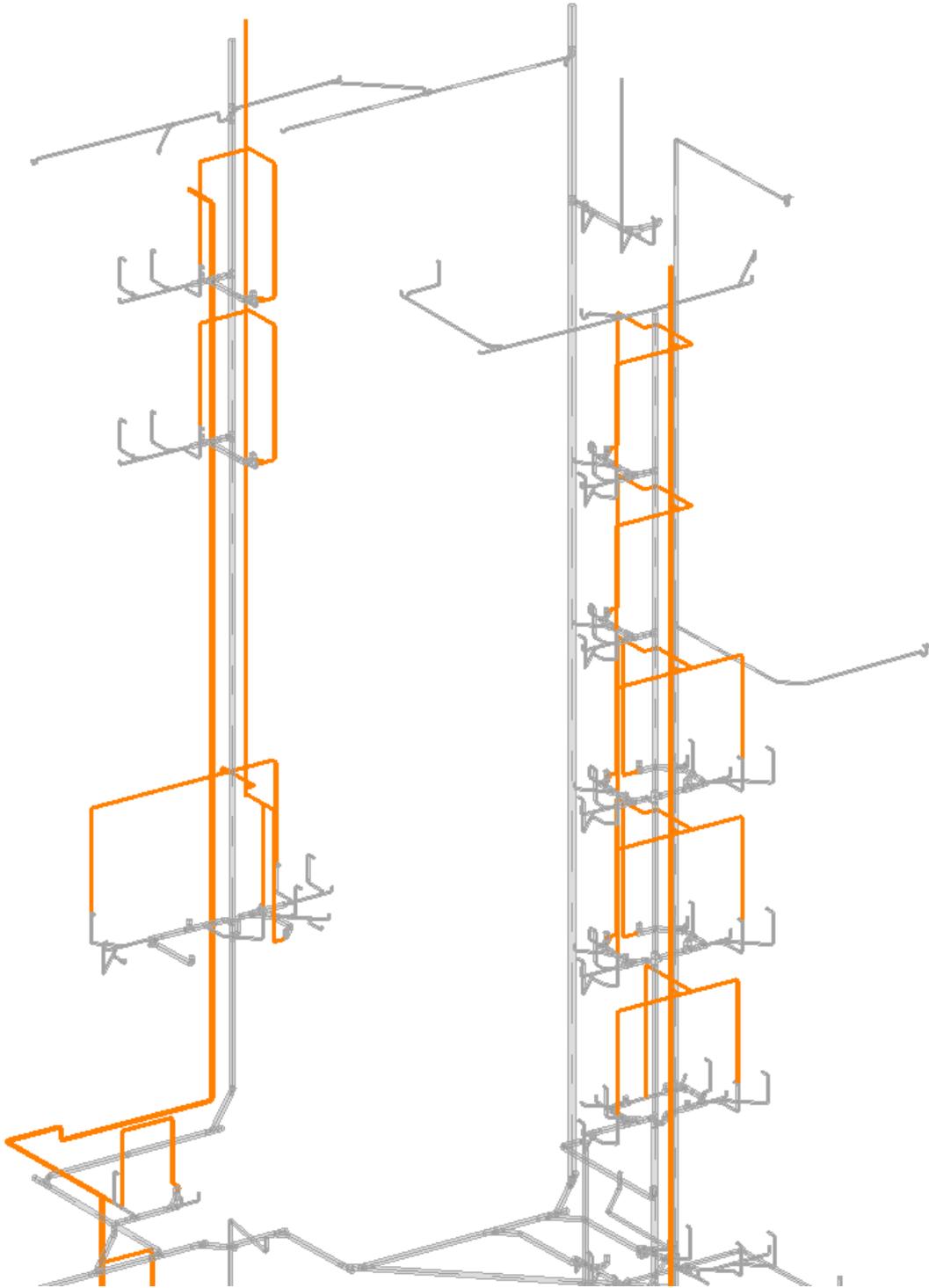


Figura 54. Modelo 3D de instalaciones sanitarias de ventilación en Revit.

6.3. Detección de incompatibilidades en Naviswork

De los archivos de estructuras, eléctricas y sanitarias creados en el software Revit, se exportará el archivo en formato *nwc* para importar dicho archivo en el software Naviswork. En la Figura 55 se muestra el modelo de estructuras importado a Naviswork.

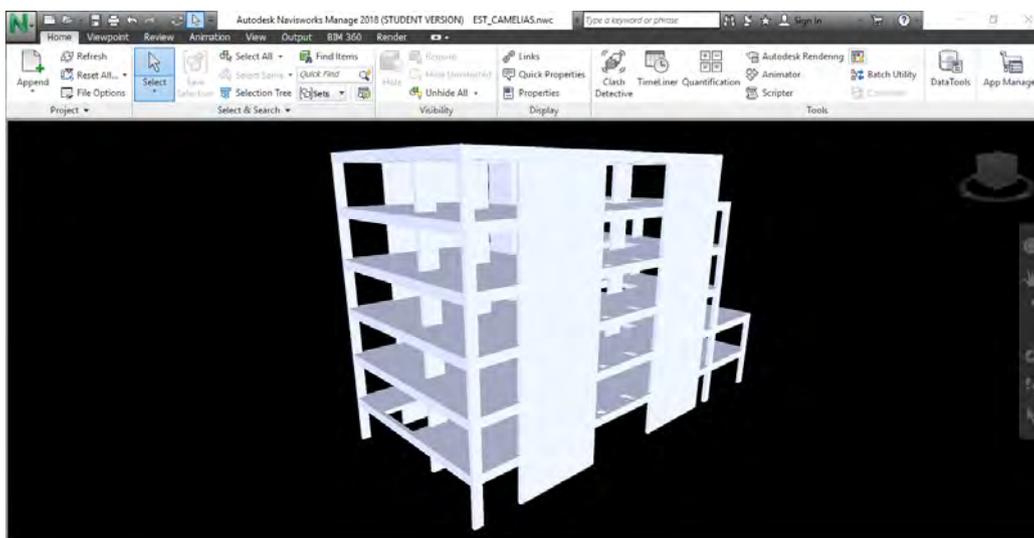


Figura 55. Modelo 3D de estructuras en Naviswork. (Fuente propia)

De igual manera, se exportarán las demás especialidades del Revit hasta tener un modelo integral como el mostrado a continuación.



Figura 56. Modelo 3D compilado de todas las especialidades en Naviswork. (Fuente propia)

En la pestaña “Home” y en la opción “Clash detective”, se seleccionará una nueva prueba de conflictos definiendo las especialidades que se requieran analizar sus interferencias y sus respectivos elementos a considerar que aporten información válida. Asimismo, se definirán

parámetros de configuración con el botón “*Select*” y en el recuadro de “*Settings*”. Esto con el fin de omitir colisiones triviales que no requieran ser resueltas o que puedan resolverse durante la etapa de construcción, además de reducir significativamente la cantidad de conflictos encontrados que resultarían muy difíciles de gestionar.

Para la presente tesis, se optaron por los siguientes parámetros en la sección “*Settings*”:

- **Type**

Estático / “*Hard (Conservative)*”: Un conflicto en el que la geometría de la selección A interseca la de la selección B a una distancia superior a la establecida, mientras que el resto se descartará.

- **Link**

None: Descarta la vinculación de una prueba de conflictos.

- **Tolerance**

Distancia establecida que permite controlar la incidencia de los conflictos resultantes. Para el caso de estudio se consideró 10cm, es decir se descartarán los conflictos entre cero y 10cm.

- **Composite Object Planning**

Este parámetro engloba todos los conflictos encontrados en un elemento compuesto a un solo conflicto. Esto porque dicho elemento está conformado por diversos sub elementos.

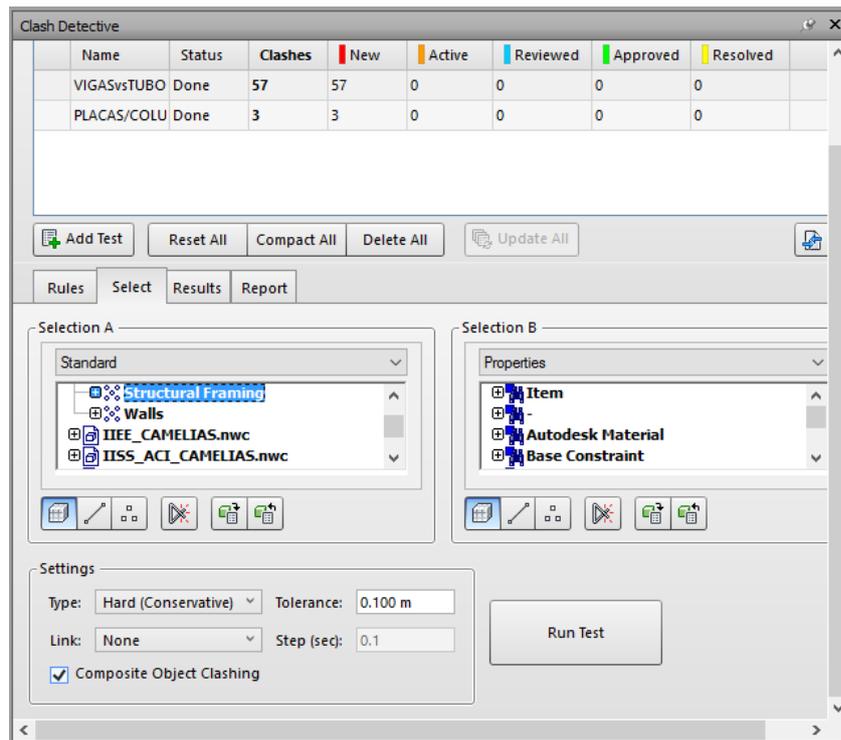


Figura 57. Ventana de “Clash Detective”. (Fuente propia)

Se analizaron interferencias entre vigas, placas/columnas y tuberías, las cuales fueron tabuladas y exportadas en formato HTML del programa Naviswork. En la Figura 58 se presenta solo una parte del total de incompatibilidades que pudieron ser detectadas con ayuda del programa. La información del informe completo puede ser apreciada en el Anexo A.

AUTODESK® NAVISWORKS® Informe de conflictos

VIGASvsTUBOS	Tolerancia	Conflictos	Nuevo	Activo	Revisado	Aprobado	Resuelto	Tipo	Estado
	0.100m	57	57	0	0	0	0	Estático	Aceptar

Imagen	Nombre de conflicto	Estado	Ubicación de rejilla	Punto de conflicto	Elemento 1			Elemento 2		
					Capa	Elemento	Tipo	Capa	Elemento	Tipo
	Clash54	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:17.233, y:31.246, z:7.779	Piso 02	Concreto 210 kg/cm²	Solid	PVC	Línea	
	Clash55	Nuevo	D-6 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:30.188, z:10.966	Piso 03	Concreto 210 kg/cm²	Solid	PVC	Línea	
	Clash56	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:30.175, z:7.773	Piso 02	Concreto 210 kg/cm²	Solid	PVC	Línea	
	Clash57	Nuevo	A-4 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.613, y:17.384, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm²	Solid	PVC	Línea	

Figura 58. Extracto de la tabla de incompatibilidades entre vigas y tuberías. (Fuente propia)

La tabla obtenida del programa Naviswork facilita la detección y visualización de interferencias que se pueden dar entre diversas especialidades. Por otro lado, si se trabajara en el proceso tradicional haciendo uso de planos en 2D para realizar una superposición de

especialidades, el tiempo a invertir en este análisis sería mayor, ya que la identificación de interferencias la realiza un usuario, el cual puede pasar por alto alguna de estas interferencias.

La detección de interferencias nos muestra muchos cruces entre especialidades y también nos permite tomar medidas correctivas ante esto estando aún en la fase de diseño. Muchos de los conflictos que se encontraron son cruces de tuberías de desagüe con vigas, como se puede visualizar en la Figura 59, cuya principal razón es que estas tuberías se encuentran colgadas bajo la losa. Visualizando cada uno de estos cruces, se propone diseñar pases en vigas que implican reforzar la zona de interferencia con el elemento estructural haciendo uso de la norma E.060, se debe asegurar que la tubería no se cruce con los aceros superiores e inferiores.

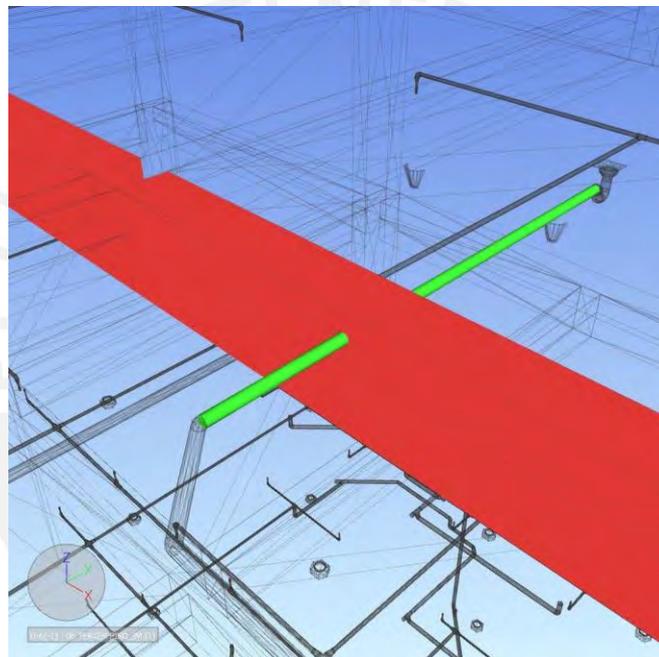


Figura 59. Interferencia de tubería de desagüe y viga. (Fuente propia)

Además, se encontró una interferencia de una tubería de desagüe de lavatorio con una placa, como se visualiza en la Figura 60, la cual no debería permitirse. Detectar un tipo de interferencia como esta en la etapa de diseño, te permite tener dos propuestas de cambio. La primera es establecer una comunicación con el proyectista de la especialidad de sanitarias y llegar a un acuerdo para reubicar el lavatorio en un muro de tabiquería cercano. Desde la posición del proyectista estructural, otra alternativa para evitar este cruce es redimensionar la longitud de la placa de manera que no interfiera con la tubería, lo que implicaría que la rigidez del edificio se vea alterada si es que se conserva el espesor del muro, cambiando así las derivas y comportamiento estructural. Para conservar la rigidez, se tendría que mantener la inercia del elemento, lo cual implica cambiar el espesor de la placa afectando así la arquitectura del

proyecto. Realizando un cálculo aproximado en el cual se reduce la longitud del elemento en un 1m, el nuevo espesor de placa será de 40cm, siendo evidentemente un espesor exagerado para la arquitectura establecida. Por ello previamente a decidir la mejor solución, es indispensable asignar a cada una de las incompatibilidades identificadas un responsable, el criterio dependerá en qué elemento y de cual disciplina es más fácil modificar sin afectar en exceso al proyecto.

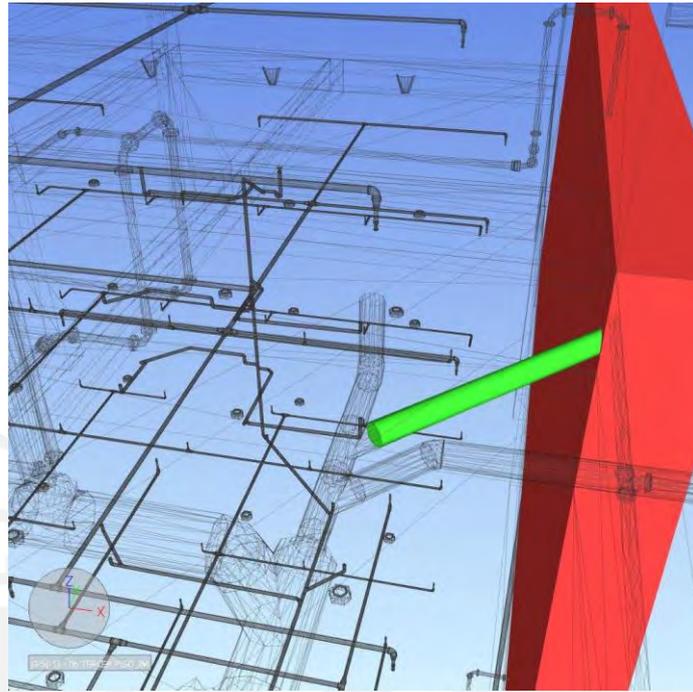


Figura 60. Interferencia de tubería de desagüe y placa. (Fuente propia)

6.4. Elaboración de propuesta de Diagrama de Gantt

Para realizar el Diagrama de Gantt correspondiente a la etapa de estructuras, se tiene que realizar el metrado de las partidas generales, estas implican el acero, encofrado y concreto de cada elemento. Luego, con el metraje obtenido se realiza una sectorización de elementos verticales y horizontales por planta. Habiendo determinado los sectores y las partidas principales para el correspondiente método constructivo, se puede armar una secuencia de estas que sea fluida y constante de manera que no existan atrasos, a esto lo conocemos como Tren de Actividades. Con el tren de trabajo generado, se puede plantear el cronograma de manera sencilla y directa ya que se obtiene la cantidad de días por cada partida y/o elemento.

6.4.1. Sectorización

Como se mencionó anteriormente, se realiza una sectorización a partir de los metrajes principales según el sistema constructivo enfocado a la etapa de estructuras. La finalidad de realizar esto es dividir el proyecto en un cierto número de sectores de tal manera que se obtenga un flujo constante y rotativo para las cuadrillas, además de que este procedimiento repetitivo aporta al crecimiento de la curva de aprendizaje resultando en una mayor productividad.

La cantidad de sectores designada para este caso de estudio es de 5 con el objetivo de que al armar el tren de actividades se avance un sector por día. Se ha desarrollado una sectorización independiente para los elementos verticales y horizontales en busca de obtener metrajes precisos entre ellos. También, se busca que los límites de la sectorización horizontal se encuentren a los tercios de la luz medidos desde alguno de los apoyos del elemento atravesado ya sea una losa o viga, esto con el fin de generar “juntas frías” ya que en estos puntos se presentan mínimos esfuerzos de tracción y comprensión.

La partida priorizada para sectorizar este proyecto fue el concreto, ya que es un insumo de uso inmediato, a diferencia de otras partidas de estructuras como el encofrado y acero que pueden comprender una logística más sencilla. Se muestran a continuación las plantas sectorizadas.

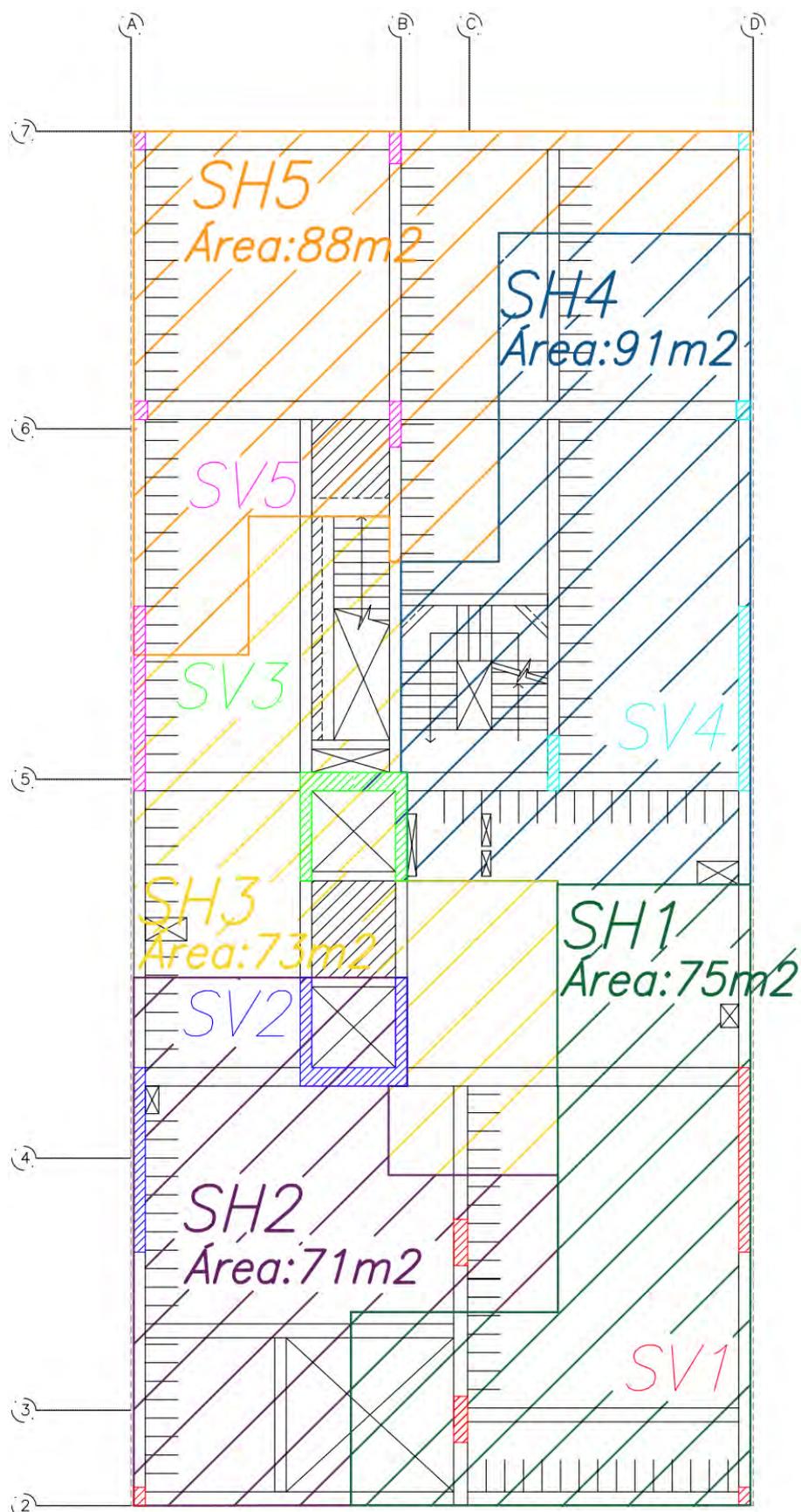


Figura 61. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 1° y 2° piso.

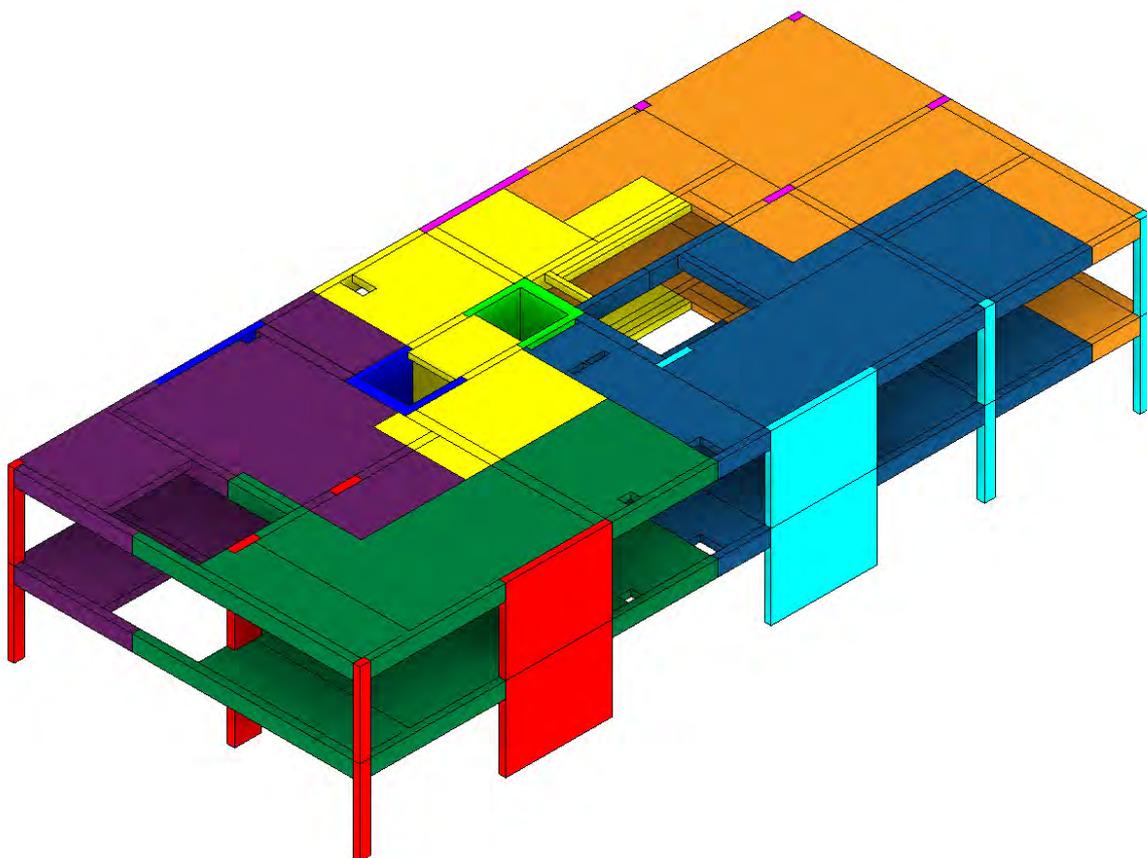


Figura 62. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 1° y 2° piso.

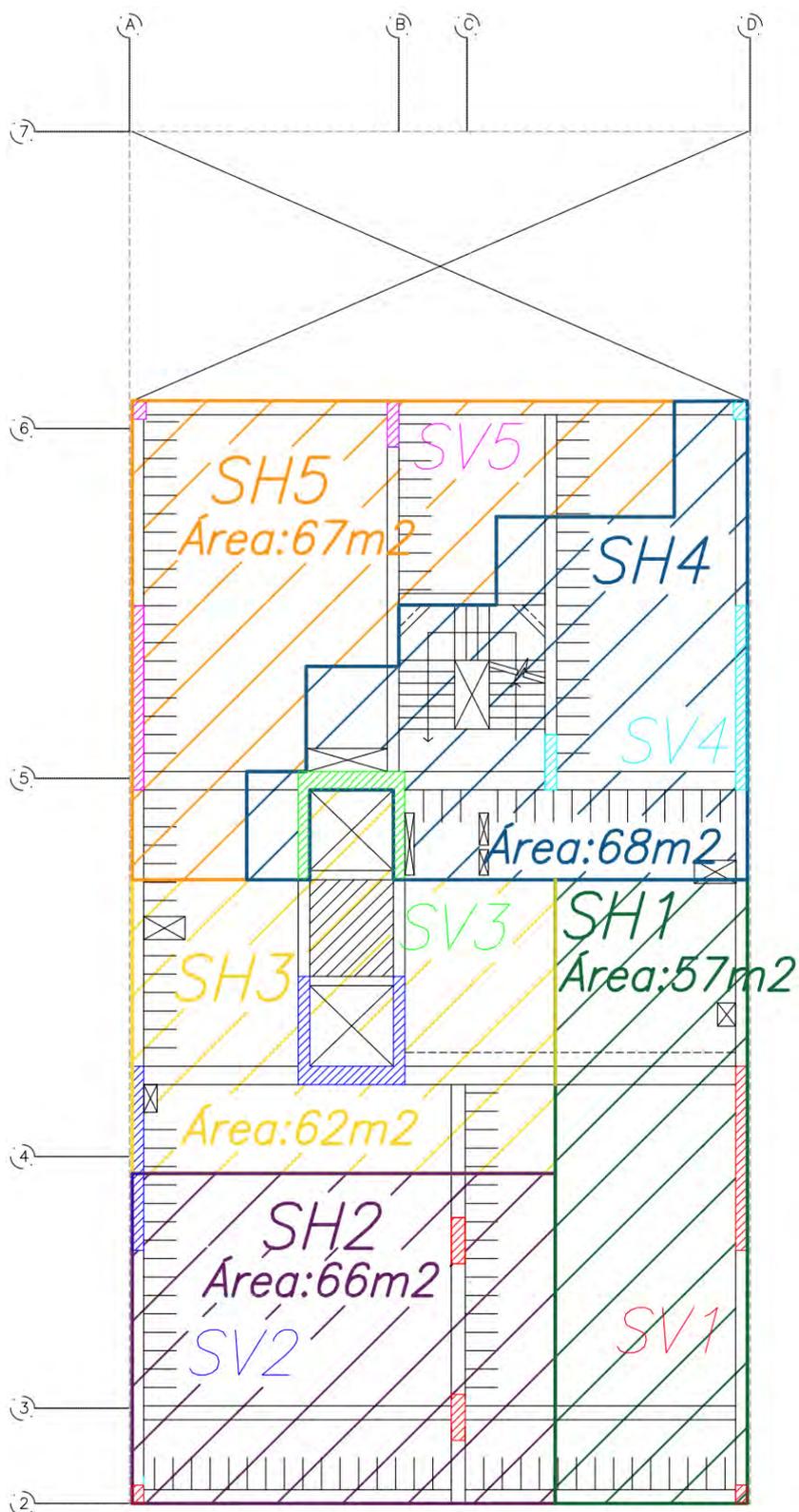


Figura 63. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 3°, 4° y 5° piso.

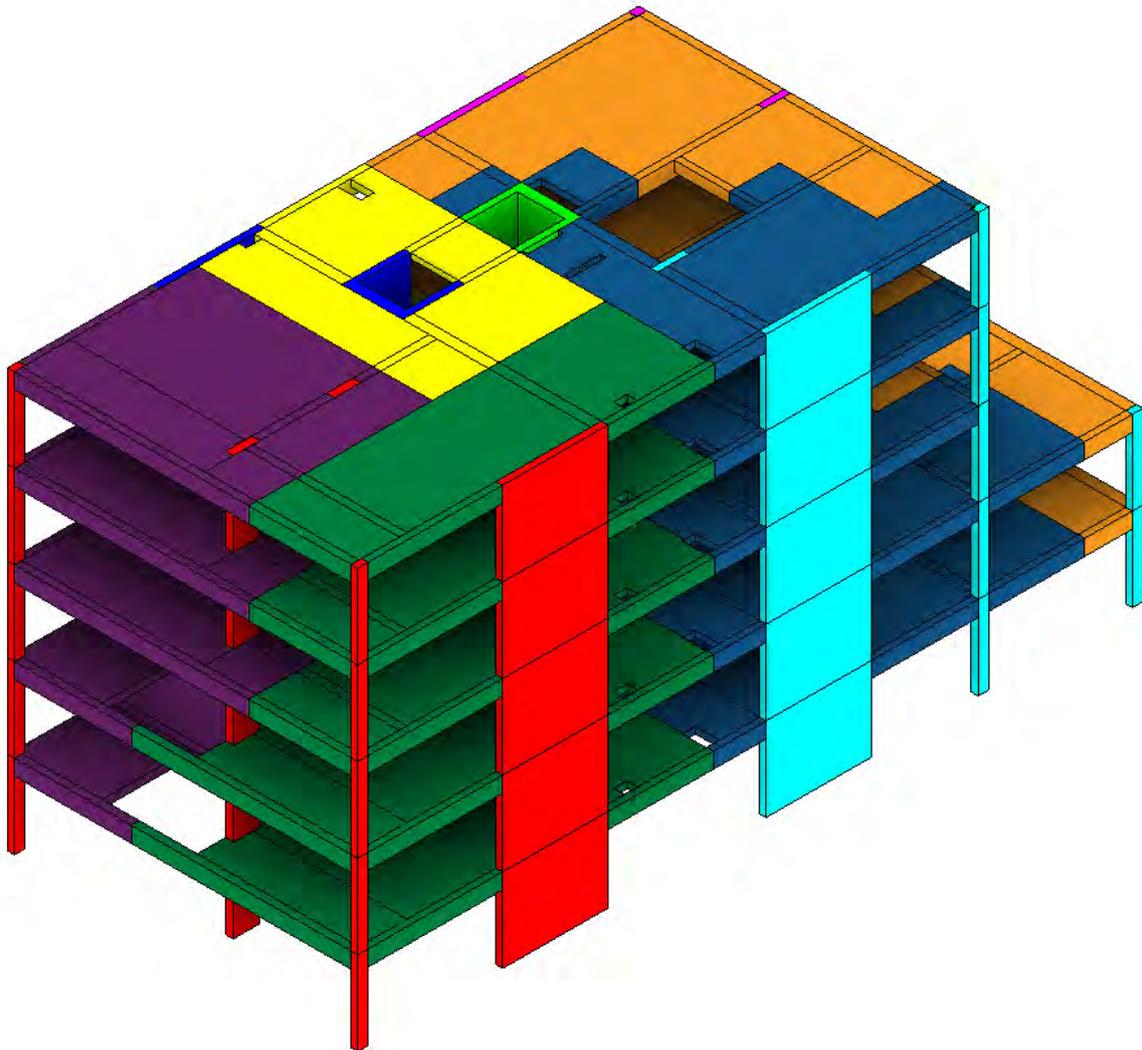


Figura 64. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 3°, 4° y 5° piso.

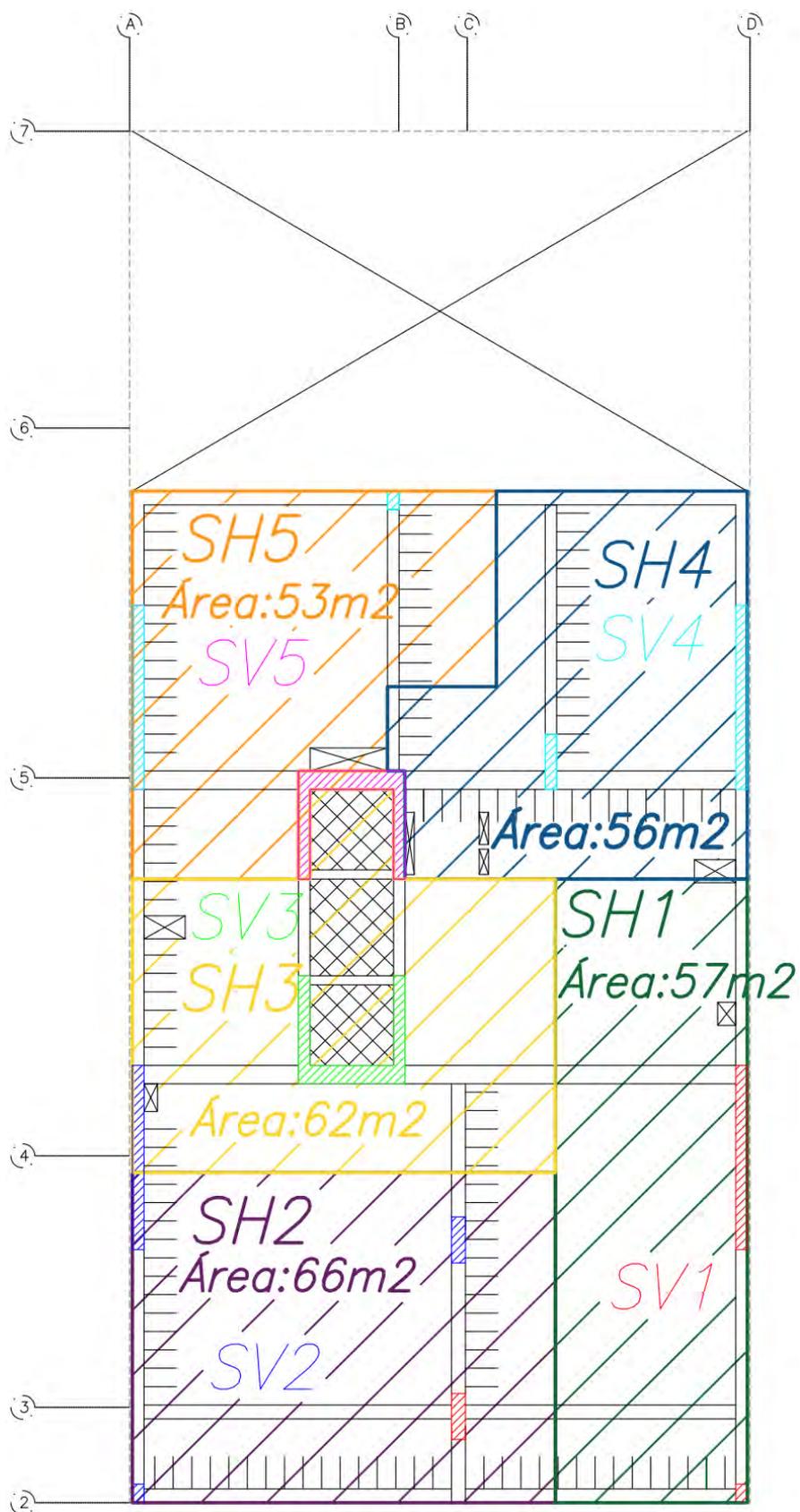


Figura 65. Sectorización 2D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 6° piso.

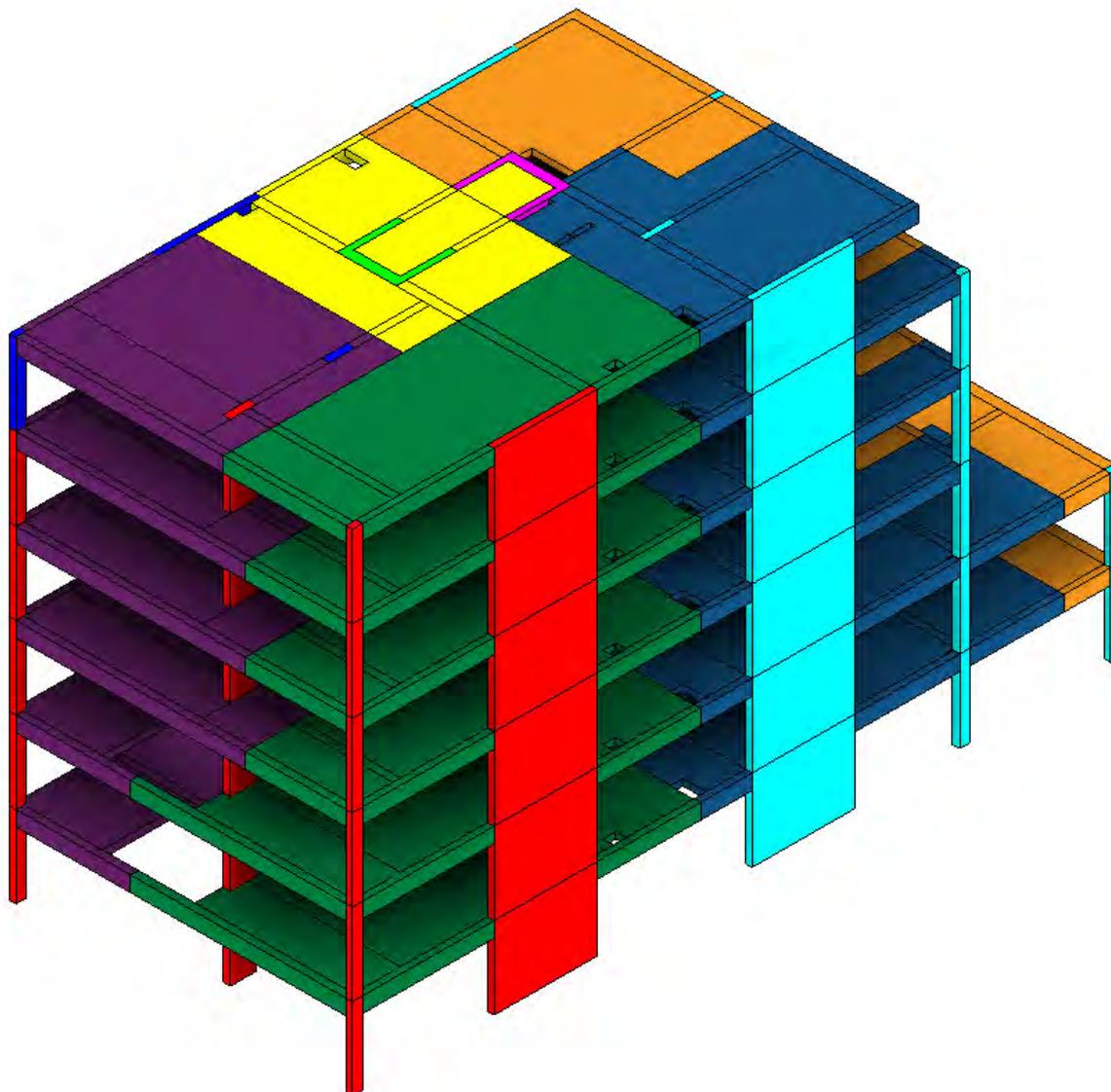


Figura 66. Sectorización 3D de elementos Verticales y Horizontales del Encofrado 6° piso.

Como se puede evidenciar en las precedentes imágenes, se enumeró la secuencia desde el frente del edificio (Eje 2) hacia el fondo (Eje 7), debido a que en la zona frontal los elementos verticales y horizontales son continuos en cada nivel. Si la enumeración de sectores se diera en sentido inverso, la secuencia de avance se vuelve compleja para su desarrollo continuo por la existencia de reducciones de planta en esa zona. Es decir, se generan dependencias entre los primeros sectores de un piso con los sectores más avanzados del piso inferior, lo cual causaría vacíos en el tren de actividades.

Es importante mencionar que la junta de construcción generada entre el concreto en endurecimiento y el concreto fresco no tendrán una diferencia mayor a 30 días con la sectorización planteada, por lo que el procedimiento para la adherencia entre ambas superficies no requerirá epóxico. Para realizar la correcta adherencia, se deja al descubierto el concreto de

buena calidad en una superficie rugosa, luego mantener húmeda y saturada la junta por 12 horas y dejarla secar superficialmente por 12 horas más. Finalmente se puede proceder a realizar el vaciado del concreto fresco.

En las siguientes tablas se detallan los metrajes obtenidos para las partidas de encofrado, concreto y acero según los sectores planteados anteriormente. Además, se aprecia que las cantidades entre sectores son aproximadas.

Tabla 38 *Tabla de metrados por sectores del 1er y 2do piso para las principales partidas.*

1ER Y 2DO PISO			
SECTOR	ENCOFRADO (m2)	CONCRETO (m3)	ACERO (kg)
SV1	52.2	5.8	848.4
SV2	73.6	9.3	1047.1
SV3	46.4	6.1	697.8
SV4	45.1	4.9	652.5
SV5	49.9	5.3	1082.2
SH1	88.2	10.4	891.1
SH2	87.6	10.3	884.6
SH3	82.4	9.7	831.8
SH4	103.8	12.3	1048.4
SH5	105.8	12.5	1068.5

Tabla 39 *Tabla de metrados por sectores del 3er, 4to y 5to piso para las principales partidas.*

3ER, 4TO Y 5TO PISO			
SECTOR	ENCOFRADO (m2)	CONCRETO (m3)	ACERO (kg)
SV1	52.2	5.8	730.8
SV2	73.6	9.3	799.0
SV3	46.4	6.1	566.4
SV4	41.0	4.5	488.1
SV5	39.7	4.4	476.3
SH1	64.7	7.4	691.5
SH2	73.7	8.4	787.3
SH3	69.0	7.9	737.6
SH4	84.0	9.6	897.3
SH5	76.5	8.8	817.5

Tabla 40 Tabla de metrados por sectores del 6to piso para las principales partidas.

6TO PISO			
SECTOR	ENCOFRADO (m2)	CONCRETO (m3)	ACERO (kg)
SV1	39.7	4.5	495.4
SV2	39.7	4.5	495.4
SV3	46.4	6.1	586.1
SV4	67.8	7.7	729.3
SV5	46.4	6.1	586.1
SH1	71.2	8.3	586.7
SH2	71.2	8.3	586.7
SH3	71.2	8.3	586.7
SH4	70.8	8.3	583.1
SH5	76.0	8.9	626.3

6.4.2. Tren de actividades

Este es una herramienta que nos brinda la facilidad de controlar el avance y garantiza un flujo de trabajo seguro y repetitivo. Gracias a que se tienen sectores balanceados en capacidad y demanda, se tendrá un avance diario aproximadamente igual cambiando únicamente de espacio de trabajo. En consecuencia, se genera una curva de aprendizaje rápida para cada cuadrilla.

Para generar el tren, se deben enlistar las actividades correspondientes al proceso constructivo en estudio. Cada una de estas actividades son consideradas críticas, ya que, de generarse un retraso en alguna de ellas, el avance total del proyecto se vería afectado. Para dar un margen a ello, se debe incluir en la programación *buffers*, también llamados “colchones”, que permiten recuperar paralizaciones generadas por variaciones propias de la obra.

La etapa a analizar en la presente tesis, será la ejecución de la etapa de estructuras de la planta 1 a la planta 6. En la siguiente tabla, se enlistan las actividades a realizar para un sector.

Tabla 41 Listado de actividades secuenciales

Actividades por sector	
Sectores De Elementos Verticales	Trazo de elementos verticales (columnas y placas)
	Acero de elementos verticales
	Encofrado de elementos verticales
	Concreto de elementos verticales
Sectores De Elementos Horizontales	Encofrado de vigas (fondo y lateral)
	Acero de vigas
	Encofrado fondo de losa
	Acero de losa (viguetas)
	Colocación de bovedillas
	Instalaciones eléctricas/sanitarias
	Acero de losa (malla superior)
	Encofrado de frisos
Concreto de elementos horizontales (vigas y losas)	

Con las actividades detalladas y definidas se procede a secuenciar la ejecución de un sector por día. El primer día se inicia por el primer sector de verticales del 1er piso con el trazo de elementos y colocación de aceros. Al día siguiente se debe proceder con el revestimiento del armazón y vaciado de concreto de dichos elementos. Una vez culminado los elementos verticales del sector 1, se procede con el inicio del primer sector correspondiente a los elementos horizontales. De esta forma se genera una secuencia diaria en las actividades. En la figura 67, se ejemplifica el tren de trabajo para el primer piso.

Actividades por sector		SEMANA 1							SEMANA 2						
		L	M	Mi	J	V	S	D	L	M	Mi	J	V	S	D
PISO 1		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
SECTORES DE ELEMENTOS VERTICALES	Trazo de elementos verticales (columnas y placas)	SV1-P1	SV2-P1	SV3-P1	SV4-P1	SV5-P1									
	Acero de elementos verticales	SV1-P1	SV2-P1	SV3-P1	SV4-P1	SV5-P1									
	Encofrado de elementos verticales		SV1-P1	SV2-P1	SV3-P1	SV4-P1		SV5-P1							
	Concreto de elementos verticales		SV1-P1	SV2-P1	SV3-P1	SV4-P1		SV5-P1							
SECTORES DE ELEMENTOS HORIZONTALES	Encofrado de vigas (fondo y lateral)			SH1-P1	SH2-P1	SH3-P1		SH4-P1	SH5-P1						
	Acero de vigas			SH1-P1	SH2-P1	SH3-P1		SH4-P1	SH5-P1						
	Encofrado fondo de losa			SH1-P1	SH2-P1	SH3-P1		SH4-P1	SH5-P1						
	Acero de losa (viguetas)				SH1-P1	SH2-P1		SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1					
	Colocación de bovedillas				SH1-P1	SH2-P1		SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1					
	Instalaciones eléctricas/sanitarias				SH1-P1	SH2-P1		SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1					
	Acero de losa (malla superior)					SH1-P1		SH2-P1	SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1				
	Encofrado de frisos					SH1-P1		SH2-P1	SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1				
Concreto de elementos horizontales (vigas y losas)					SH1-P1		SH2-P1	SH3-P1	SH4-P1	SH5-P1					

Figura 67. Tren de actividades para el primer piso.

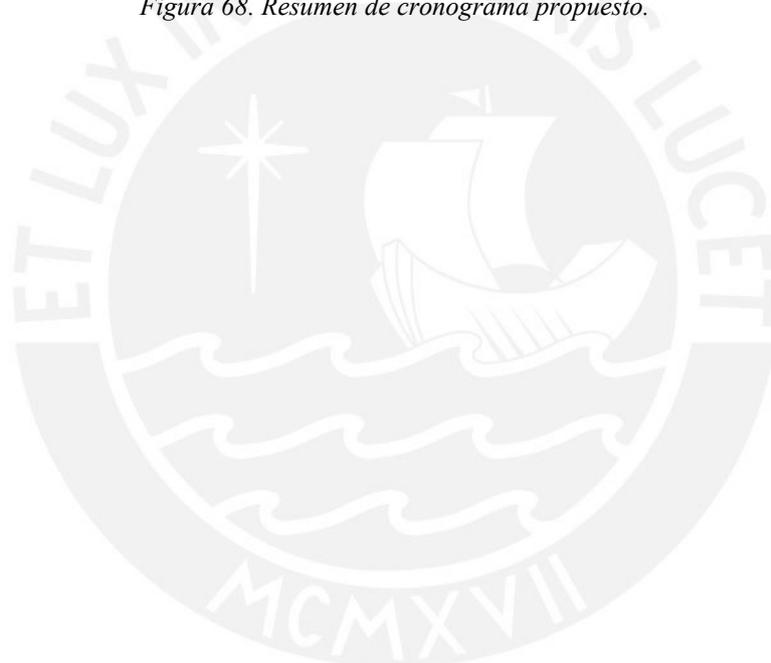
6.4.3. Diagrama de Gantt

El cronograma se generará a partir de lo obtenido en el tren de actividades y estará organizado por elementos verticales, elementos horizontales y se incluye un día de inspección que puede ser considerado como *buffer*. Se consideran también las instalaciones sanitarias y

eléctricas empotradas en casco, cada una de estas partidas está organizada por pisos. Se muestra un resumen del Diagrama de Gantt obtenido.

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
▀ Proyecto Camelias	35 días	lun 13/05/13	vie 28/06/13
▀ Obras civiles	35 días	lun 13/05/13	vie 28/06/13
▷ Piso 1	10 días	lun 13/05/13	vie 24/05/13
▷ Piso 2	10 días	lun 20/05/13	vie 31/05/13
▷ Piso 3	10 días	lun 27/05/13	vie 07/06/13
▷ Piso 4	10 días	lun 03/06/13	vie 14/06/13
▷ Piso 5	10 días	lun 10/06/13	vie 21/06/13
▷ Piso 6	10 días	lun 17/06/13	vie 28/06/13
▷ Instalaciones Sanitarias	34 días	lun 13/05/13	jue 27/06/13
▷ Instalaciones Eléctricas	34 días	lun 13/05/13	jue 27/06/13

Figura 68. Resumen de cronograma propuesto.



Capítulo 7. Análisis y comparación de resultados

El resultado del capítulo anterior ha sido la propuesta de un cronograma para la fase de construcción el cual se desglosa líneas abajo. Este fue elaborado a partir de una sectorización por cada piso que permita una cadena para la ejecución del casco. Como se observa, el inicio del piso 2 ocurre cuatro días antes del fin del piso 1, esta es una característica de la aplicación del tren de trabajo. Además, se considera que para el diseño del proyecto se elaboró en base a la metodología BIM, lo que da ventaja de que las interferencias encontradas durante obra sean mínimas y garantiza de que el cronograma no sufra variaciones considerables durante la marcha.

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
▲ Proyecto Camelias	35 días	lun 13/05/13	vie 28/06/13
▲ Obras civiles	35 días	lun 13/05/13	vie 28/06/13
▲ Piso 1	10 días	lun 13/05/13	vie 24/05/13
Columnas / Placas	6 días	lun 13/05/13	lun 20/05/13
Losa / Vigas	7 días	mié 15/05/13	jue 23/05/13
Inspección	1 día	vie 24/05/13	vie 24/05/13
▲ Piso 2	10 días	lun 20/05/13	vie 31/05/13
Columnas / Placas	6 días	lun 20/05/13	lun 27/05/13
Losa de techo	7 días	mié 22/05/13	jue 30/05/13
Inspección	1 día	vie 31/05/13	vie 31/05/13
▲ Piso 3	10 días	lun 27/05/13	vie 07/06/13
Columnas / Placas	6 días	lun 27/05/13	lun 03/06/13
Losa de techo	7 días	mié 29/05/13	jue 06/06/13
Inspección	1 día	vie 07/06/13	vie 07/06/13
▲ Piso 4	10 días	lun 03/06/13	vie 14/06/13
Columnas / Placas	6 días	lun 03/06/13	lun 10/06/13
Losa de techo	7 días	mié 05/06/13	jue 13/06/13
Inspección	1 día	vie 14/06/13	vie 14/06/13
▲ Piso 5	10 días	lun 10/06/13	vie 21/06/13
Columnas / Placas	6 días	lun 10/06/13	lun 17/06/13
Losa de techo	7 días	mié 12/06/13	jue 20/06/13
Inspección	1 día	vie 21/06/13	vie 21/06/13

▲ Piso 6	10 días	lun 17/06/13	vie 28/06/13
Columnas / Placas	6 días	lun 17/06/13	lun 24/06/13
Losa de techo	7 días	mié 19/06/13	jue 27/06/13
Inspección	1 día	vie 28/06/13	vie 28/06/13
▲ Instalaciones Sanitarias	34 días	lun 13/05/13	jue 27/06/13
Piso 1	9 días	lun 13/05/13	jue 23/05/13
Piso 2	9 días	lun 20/05/13	jue 30/05/13
Piso 3	9 días	lun 27/05/13	jue 06/06/13
Piso 4	9 días	lun 03/06/13	jue 13/06/13
Piso 5	9 días	lun 10/06/13	jue 20/06/13
Piso 6	9 días	lun 17/06/13	jue 27/06/13
▲ Instalaciones Eléctricas	34 días	lun 13/05/13	jue 27/06/13
Piso 1	9 días	lun 13/05/13	jue 23/05/13
Piso 2	9 días	lun 20/05/13	jue 30/05/13
Piso 3	9 días	lun 27/05/13	jue 06/06/13
Piso 4	9 días	lun 03/06/13	jue 13/06/13
Piso 5	9 días	lun 10/06/13	jue 20/06/13
Piso 6	9 días	lun 17/06/13	jue 27/06/13

Figura 69. Cronograma propuesto para el proyecto.

Por otro lado, se presenta el cronograma base elaborado bajo el concepto de la metodología tradicional. Como se evidencia, tiene una duración mayor que el cronograma presentado anteriormente. En este caso, el inicio del piso 2 se da cuando el piso 1 finaliza, este proceso ralentiza el avance del proyecto.

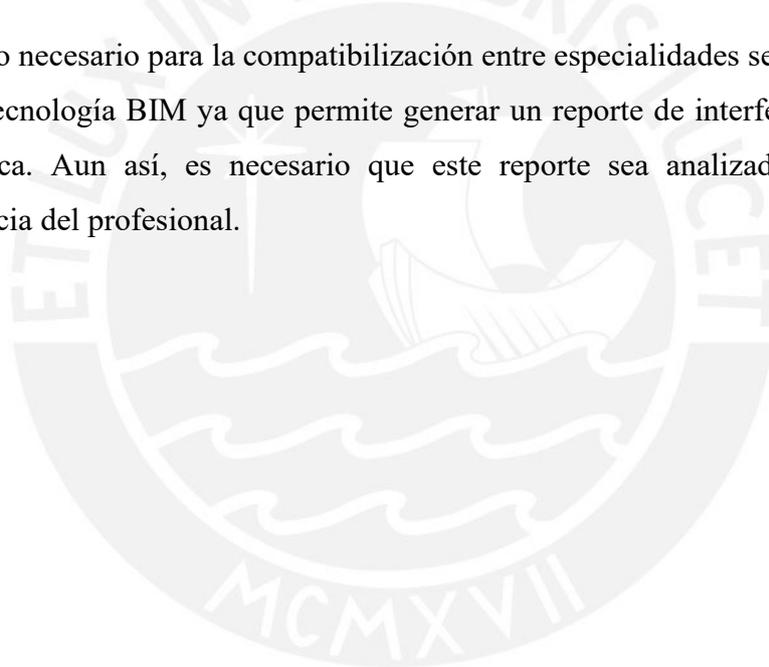
Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
▲ CONSTRUCCIÓN EDIFICIO PREMIUM LAS CAMELIAS	62 días	dom 12/05/13	sáb 13/07/13
▲ OBRAS CIVILES	57 días	dom 12/05/13	lun 08/07/13
▲ Piso 1	9 días	dom 12/05/13	mar 21/05/13
Columnas / Placas	4 días	dom 12/05/13	jue 16/05/13
Losa de techo	6 días	mar 14/05/13	lun 20/05/13
Inspección	1 día	lun 20/05/13	mar 21/05/13
▲ Piso 2	11 días	lun 20/05/13	vie 31/05/13
Columnas / Placas	6 días	lun 20/05/13	dom 26/05/13
Losa de techo	6 días	vie 24/05/13	jue 30/05/13
Inspección	1 día	jue 30/05/13	vie 31/05/13
▲ Piso 3	11 días	jue 30/05/13	lun 10/06/13
Columnas / Placas	6 días	jue 30/05/13	mié 05/06/13
Losa de techo	6 días	lun 03/06/13	dom 09/06/13
Inspección	1 día	dom 09/06/13	lun 10/06/13
▲ Piso 4	10 días	lun 10/06/13	jue 20/06/13
Columnas / Placas	5 días	lun 10/06/13	sáb 15/06/13
Losa de techo	6 días	jue 13/06/13	mié 19/06/13
Inspección	1 día	mié 19/06/13	jue 20/06/13
▲ Piso 5	9 días	jue 20/06/13	sáb 29/06/13
Columnas / Placas	4 días	jue 20/06/13	lun 24/06/13
Losa de techo	6 días	sáb 22/06/13	vie 28/06/13
Inspección	1 día	vie 28/06/13	sáb 29/06/13

▲ Piso 6	10 días	vie 28/06/13	lun 08/07/13
Columnas / Placas	5 días	vie 28/06/13	mié 03/07/13
Losa de techo	6 días	lun 01/07/13	dom 07/07/13
Inspección	1 día	dom 07/07/13	lun 08/07/13
▲ INSTALACIONES SANITARIAS (EMPOTRADAS EN CASCO)	62 días	dom 12/05/13	sáb 13/07/13
Piso 1	15 días	dom 12/05/13	lun 27/05/13
Piso 2	15 días	lun 20/05/13	mar 04/06/13
Piso 3	15 días	jue 30/05/13	vie 14/06/13
Piso 4	15 días	lun 10/06/13	mar 25/06/13
Piso 5	15 días	jue 20/06/13	vie 05/07/13
Piso 6	15 días	vie 28/06/13	sáb 13/07/13
▲ INSTALACIONES ELÉCTRICAS (EMPOTRADAS EN CASCO)	62 días	dom 12/05/13	sáb 13/07/13
Piso 1	15 días	dom 12/05/13	lun 27/05/13
Piso 2	15 días	lun 20/05/13	mar 04/06/13
Piso 3	15 días	jue 30/05/13	vie 14/06/13
Piso 4	15 días	lun 10/06/13	mar 25/06/13
Piso 5	15 días	jue 20/06/13	vie 05/07/13
Piso 6	15 días	vie 28/06/13	sáb 13/07/13
Fin	0 días	sáb 13/07/13	sáb 13/07/13

Figura 70. Cronograma base del proyecto.

- Los dos cronogramas mostrados anteriormente tienen como alcance la construcción del nivel 1 al nivel 6, esto comprende la estructura y las instalaciones empotradas en ellas.
- La programación inicial de obra fue planificada para 62 días y contempla la estructuración original del proyecto.
- El cronograma propuesto se realizó en base a los metrajes, sectorización y tren de actividades, además de la estructuración propuesta en este estudio. Esto nos llevó a determinar que el fin de la etapa de casco sea el 28 de junio de 2013 y tenga una duración de 35 días trabajados de lunes a viernes.
- En el cronograma propuesto los inicios de pisos superiores no necesariamente se dan cuando termina el piso inferior, sino que existe un traslape de actividades generado gracias al tren de actividades. Con esto se obtiene que los tiempos de ejecución se acorten, tal como se ve reflejado en la duración total de 35 días.
- Por otro lado, el cronograma base de obra tiene un avance más prolongado debido a que el inicio de un piso determinado se da una vez finalizado el piso inferior.
- En el cronograma propuesto se tiene que un piso completo se termina en 9 días, por lo que las partidas de instalaciones se están ajustando al avance de cada piso y teniendo como duración también 9 días.

- Por otro lado, el cronograma base considera que sus partidas de instalaciones duran 15 días por piso y la ejecución de cada piso va de 9 a 11 días. Esta diferencia de duración no es la más óptima ya que el tiempo adecuado para la ejecución de las instalaciones debe ser igual o menor a la del casco.
- Anteriormente se mencionó que uno de los beneficios de la implementación BIM es el análisis del reporte de interferencias. Esto nos permite visualizar de manera precisa las interferencias, además de poder hacer un recorrido de todo el proyecto, lo que facilita la propuesta de soluciones e identificación temprana de interferencias adicionales. A comparación del método tradicional, el análisis de conflictos entre especialidades se realiza mediante la superposición de planos en 2D lo cual puede ser de ayuda, sin embargo, es posible que se omitan algunas interferencias.
- El tiempo necesario para la compatibilización entre especialidades se ve optimizado al usar la tecnología BIM ya que permite generar un reporte de interferencias de forma automática. Aun así, es necesario que este reporte sea analizado con criterio y experiencia del profesional.



Capítulo 8. Conclusiones y Comentarios

De lo expuesto en esta tesis, se llega a las siguientes conclusiones y comentarios.

8.1. Conclusiones

- Desarrollar la metodología tradicional no es una opción para descartar, ya que, a lo largo de los años, muchos proyectos la han implementado obteniendo proyectos exitosos. Sin embargo, haciendo uso de ésta se dificulta encontrar las interferencias anticipadamente, lo cual puede generar pérdidas de tiempo y dinero por los trabajos rehechos en obra, incluso generar incomodidades con clientes y trabajadores.
- La interoperabilidad entre los softwares Revit y SAP2000 permitió un intercambio de información rápida. En muchos proyectos durante su fase de diseño esperan a tener un diseño final en planos 2D para luego realizar un modelado tridimensional. Con esta interoperabilidad se reduce el tiempo en trasladar el modelado de la especialidad de estructuras además de generar una sinergia entre proyectistas y modeladores.
- Si bien en todo diseño estructural, el proyectista tiene en cuenta un adecuado proceso constructivo, la interoperabilidad entre softwares le facilita la visualización del proyecto entero, así como de sus zonas constructivas más complejas. De esta forma, le permitirá anticiparse a plantear los procesos constructivos particulares que puedan surgir durante la fase del diseño.
- Se demuestra que detectar incompatibilidades de forma temprana entre las especialidades, tal como se plantea en el caso de estudio, otorga confiabilidad en el diseño planteado ya que mitiga las variaciones durante la etapa de construcción. Esto también ayuda a que el tren de actividades propuesto y por ende el cronograma tenga mayor precisión y el ejecutor tenga la confianza de que la secuencia de actividades no tenga restricciones por posibles cambios de diseño o por falta de respuesta de requerimientos de información.
- Se demuestra que al implementar la metodología BIM permite una gestión de proyectos automatizada y que aplica procesos integradores, como se realizó en la compilación de todas las especialidades. Así como se integraron los diseños de todas las especialidades,

es posible también integrar a todos los entes involucrados para promover una mejor comunicación entre ellos y por ende un producto final beneficioso para todos.

- El cronograma propuesto se ve influenciado significativamente por el tren de actividades. Esta forma de programación mediante el tren permite una mejor visualización, un mejor control del avance secuencial de la obra, un avance acelerado debido a que no se requiere finalizar un nivel completo para pasar al otro, sino haber finalizado solo una parte de este, y finalmente una mejor organización ya que se realizará una distribución óptima del personal en cada partida que contribuirá en la curva de aprendizaje de los mismos.
- Se logró obtener optimizaciones del tiempo respecto del cronograma original. El cronograma propuesto tiene 27 días menos que el cronograma real de ejecución. Esto es gracias a la mejora tecnológica implementada, ya que a través de la visualización en 3D nos permite proponer una sectorización adecuada teniendo en cuenta los procesos constructivos.
- Si bien con la inserción del BIM en los proyectos se busca optimizar tiempos en construcción al anticipar posibles interferencias en la etapa de diseño, es necesario recalcar que la participación del proyectista estructural en particular no culmina con la entrega del diseño final, sino que es necesaria su participación durante el planeamiento de la fase de ejecución a fin de obtener una sectorización adecuada para el avance y que cumpla con los criterios ingenieriles. En el caso de la sectorización elaborada en este documento, se ha tenido en cuenta criterios estructurales para cada planta.

8.2. Comentarios

- La estructuración y el diseño final propuesto tiene en consideración la normativa sismorresistente E.030 del 2018. El expediente técnico del proyecto original y finalmente ejecutado fue elaborado en el 2012, por lo que en ese año se trabajó con una norma que contemplaba diferentes valores de zona sísmica respecto a la actual.
- Una adecuada transferencia de información es crucial para el desarrollo de procesos en la metodología BIM. Para que la interoperabilidad mencionada sea lo más eficiente

posible, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones una vez importado el modelo del SAP2000 al Revit:

- Los niveles de planta establecidos en SAP2000 y que se transfieren de manera automática al Revit se deben depurar aquellos que no serán necesarios y configurar cuáles se considerarán niveles de planta para la gestión del modelo.
 - Al momento de importar el archivo se debe tomar en cuenta que no todos los elementos pueden ser transferidos al Revit cuando tienen secciones complejas, por lo que el Revit da a escoger los elementos más parecidos que están cargados en la plantilla o simplemente no modelarlos.
 - De manera particular para la presente tesis, existen elementos que por cuestiones de análisis en el software estructural se modelaron por tramos como lo fueron las placas. Sin embargo, para el modelo en Revit estos elementos deben ser modificados a un solo elemento.
- Cabe resaltar que las herramientas de modelamiento 3D permiten visualizar de manera interactiva el proyecto. Estos softwares logran recrear un recorrido virtual que funciona como alternativa a la tabla de interferencias mostrada en capítulos anteriores. De igual manera, permite identificar dónde ocurren las interferencias y da pie a plantear posibles soluciones.
 - En la detección de incompatibilidades, la cantidad de interferencias obtenidas son delimitadas por una tolerancia que en el caso del presente estudio se planteó de 10cm. Esta sería la distancia mínima para que sea considerada una interferencia. En caso de haber considerado una tolerancia menor, la cantidad detectada sería mayor y probablemente prescindibles.
 - Se reconoce que, al incluir esta metodología en los proyectos, requerirá invertir mayor tiempo a la etapa de diseño que lo usual en una metodología tradicional. Esto debido al nivel de detalle e información que se pueden ingresar en estos modelos, además de que muchas de las consultas que comúnmente surgen durante la ejecución son trasladadas a la etapa de diseño. Esto lo podemos ver como una ventaja para ser más eficientes y productivos.
 - Al desarrollar el diseño estructural y luego una interoperabilidad de softwares, buscamos promover una sinergia entre proyectistas y modeladores para plasmar la

mejor idea en el modelo 3D. Esto conlleva a que los proyectistas se involucren más en la metodología BIM lo cual permitirá que los diseños elaborados sean claros para los ejecutores reduciendo el tiempo en consultas que pueden ser fácilmente resueltas al acceder al modelo 3D.

- Para la elaboración de un tren de actividades se arma una secuencia de todas las partidas de tal forma que una es dependiente de la otra, por ende, todo el tren de actividades se vuelve una ruta crítica. Al complementar el tren de actividades con la metodología BIM se reduce la incertidumbre de que lo programado sufra algún retraso por hallazgo de interferencias.
- En esta tesis se planteó la comparativa de cronogramas de obra con apoyo de un modelo tridimensional (dimensión 3D) para analizar una optimización del tiempo. Es importante mencionar que esta es solo una forma de contrastar los beneficios que promueve la metodología BIM. También podría estudiarse a fondo los análisis de tiempo en base de un nivel 4D que implica una gestión de programación. Sumado a ello, pueden contrastarse los costos y/o rentabilidad del proyecto apoyándonos en un análisis a nivel 5D.

Bibliografía

- Agustí, S. (2016) *Implementación de metodología BIM en el Project Management* (Tesis de pregrado). Escola Técnica Superior d'Enginyeria de Camins, Barcelona, España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/103199/TFG%20Memoria.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Arrelos. (2010). Wordpress. Recuperado el enero de 2017, de <https://le0el.wordpress.com/2010/02/01/disenio-asistido-por-computadora-cad/>
- Asmat, Christian. (s.f.) *Capítulo 5: Estructuración e Idealización* [diapositivas de PowerPoint]. Lima, Perú.
- Autodesk Inc. (2018) *Autodesk Revit 2018, Fundamentos de Revit*. Estados Unidos: Autodesk Inc. Recuperado de <http://help.autodesk.com/view/RVT/2018/ESP/?guid=GUID-03565843-BB48-4707-B54C-39D6E8E51880>
- Autodesk Inc. (2018) *Naviswork*. Estados Unidos: Autodesk Inc. Recuperado de <https://www.autodesk.com/products/navisworks/overview>
- Blanco, Antonio. (Ed.). (1997) *Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Editorial Princeliness E.I.R.L.
- Brioso, Xavier. (2015) *El análisis de la construcción sin pérdidas (Lean Construction) y su relación con el Project & Construction Management: Propuesta de regulación en España y su inclusión en la Ley de la Ordenación de la Edificación* (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España. Recuperado de https://oa.upm.es/40250/1/XAVIER_MAX_BRIOSO_LESCANO.pdf
- Castro J., Pajares J. (2014) *Propuesta e implementación de Sectorización y Trenes de Trabajo para acabados interiores bajo la filosofía Lean Construction en obras de construcción de viviendas* (Tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Chavil, J., Farfán, E. (2016) *Implementación de la metodología BIM en empresas peruana* (Tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú. Recuperado de

https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621662/CHAVIL_PJ.pdf;jsessionid=29DB6876A8BFA99102D2AD9836D57F58?sequence=1

Computers and Structures, Inc (2018). *SAP2000, Información General*. España: Computers and Structures, Inc. Recuperado de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000>

Computers and Structures, Inc (2018). *CSIxRevit, Información General*. España: Computers and Structures, Inc. Recuperado de <http://www.csiespana.com/software/15/csixrevit>

Eastman C., Liston K., Sacks R., Teicholz P. (2011) *BIM Handbook: A guide to Building Information Modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors*. New Jersey, Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.

Editeca. (2018) *El BIM en Latinoamérica [Actualizado]*. España: Editeca. Recuperado de <https://editeca.com/bim-en-latinoamerica/>

Eyzaguirre, Raul. (2015) *Potenciando la Capacidad de análisis y comunicación de los proyectos de Construcción mediante herramientas virtuales BIM 4D durante la etapa de planificación* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Florez, Diego. (2020) *Interacción entre BIM y Lean Construction analizadas en proyectos de edificación* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Guzmán, Abner. (2014) *Aplicación de la Filosofía Lean Construction en la planificación, programación, ejecución y control de proyectos* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Ministerio de Economía y Finanzas (2021) *GUIA NACIONAL BIM Gestión de la información para inversiones desarrolladas con BIM*. Lima – Perú. Plan BIM Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 Cargas*. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030 Ingeniería Sismorresistente*. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones

Pacheco, R. (2017) *Comparación del Sistema Tradicional vs. la implementación BIM (Building Information Management) en la etapa de diseño y seguimiento en ejecución. Análisis de un caso de estudio* (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Santiago de Guayaquil,

Guayaquil, Ecuador. Recuperado de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/7616/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-177.pdf>

Porras Díaz, H., Sánchez Rivera, O. G., & Galvis Guerra, J. A. (2014). Filosofía Lean Construction para la gestión de proyectos de construcción: una revisión actual. *Avances Investigación En Ingeniería*, 11(1), 32–53. <https://doi.org/10.18041/1794-4953/avances.1.298>

Sacks, R., Treckman, M., and Rozenfeld, O. (2009). “Visualization of Work Flow to Support Lean Construction.” *Journal of Construction Engineering and Management*, 135(12),1307-1315.

Sacks, R., Koskela, L.J. Dave, B., Owen, R. (2010) “The interaction of lean and building information modeling in construction”. Artículo de University of Salford, Manchester.

Salas, Barbara (2014). Construcción puede potenciar su crecimiento con el estándar BIM. Gestión. Recuperado de <https://gestion.pe/tecnologia/construccion-potenciar-crecimiento-estandar-bim-64650>

Vargas-Hernández, J. G., Muratalla-Bautista, G., & Jiménez-Castillo, M. (2016). Lean Manufacturing ¿una herramienta de mejora de un sistema de producción? *Ingeniería Industrial. Actualidad y Nuevas Tendencias*, V(17),153-174.[fecha de Consulta 15 de Septiembre de 2023]. ISSN: 1856-8327. Recuperado de: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=215049679011>

ESPECIFICACIONES

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

LOSAS Y VIGAS:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

SOBRE CARGAS

OFICINAS:

$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$

CORREDORES Y ESCALERAS:

$S/C = 400 \text{ kg/m}^2$

AZOTEA:

$S/C = 100 \text{ kg/m}^2$

ACERO

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

MUROS, TABIQUES, COLUMNAS Y PLACAS $e > .15$ 4 cm.
 MUROS, TABIQUES, COLUMNAS Y PLACAS $e \leq .15$ 3 cm.
 VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 LOSAS Y VIGAS CHATAS 3 cm.

ALBAÑILERIA PARA TABIQUERIA

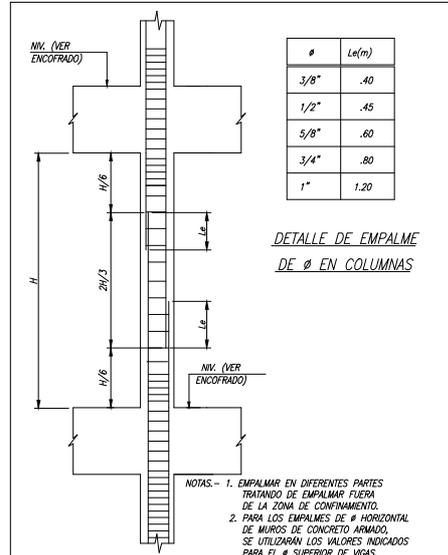
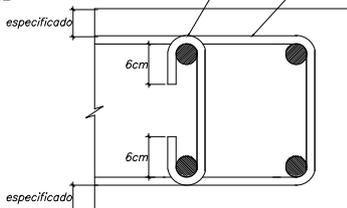
LADRILLO TIPO IV
 $f_m = 65 \text{ Kg/cm}^2$ (KK 18 HUECOS)
 TIPO DE MORTERO 1:4
 JUNTAS ENTRE HILADAS DE 1cm.
 LA ALBAÑILERIA IRA UNIDA A LA ESTRUCTURA CON 2 ALAMBRES #8 CADA 3 HILADAS, QUE ENTREN 50 cm. EN EL MURO Y ANCLAN EN LAS COLUMNAS O PLACAS UN MINIMO DE 25 cm.

PROYECTO REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

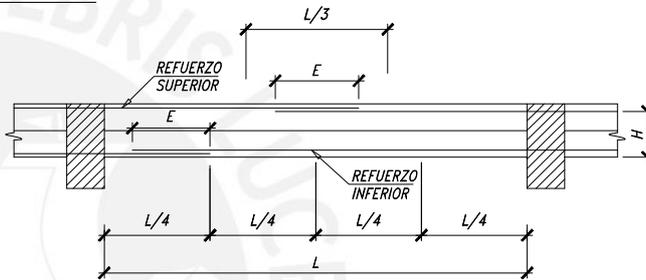
NORMA TÉCNICA E.020 CARGAS
 NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
 NORMA TÉCNICA E.060 CONCRETO ARMADO

RELACION DE PLANOS	
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES
E-02	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS
E-03	ENCOFRADO DE 1° PISO
E-04	ENCOFRADO DE 2° PISO
E-05	ENCOFRADO DE 3°, 4° Y 5° PISO
E-06	ENCOFRADO DE 6° PISO
E-07	VIGAS
E-08	VIGAS

ATORTOLAR EL \perp AL ϕ VERTICAL
 ESPACIAMIENTO IGUAL AL ESTRIBO
 HORIZONTAL



DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS



EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE VIGAS

PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:
 - MUROS ESTRUCTURALES.

b) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

- DIRECCIÓN X: $T=0.33\text{seg.}$

- DIRECCIÓN Y: $T=0.23\text{seg.}$

c) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA:

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$

- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.00$ $Tp(s)=0.4s$ $Tl(s)=2.5s$

- FACTOR DE USO (CAT.C) : $U=1.0$

- FACTOR DE REDUCCIÓN : $R=6$

No existe irregularidad en altura h_a

No existe irregularidad en planta ip

d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE (V)

- DIRECCIÓN X: $V=323.61 \text{ ton}$

- DIRECCIÓN Y: $V=318.46 \text{ ton}$

e) JUNTA SÍSMICA

- DIRECCIÓN X: 6cm

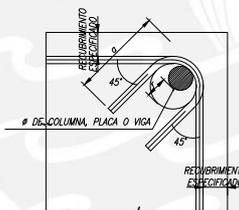
- DIRECCIÓN Y: 6cm

f) DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

- ÚLTIMO NIVEL : $du_x = 5.49 \text{ cm}$ $du_y = 2.70 \text{ cm}$

- DRIFT DE ENTREPISO : $dif_x = 0.0045$ $dif_y = 0.00183$

- DRIFT MÁXIMO REGLAMENTARIO : $df = 0.0070$

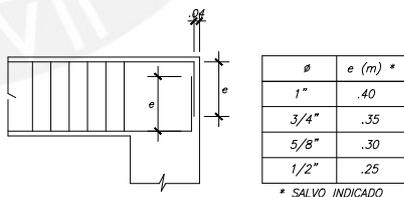


ϕ	r (cm)	a (cm)
1/4"	2	8
3/8"	3	13
1/2"	4	18
5/8"	5	23

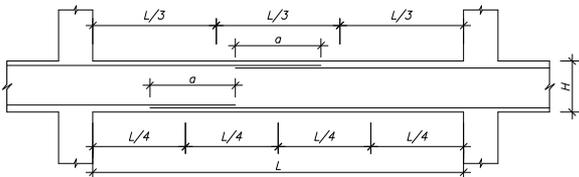
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS

VALORES DE a		
ϕ	ϕ INFERIOR	ϕ SUPERIOR*
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

*NOTA: PARA LOSAS Y VIGAS CHATAS DE PERALTE MENOR O IGUAL A 30cm, SE CONSIDERARÁN PARA TODOS LOS CASOS (ϕ SUPERIOR E INFERIOR) LOS VALORES DE EMPALMES PARA ϕ INFERIOR.



ANCLAJE TIPOICO DE VIGAS EN COLUMNAS EXTREMAS



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" 6 5/8".

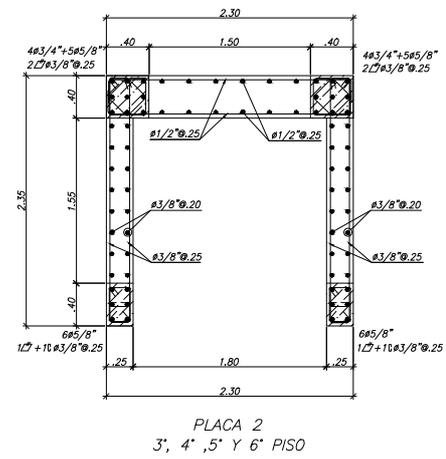
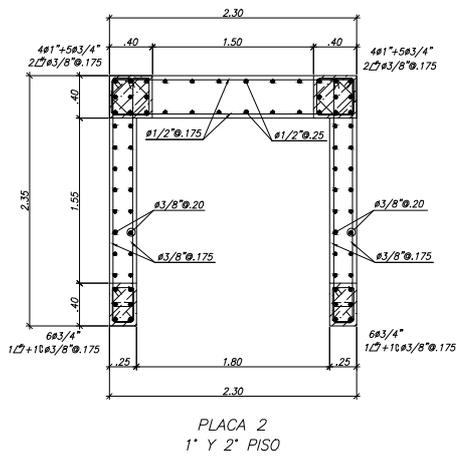
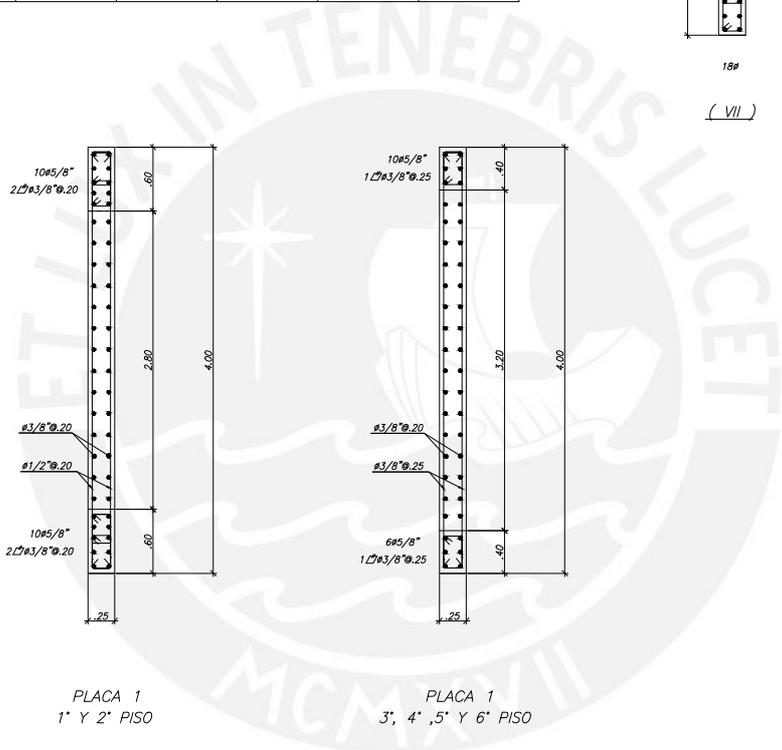
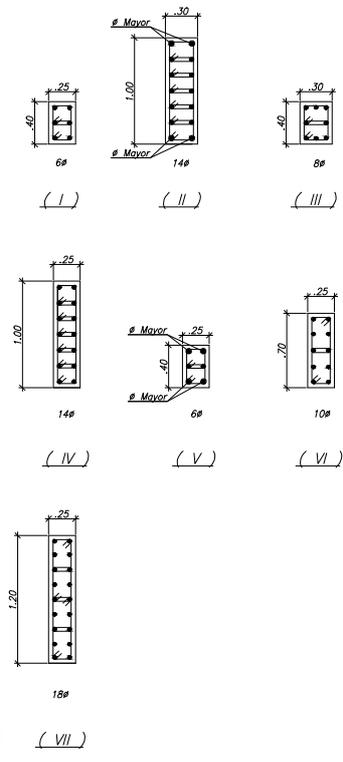
ϕ	e	L
1"	.35	.90
3/4"	.30	.70
5/8"	.25	.60

ANCLAJE DE VIGAS EN PLACAS (SALVO INDICADO)

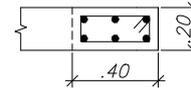
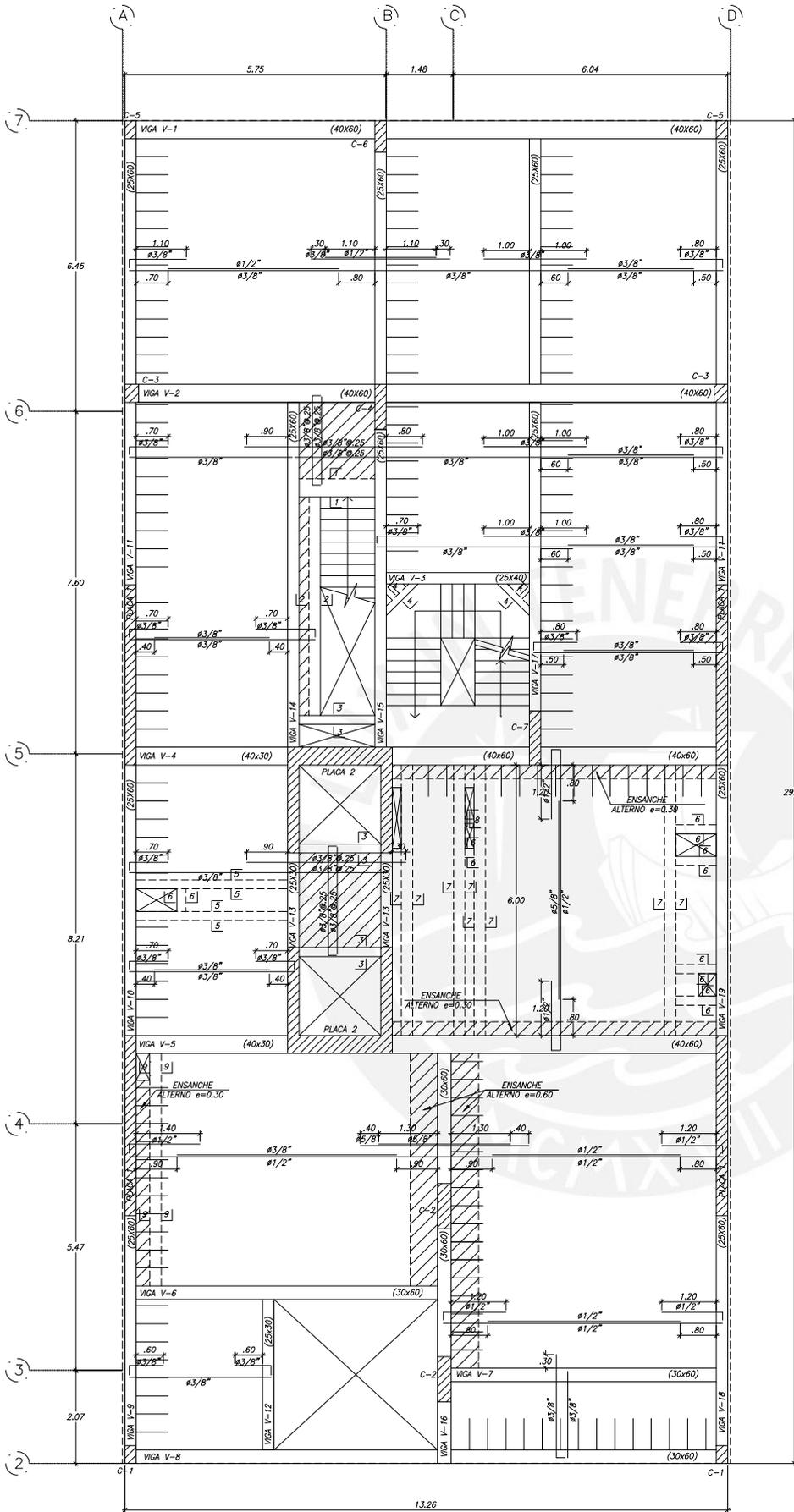
DETALLES DE REFUERZO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH	FECHA	SEPTIEMBRE 2023
PLANO	ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES	ESCALA	1/25
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA CATHOLICA DEL PERU	ASESOR	MSc. ING. CHRISTIAN AGUIRRE SANCHEZ
		TESISTAS	VALERIA INGLU YANIRE ZULOAGA
		LAMINA	E-01

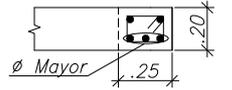
COLUMNA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
PISO-1	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)	(.30x.40) 8#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (III)	(.25x1.00) 14#5/8" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (IV)	(.25x.40) 4#5/8"+2#1/2" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (V)	(.25x.70) 10#5/8" 2L23/8"x10.05 7#10, Rto.0.25 (V)	(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)
PISO-2	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)	(.30x.40) 8#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (III)	(.25x1.00) 14#5/8" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (IV)	(.25x.40) 4#5/8"+2#1/2" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (V)	(.25x.70) 10#5/8" 2L23/8"x10.05 7#10, Rto.0.25 (V)	(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)
PISO-3	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)	(.30x.40) 8#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (III)	(.25x1.00) 14#5/8" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (IV)			(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)
PISO-4	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)	(.30x.40) 8#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (III)	(.25x1.00) 14#5/8" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (IV)			(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)
PISO-5	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)	(.30x.40) 8#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (III)	(.25x1.00) 14#5/8" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (IV)			(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)
PISO-6	(.25x.40) 6#5/8" 2L23/8"x10.05 6#10, Rto.0.20 (I)	(.30x1.00) 10#5/8"+4#3/4" 6L23/8"x10.05 10#10, Rto.0.25 (II)					(.25x1.20) 18#5/8" 4L23/8"x10.05 12#10, Rto.0.25 (VI)



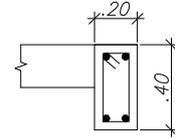
TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH	FECHA	SEPTIEMBRE 2023
PLANO	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS	ESCALA	1/25
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR	MSc. ING. CHRISTIAN VALERIN ANGLU
		TESISTAS	ING. WALTER ANGLU YANIRE ZULAGA
		LAMINA	E-02



601/2"
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, \text{Rto}@.10$
CORTE 1-1
 ESC. 1/25



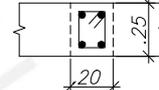
305/8"+201/2"
 $\square \varnothing 3/8": 1@.05, 5@.10, \text{Rto}@.25$
CORTE 2-2
 ESC. 1/25



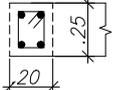
401/2"
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, \text{Rto}@.10$
CORTE 3-3
 ESC. 1/25



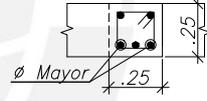
201/2"
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, \text{Rto}@.10$
CORTE 4-4
 ESC. 1/25



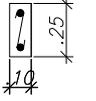
401/2"
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, 5@.10, \text{Rto}@.25$
CORTE 5-5
 ESC. 1/25



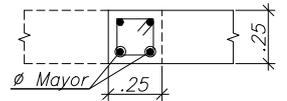
401/2"
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, \text{Rto}@.10$
CORTE 6-6
 ESC. 1/25



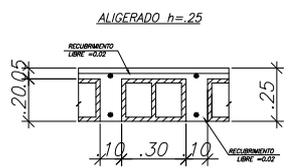
205/8"+301/2"
 $\square \varnothing 3/8": 1@.05, 5@.10, \text{Rto}@.25$
CORTE 7-7
 ESC. 1/25



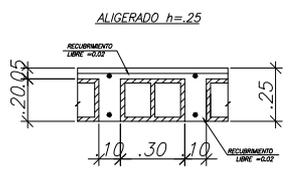
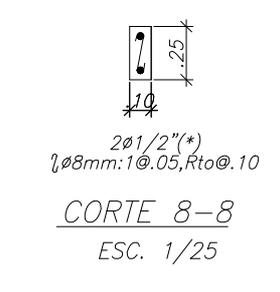
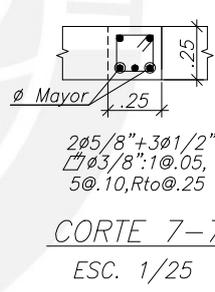
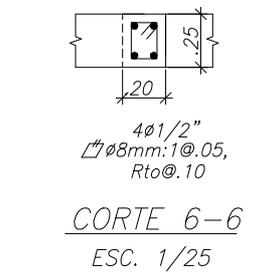
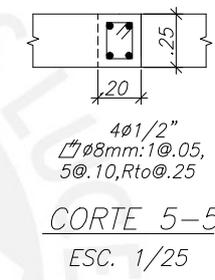
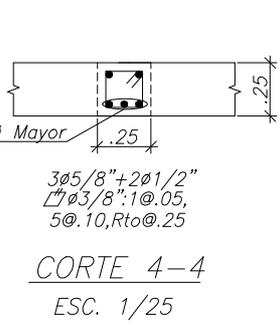
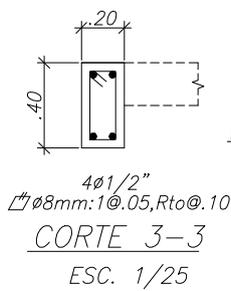
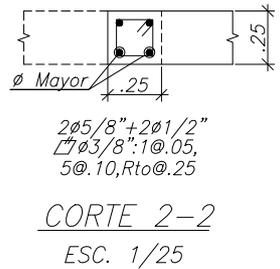
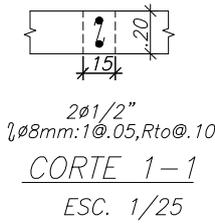
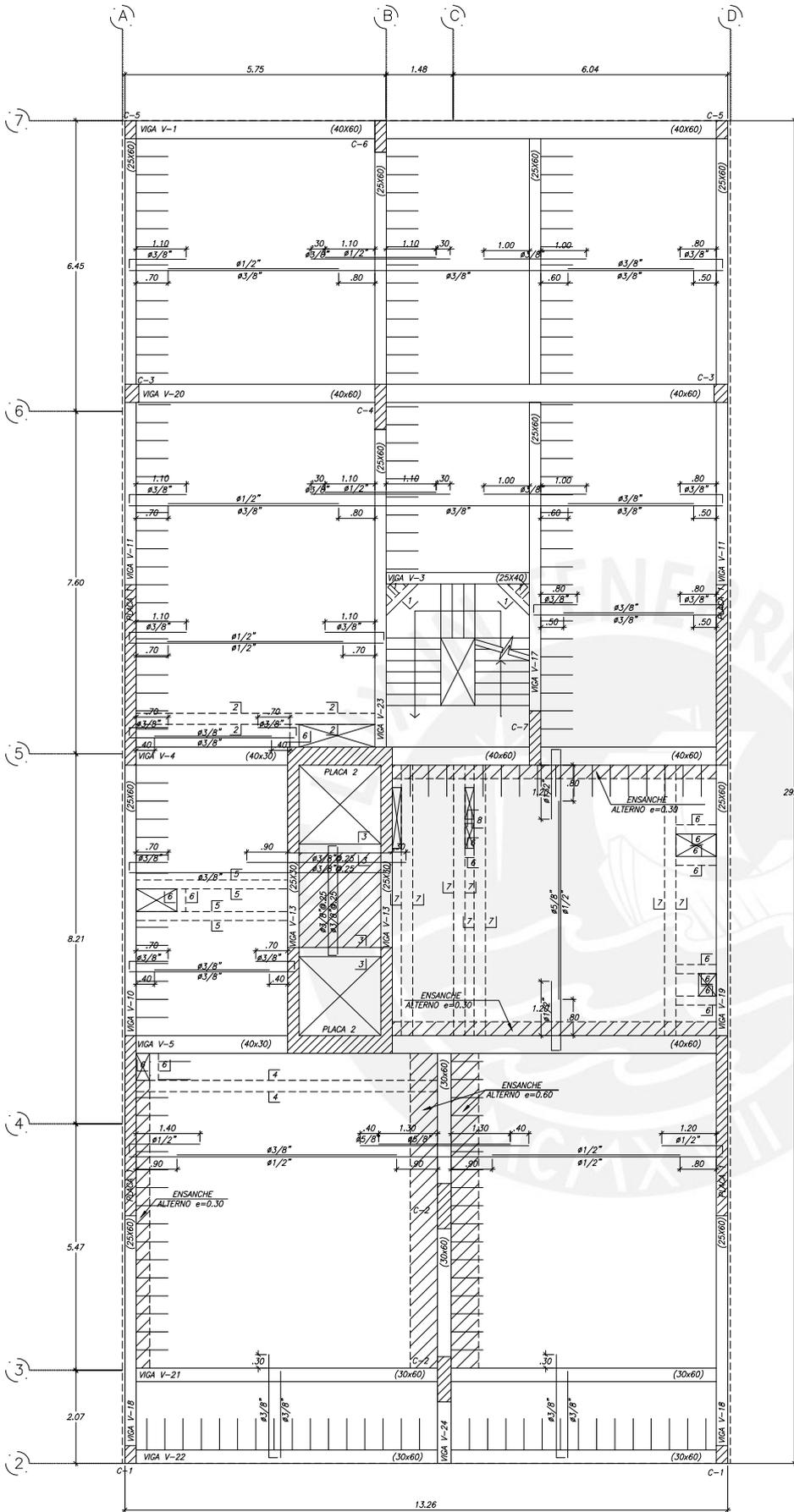
201/2"(*)
 $\square \varnothing 8\text{mm}: 1@.05, \text{Rto}@.10$
CORTE 8-8
 ESC. 1/25



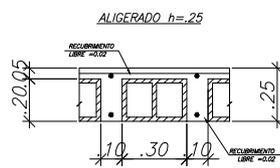
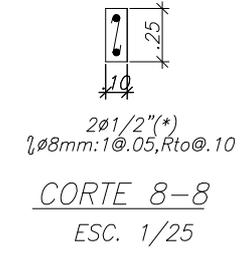
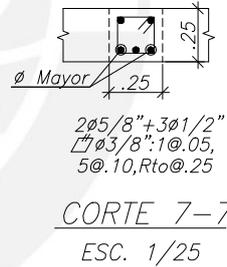
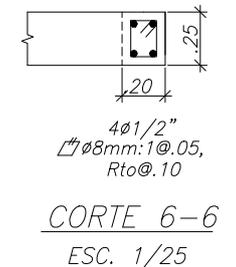
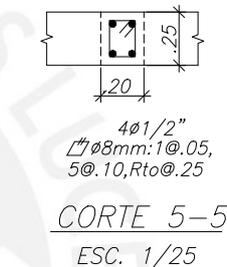
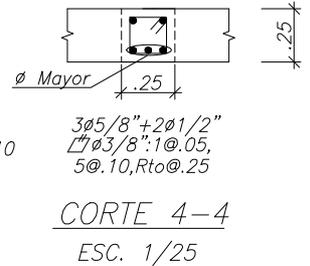
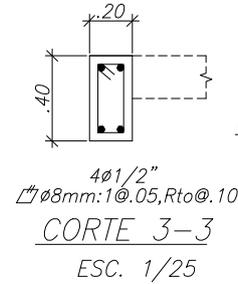
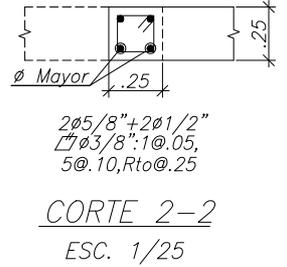
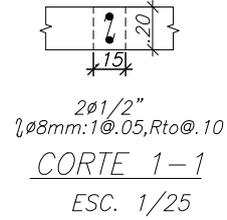
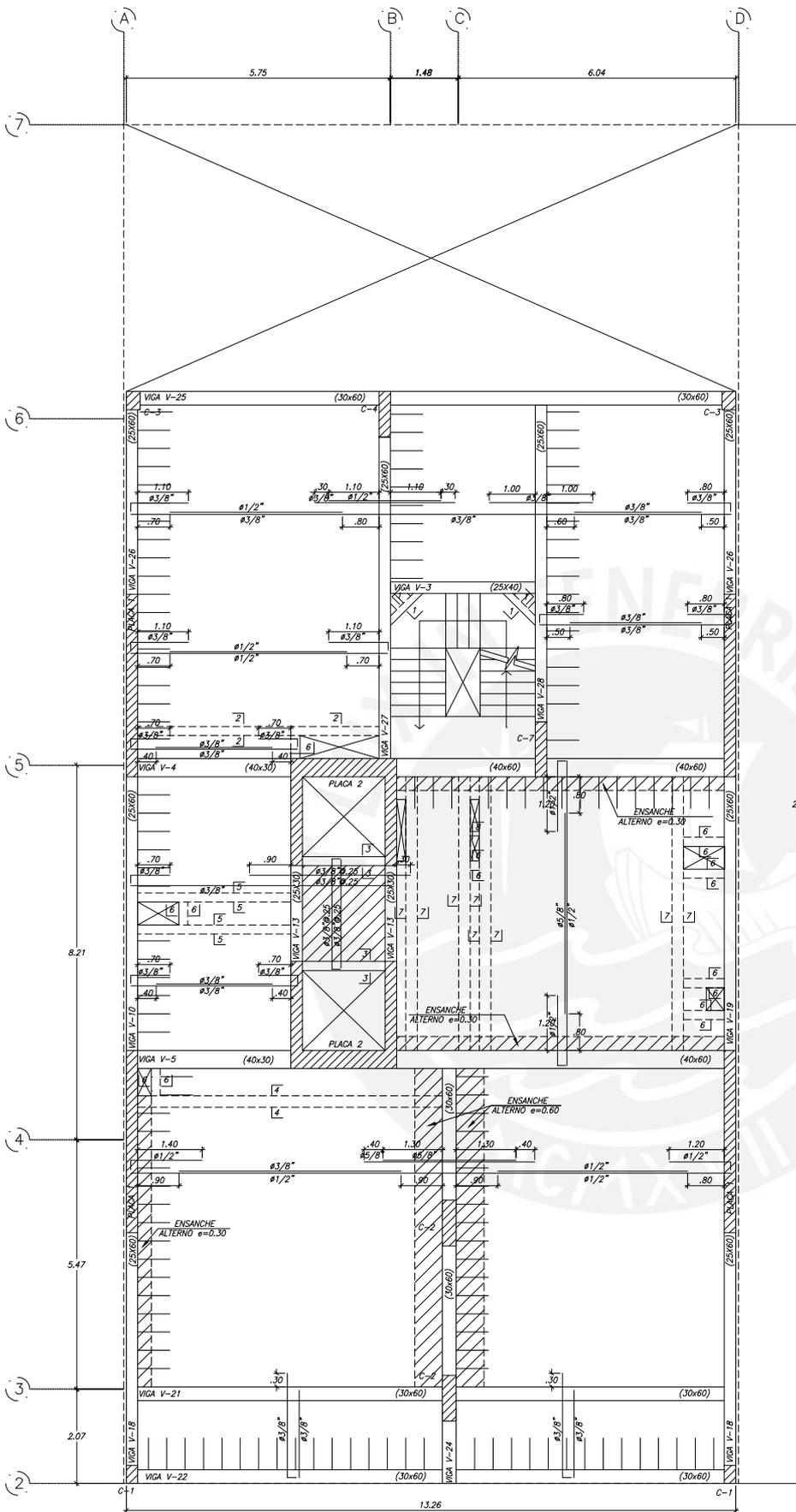
205/8"+201/2"
 $\square \varnothing 3/8": 1@.05, 5@.10, \text{Rto}@.25$
CORTE 9-9
 ESC. 1/25



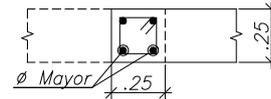
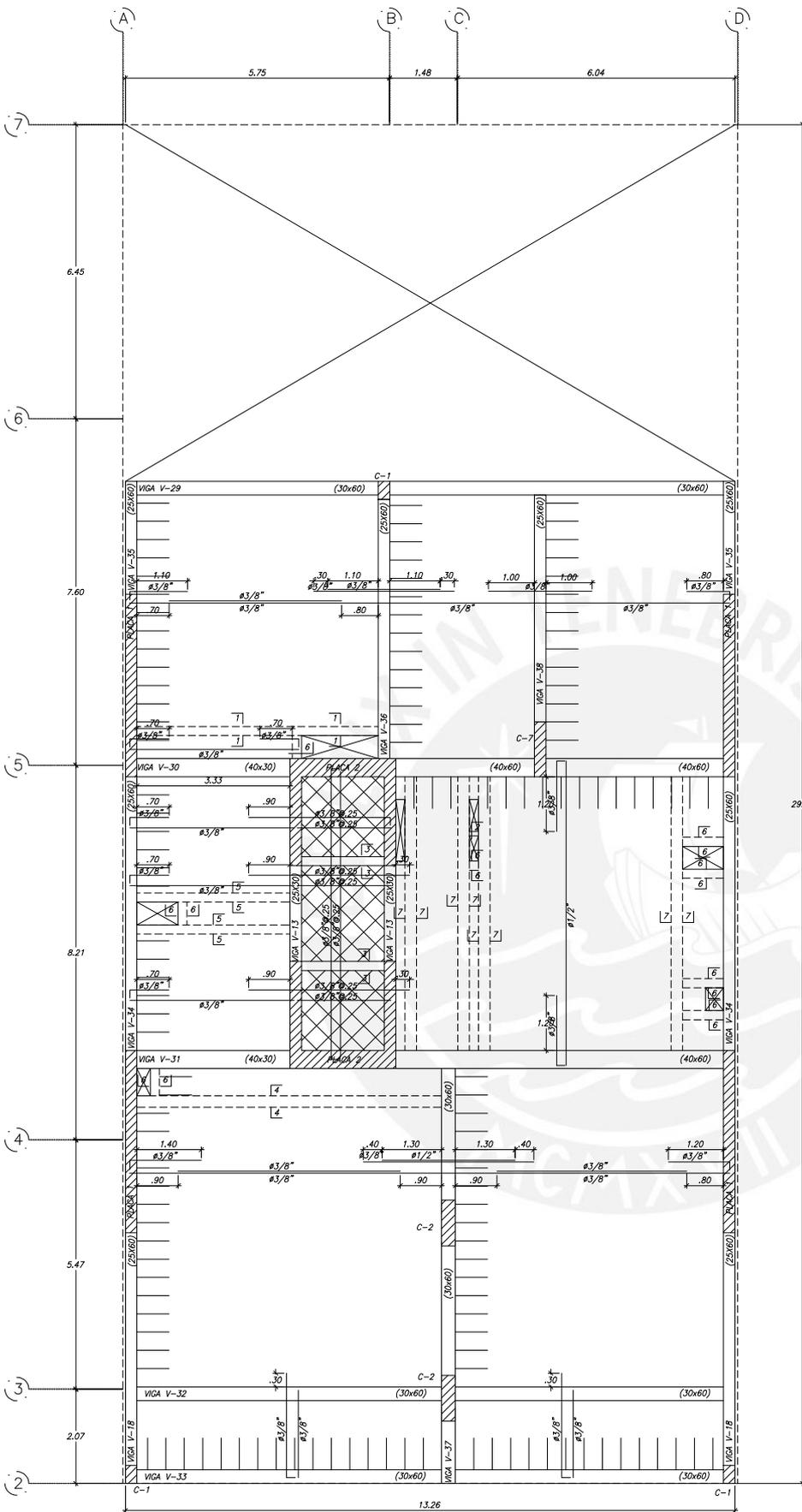
TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH	FECHA	SEPTIEMBRE 2023
PLANO	ENCOFRADO 1° PISO	ESCALA	1/50, 1/25
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR	MSc. ING. CHRISTIAN AGUIRRE SANCHEZ
		TESISTAS	VALERIA ANGULO YANIRE ZULOAGA
		LAMINA	E-03



TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH		FECHA
PLANO	ENCOFRADO 2° PISO		SEPTIEMBRE 2023
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR	MSc. ING. CHRISTIAN ASMI SANCAYOCHA
TESISTAS	VALERIA ANGULO YANIRE ZULOAGA	LAMINA	E-04
			1/50, 1/25

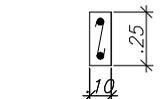


TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH	FECHA	SEPTIEMBRE 2023
PLANO	ENCOFRADO 3', 4' Y 5' PISO	ESCALA	1/50, 1/25
UNIVERSIDAD	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR	MSc. ING. CHRISTIAN ASMI SERRA YOCOCHEA
		TESISTAS	VALERIA ANGULO YANIRE ZULOAGA
		LAMINA	E-05



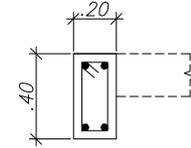
205/8" + 201/2"
 2∟∅3/8": 1@.05,
 5@.10, Rto@.25

CORTE 1-1
 ESC. 1/25



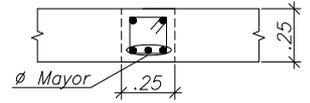
201/2"(*)
 ∟∅8mm: 1@.05, Rto@.10

CORTE 2-2
 ESC. 1/25



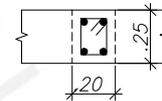
401/2"
 ∟∅8mm: 1@.05, Rto@.10

CORTE 3-3
 ESC. 1/25



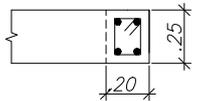
305/8" + 201/2"
 ∟∅3/8": 1@.05,
 5@.10, Rto@.25

CORTE 4-4
 ESC. 1/25



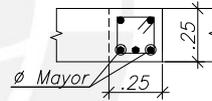
401/2"
 ∟∅8mm: 1@.05,
 5@.10, Rto@.25

CORTE 5-5
 ESC. 1/25



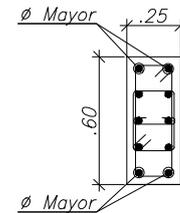
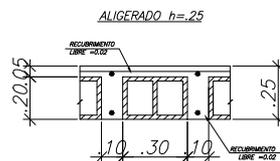
401/2"
 ∟∅8mm: 1@.05,
 Rto@.10

CORTE 6-6
 ESC. 1/25



205/8" + 301/2"
 ∟∅3/8": 1@.05,
 5@.10, Rto@.25

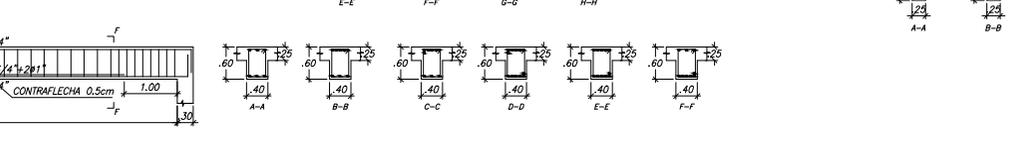
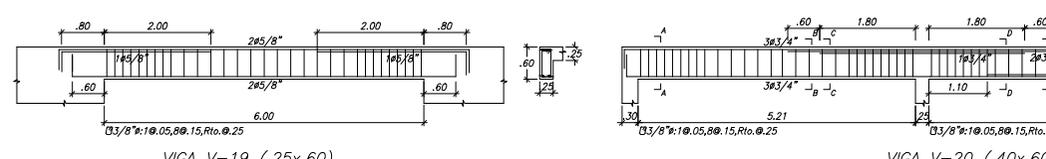
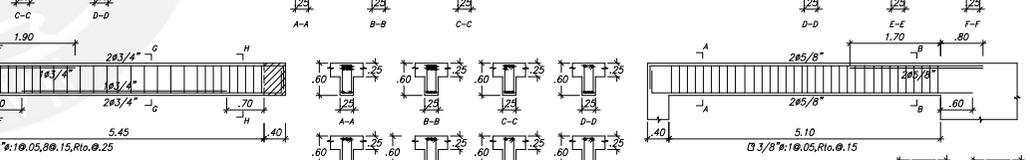
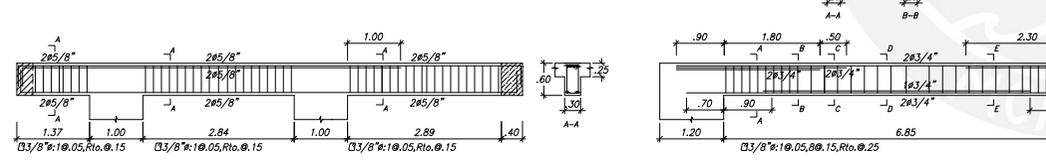
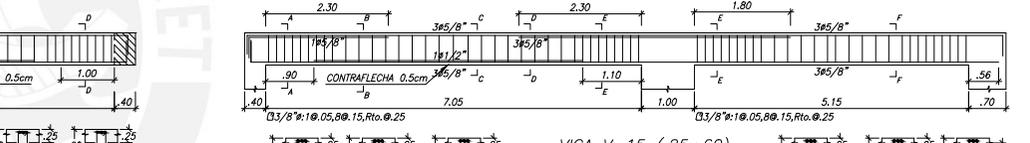
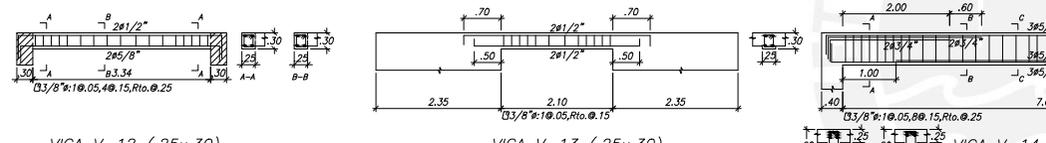
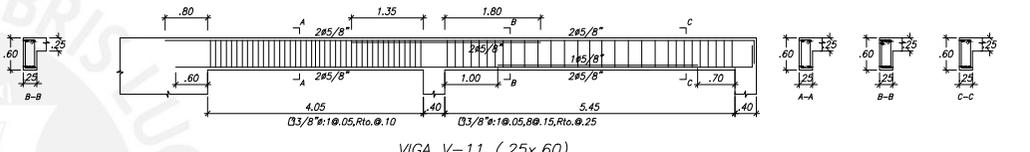
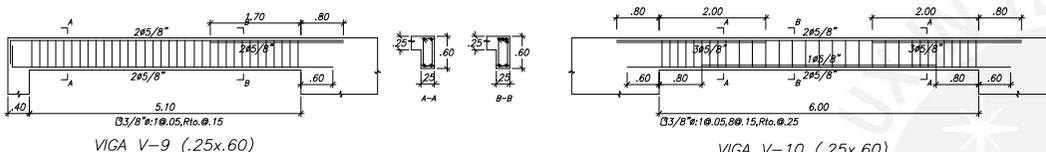
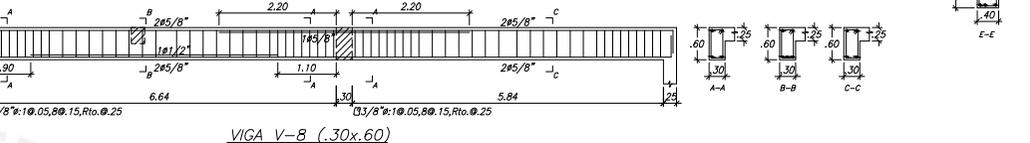
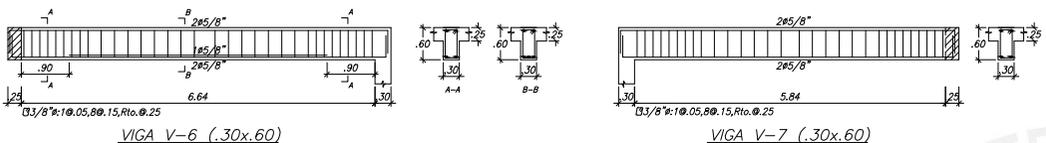
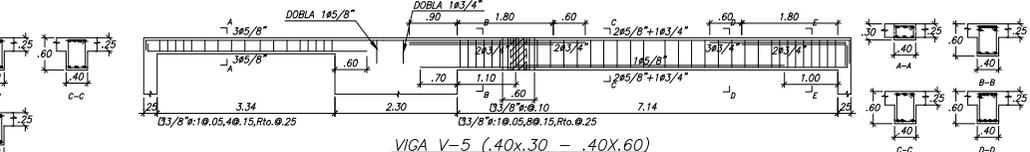
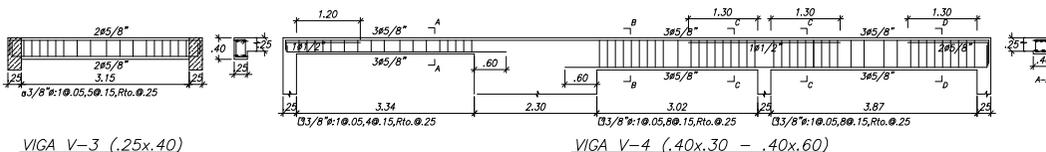
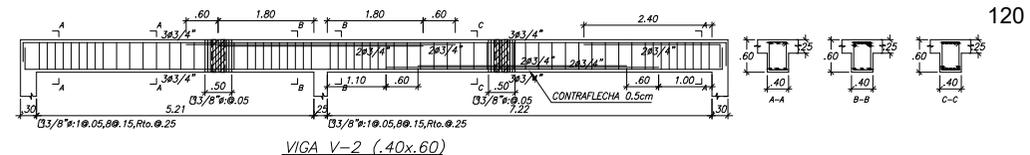
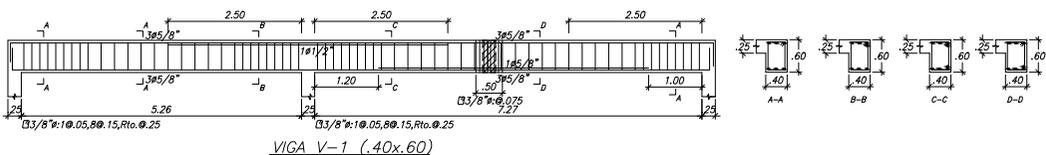
CORTE 7-7
 ESC. 1/25



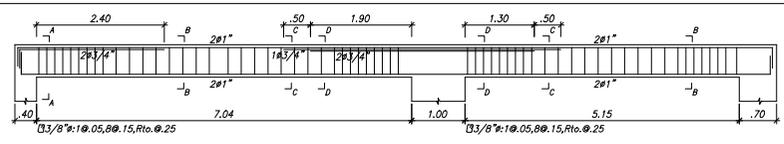
403/4" + 605/8"
 2∟∅3/8": 1@.05,
 6@.10, Rto@.25

(1)

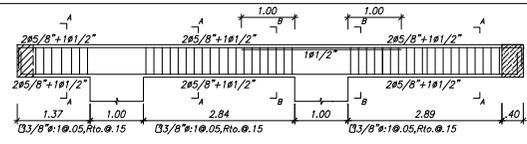
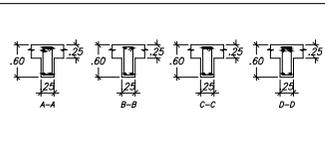
TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO	EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH		FECHA SEPTIEMBRE 2023
PLANO	ENCOFRADO 6° PISO		ESCALA 1/50, 1/25
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR MBA. ING. CHRISTIAN ASMI SHAYGÓCHEA	TESISTAS VALERIA ANGLIO YANIRE ZULOAGA	LAMINA E-06



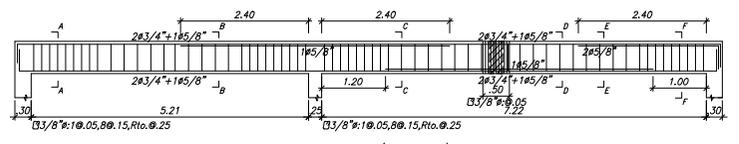
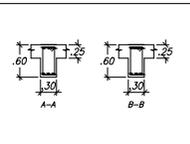
TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH		FECHA SEPTIEMBRE 2023	
PLANO VIGAS		ESCALA 1/50	
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR MSc. DR. CHRISTIAN ASMI BANCAYACHA	TESISTAS VALERIA INOCENCIO YANIRE ZULAGA	LAMINA E-07



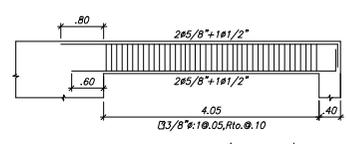
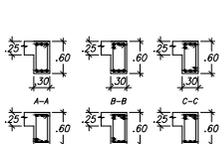
VIGA V-23 (.25x.60)



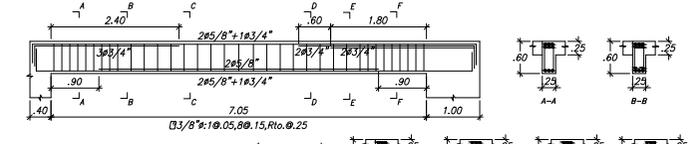
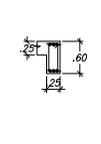
VIGA V-24 (.30x.60)



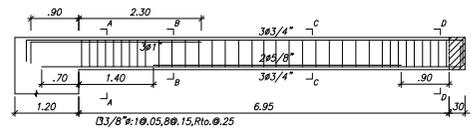
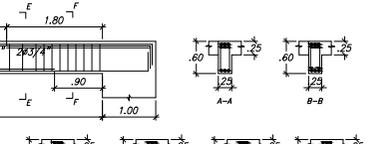
VIGA V-25 (.30x.60)



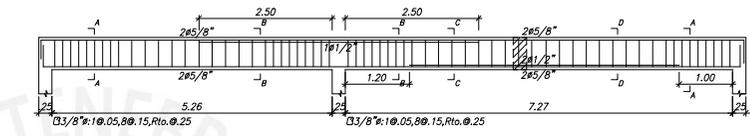
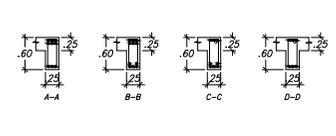
VIGA V-26 (.25x.60)



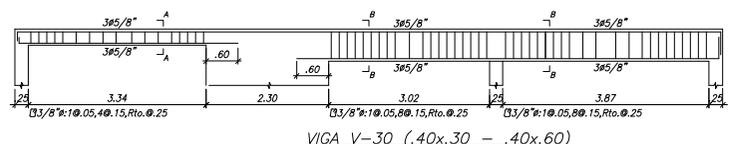
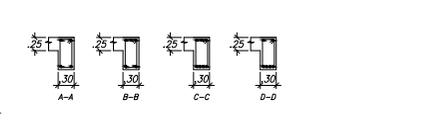
VIGA V-27 (.25x.60)



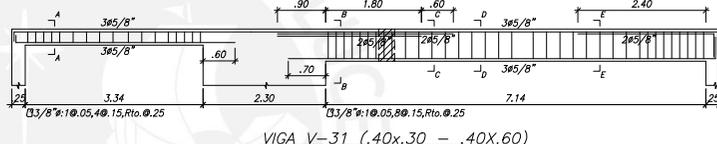
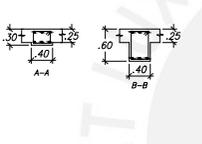
VIGA V-28 (.25x.60)



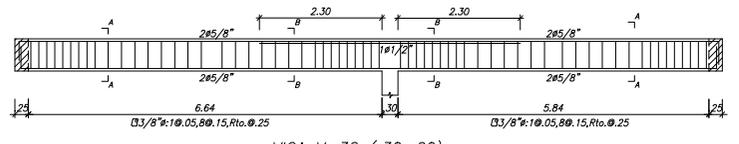
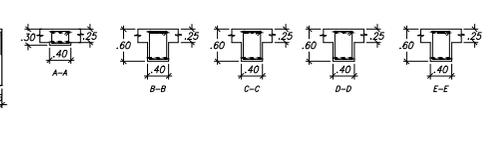
VIGA V-29 (.30x.60)



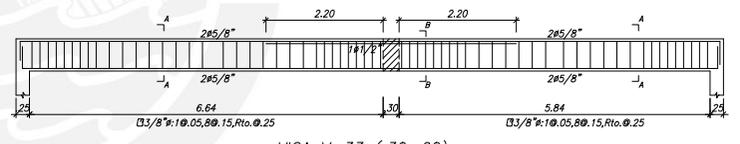
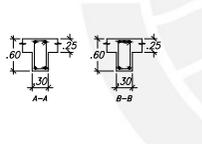
VIGA V-30 (.40x.30 - .40x.60)



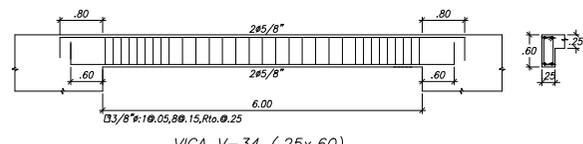
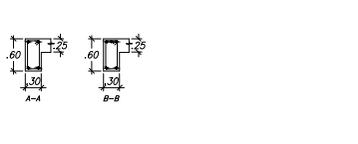
VIGA V-31 (.40x.30 - .40x.60)



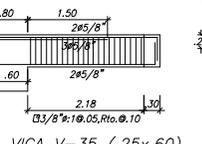
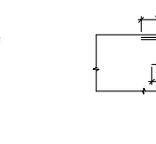
VIGA V-32 (.30x.60)



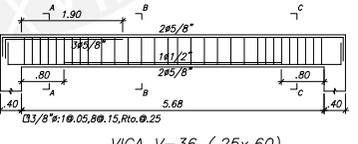
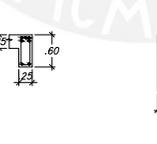
VIGA V-33 (.30x.60)



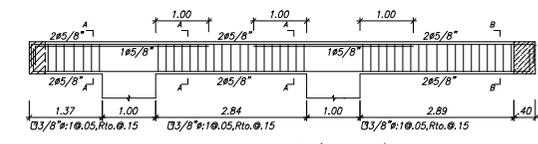
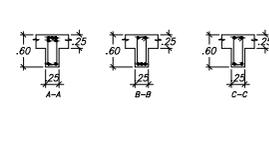
VIGA V-34 (.25x.60)



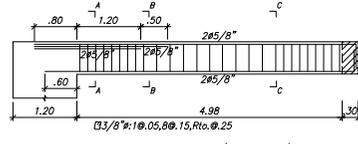
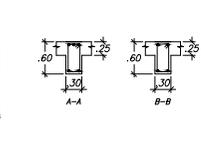
VIGA V-35 (.25x.60)



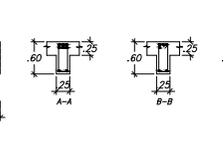
VIGA V-36 (.25x.60)



VIGA V-37 (.30x.60)



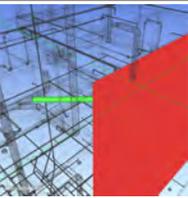
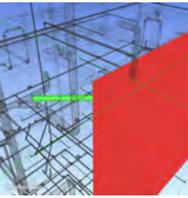
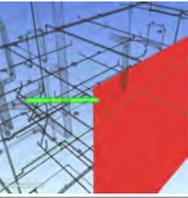
VIGA V-38 (.25x.60)



TEMA DE TESIS OPTIMIZACIÓN EN LA ETAPA DE DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DESARROLLANDO LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS, APLICANDO EL MODELAMIENTO DE INFORMACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN			
PROYECTO EDIFICIO DE OFICINAS EF1100TECH			FECHA SEPTIEMBRE 2023
PLANO VIGAS			ESCALA 1/50
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ASESOR MSc. ING. CHRISTIAN ASMI BANCAYSCHEA	TESISTAS VALERIA NICOLU YANIRE ZULOGA	LAMINA E-08

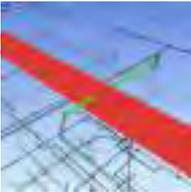
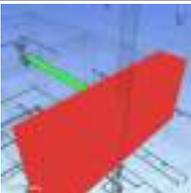
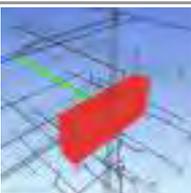
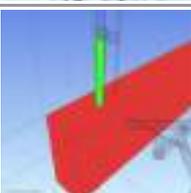
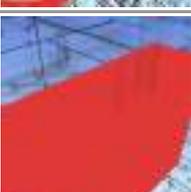
Informe de conflictos

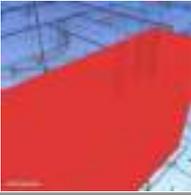
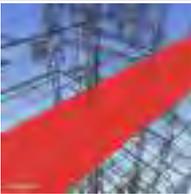
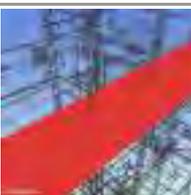
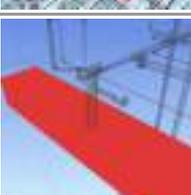
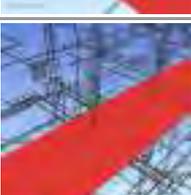
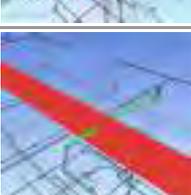
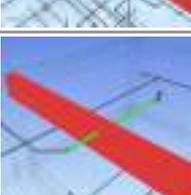
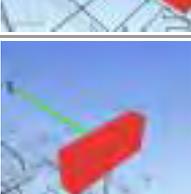
PLACAS/COLUMNASvsTUBOS	Tolerancia	Conflictos	Nuevo	Activo	Revisado	Aprobado	Resuelto	Tipo	Estado
	0.100m	3	3	0	0	0	0	0	Está. co (conservador)

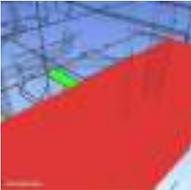
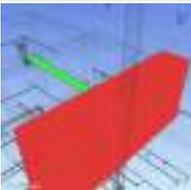
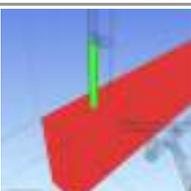
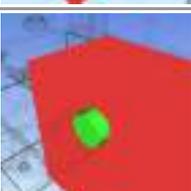
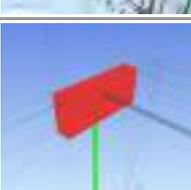
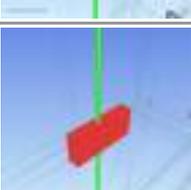
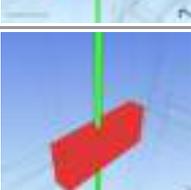
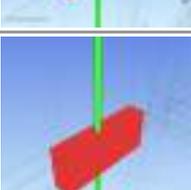
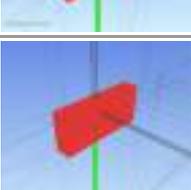
Imagen	Nombre de conflicto	Estado	Ubicación de rejilla	Punto de conflicto	Elemento 1			Elemento 2		
					Capa	Elemento Nombre	Elemento Tipo	Capa	Elemento Nombre	Elemento Tipo
	Clash1	Nuevo	D-5 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:23.110, z:10.906	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash2	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:23.110, z:7.706	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash3	Nuevo	D-5 : 04 PRIMER PISO_IM	x:19.521, y:23.095, z:4.594	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea

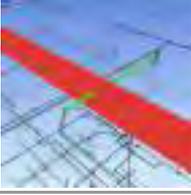
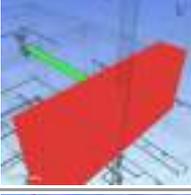
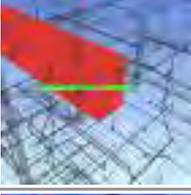
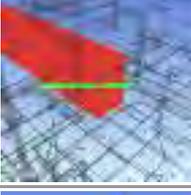
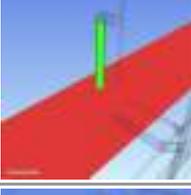
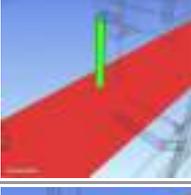
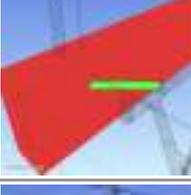
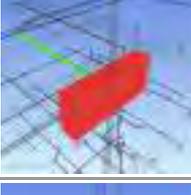
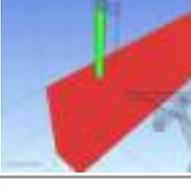
Informe de conflictos

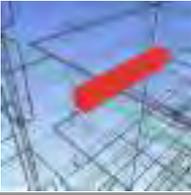
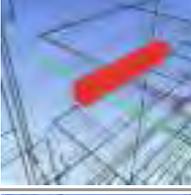
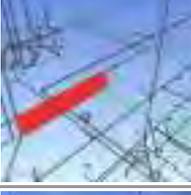
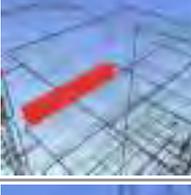
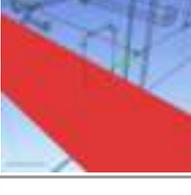
VIGASvsTUBOS	Tolerancia	Conflictos	Nuevo	Activo	Revisado	Aprobado	Resuelto	Tipo	Estado
	0.100m	57	57	0	0	0	0	0	Está co

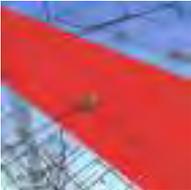
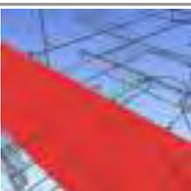
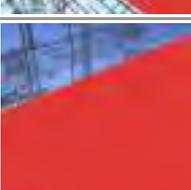
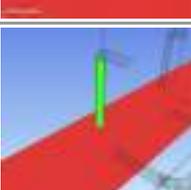
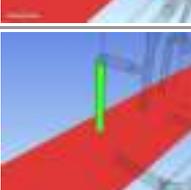
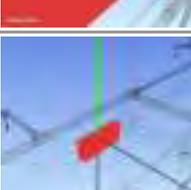
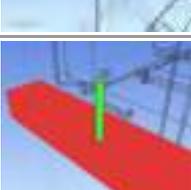
Imagen	Nombre de conflicto	Estado	Ubicación de rejilla	Punto de conflicto	Elemento 1			Elemento 2		
					Capa	Elemento Nombre	Elemento Tipo	Capa	Elemento Nombre	Elemento Tipo
	Clash54	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:17.233, y:31.246, z:7.779	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash55	Nuevo	D-6 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:30.188, z:10.966	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash56	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:30.175, z:7.773	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash57	Nuevo	A-4 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.613, y:17.384, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash17	Nuevo	D-5 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:19.480, z:10.913	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash18	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:19.480, z:7.713	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash19	Nuevo	D-5 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:22.723, z:10.901	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash20	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:22.723, z:7.701	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea

										
	Clash21	Nuevo	D-5 : 08 QUINTO PISO_IM	x:19.512, y:19.528, z:17.357	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash22	Nuevo	D-5 : 07 CUARTO PISO_IM	x:19.512, y:19.528, z:14.157	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash23	Nuevo	D-5 : 09 SEXTO PISO_IM	x:18.640, y:23.495, z:20.588	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash24	Nuevo	A-4 : 04 PRIMER PISO_IM	x:7.650, y:17.095, z:4.536	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash25	Nuevo	D-5 : 04 PRIMER PISO_IM	x:19.512, y:19.502, z:4.581	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash26	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:30.189, z:7.778	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash27	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:17.182, y:31.246, z:7.792	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash28	Nuevo	B-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:10.176, y:31.246, z:7.787	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash29	Nuevo	D-6 : 08 QUINTO PISO_IM	x:19.512, y:30.215, z:17.382	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash30	Nuevo	D-5 : 04 PRIMER	x:19.512, y:22.593,	Piso 01	Concreto 210	Solid		PVC	Línea

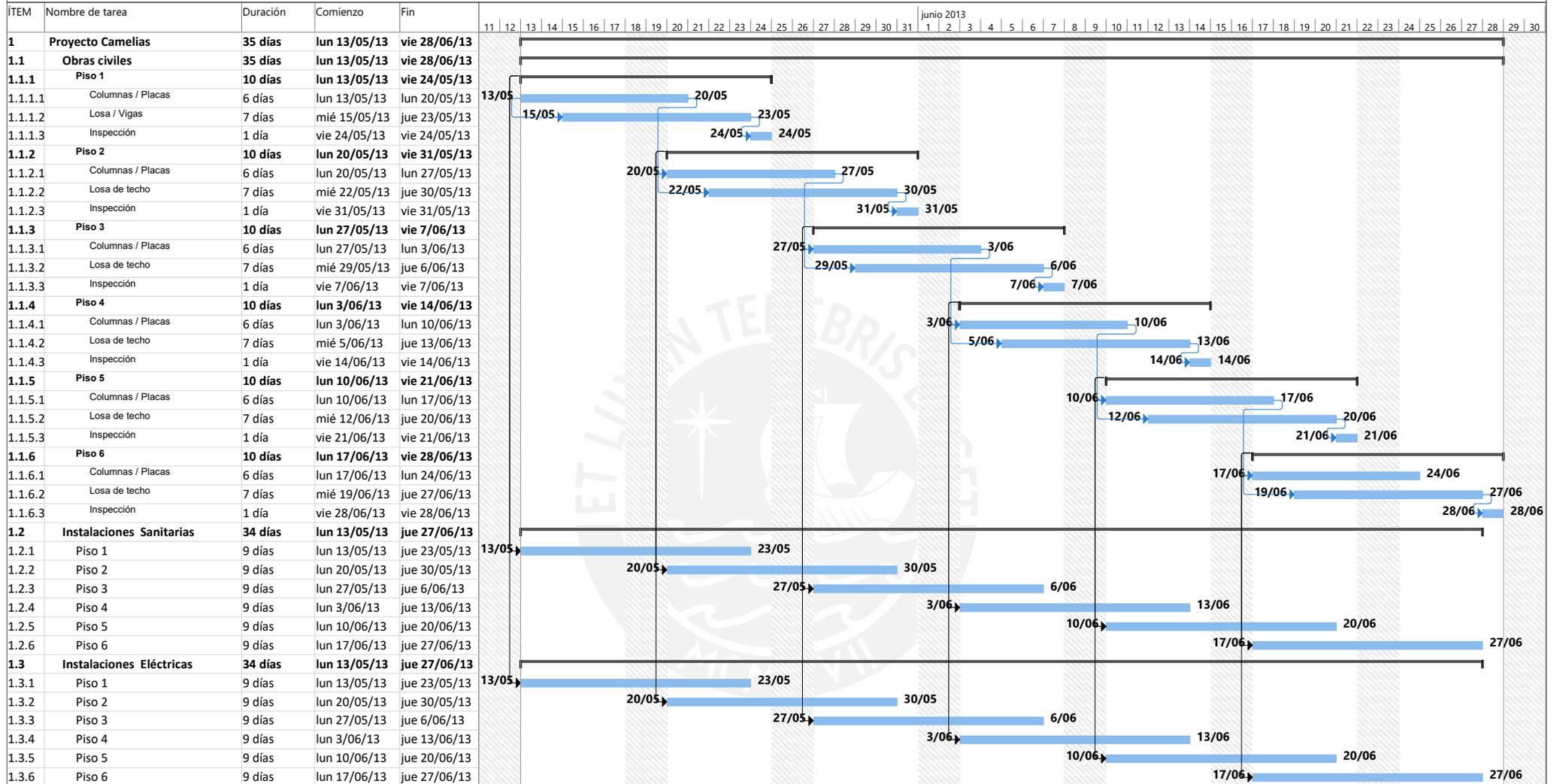
			PISO_IM	z:4.602		kg/cm ²				
	Clash31	Nuevo	D-6 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:30.162, z:10.994	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash32	Nuevo	A-4 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.611, y:17.435, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash33	Nuevo	C-5 : 09 SEXTO PISO_IM	x:15.980, y:23.095, z:20.669	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash34	Nuevo	A-4 : 09 SEXTO PISO_IM	x:7.191, y:16.695, z:20.634	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash35	Nuevo	A-6 : 08 QUINTO PISO_IM	x:6.641, y:30.180, z:16.900	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash36	Nuevo	A-6 : 07 CUARTO PISO_IM	x:6.607, y:30.147, z:11.100	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash37	Nuevo	A-6 : 08 QUINTO PISO_IM	x:6.615, y:30.148, z:14.300	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash38	Nuevo	A-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.619, y:30.150, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash39	Nuevo	A-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.641, y:30.181, z:7.300	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash40	Nuevo	A-5 : 09 SEXTO	x:8.032, y:23.095,	Piso 06	Concreto 210	Solid		PVC	Línea

			PISO_IM	z:20.637		kg/cm ²				
	Clash50	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:17.233, y:31.246, z:7.779	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash51	Nuevo	D-6 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:30.188, z:10.966	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash41	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.498, y:23.095, z:7.703	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash42	Nuevo	D-5 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.498, y:23.095, z:10.903	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash43	Nuevo	A-4 : 08 QUINTO PISO_IM	x:6.587, y:18.737, z:14.300	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash44	Nuevo	A-4 : 09 SEXTO PISO_IM	x:6.587, y:18.737, z:17.500	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash45	Nuevo	A-4 : 04 PRIMER PISO_IM	x:6.732, y:17.551, z:4.551	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash52	Nuevo	D-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:30.175, z:7.773	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash53	Nuevo	A-4 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.613, y:17.384, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash1	Nuevo	B-5 : 08 QUINTO	x:12.372, y:19.260,	Piso 05	Concreto 210	Solid		PVC	Línea

			PISO_IM	z:17.394		kg/cm ²				
	Clash2	Nuevo	B-5 : 08 QUINTO PISO_IM	x:10.322, y:19.260, z:17.395	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash3	Nuevo	B-5 : 07 CUARTO PISO_IM	x:12.372, y:19.260, z:14.194	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash4	Nuevo	B-5 : 07 CUARTO PISO_IM	x:10.322, y:19.260, z:14.195	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash5	Nuevo	B-5 : 04 PRIMER PISO_IM	x:10.322, y:20.803, z:4.587	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash6	Nuevo	B-5 : 04 PRIMER PISO_IM	x:12.372, y:20.797, z:4.588	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash7	Nuevo	B-5 : 09 SEXTO PISO_IM	x:10.322, y:20.605, z:20.601	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash8	Nuevo	B-5 : 09 SEXTO PISO_IM	x:12.372, y:20.605, z:20.600	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash9	Nuevo	A-4 : 09 SEXTO PISO_IM	x:9.336, y:16.695, z:20.610	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash10	Nuevo	A-4 : 04 PRIMER PISO_IM	x:8.677, y:17.095, z:4.610	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash11	Nuevo	D-5 : 06 TERCER	x:17.835, y:23.095,	Piso 03	Concreto 210	Solid		PVC	Línea

			PISO_IM	z:11.009		kg/cm ²				
	Clash12	Nuevo	C-5 : 09 SEXTO PISO_IM	x:16.583, y:23.095, z:20.605	Piso 06	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash13	Nuevo	D-5 : 04 PRIMER PISO_IM	x:17.840, y:23.495, z:4.603	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash14	Nuevo	D-5 : 06 TERCER PISO_IM	x:19.512, y:19.881, z:11.005	Piso 03	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash15	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:17.835, y:23.095, z:7.809	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash16	Nuevo	D-5 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:19.512, y:19.881, z:7.805	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash46	Nuevo	A-4 : 08 QUINTO PISO_IM	x:6.587, y:18.043, z:14.300	Piso 04	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash47	Nuevo	A-4 : 09 SEXTO PISO_IM	x:6.587, y:18.043, z:17.500	Piso 05	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash48	Nuevo	A-6 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:6.565, y:30.180, z:7.900	Piso 02	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea
	Clash49	Nuevo	A-4 : 05 SEGUNDO PISO_IM	x:7.905, y:16.778, z:4.700	Piso 01	Concreto 210 kg/cm ²	Solid		PVC	Línea

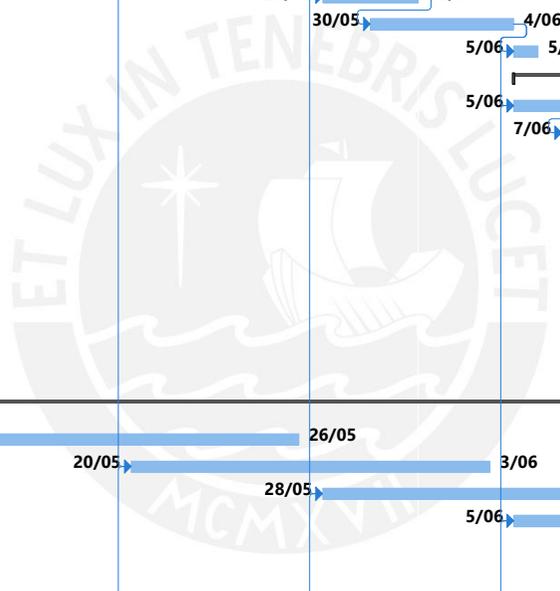
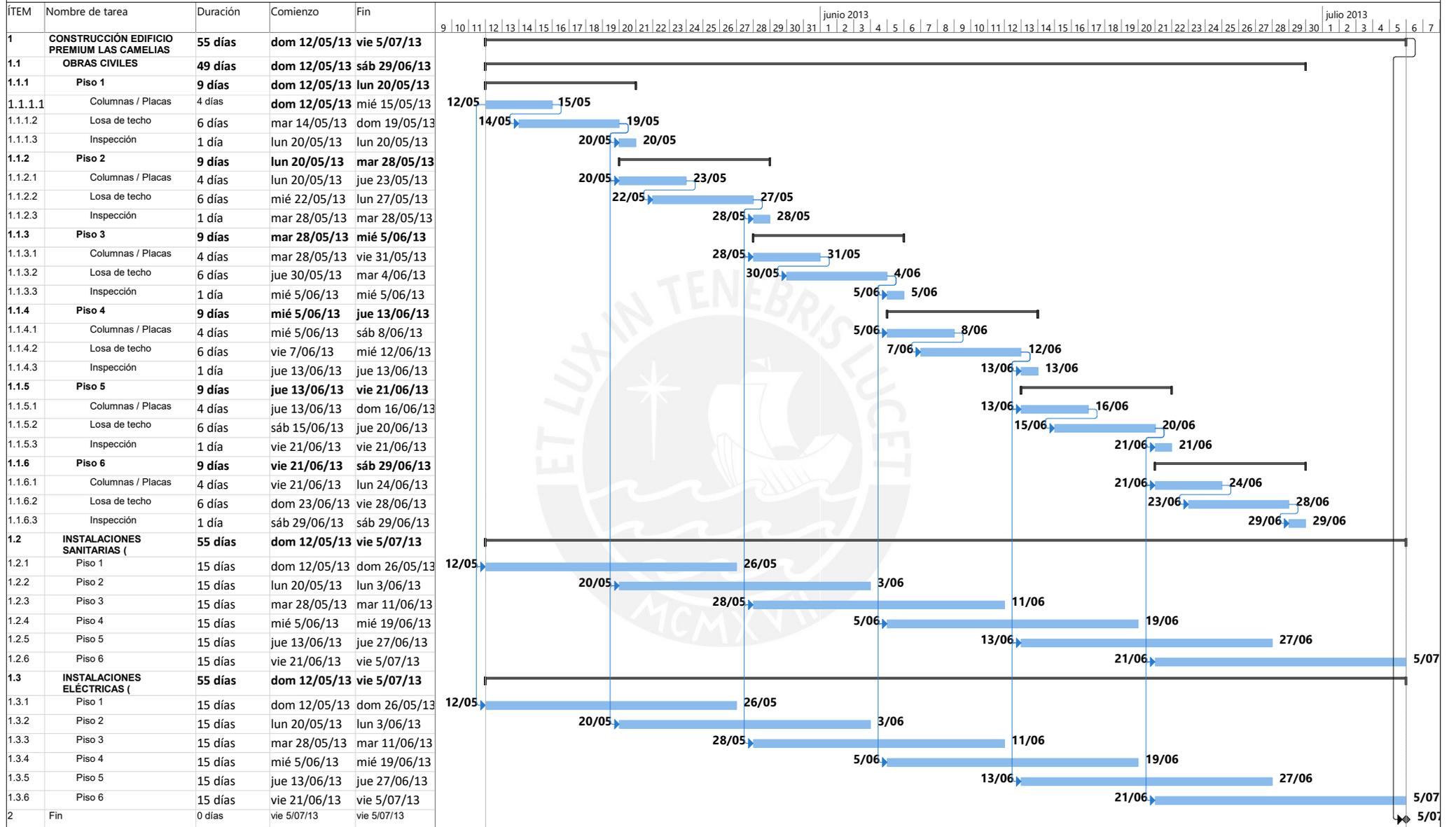
Cronograma Propuesto para la Ejecución de Obra



Proyecto: Edificio Premium LAS CAMELIAS

Tarea		Resumen del proyecto		Tarea manual		solo el comienzo		Fecha limite	
División		Tarea inactiva		solo duración		solo fin		Progreso	
Hito		Hito inactivo		Informe de resumen manual		Tareas externas		Progreso manual	
Resumen		Resumen inactivo		Resumen manual		Hito externo			

Cronograma Real para la Ejecución de Obra



Proyecto: Edificio Premium LAS CAMELIAS

Tarea		Resumen del proyecto		Tarea manual		solo el comienzo		Fecha límite	
División		Tarea inactiva		solo duración		solo fin		Progreso	
Hito		Hito inactivo		Informe de resumen manual		Tareas externas		Progreso manual	
Resumen		Resumen inactivo		Resumen manual		Hito externo			